

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : **Génie Civil & Hydraulique**
Spécialité : **Hydraulique**



Thèse

Pour l'obtention du diplôme de Doctorat

Présenté par : **Mezaache Mouloud**

**Thème : Développement d'un modèle de gestion à long terme et d'un
outil d'aide à la décision pour le Sous-bassin de Guelma**

Sous la direction de : **Pr MANSOURI RACHID**

Devant le jury

Président	: Maoui Ammar	Pr	Univ. 08 Mai 1945 de Guelma
Rapporteur	: Mansouri Rachid	Pr	Univ. 08 Mai 1945 de Guelma
Examineurs	: Houichi Larbi	Pr	Univ. Elhadj Lakhdar Batna
	Amarchi Hocine	Pr	Univ. Badji-Mokhtar Annaba
	Nafaa Kablouti	MCA	Univ. Badji-Mokhtar Annaba
	Kachi Slimane	MCA	Univ. 08 Mai 1945 de Guelma

2015

Remerciements

Avant toute autre chose, je voudrais remercier ici très sincèrement mon directeur de thèse, le professeur Rachid Mansouri, pour m'avoir fait confiance et pour m'avoir permis, par son soutien et ses conseils, de réaliser cette thèse dans les meilleures conditions possibles. Avec un léger recul, je réalise que cette "lourde tâche" n'aurait pu arriver à son terme sans son aide et son soutien.

Au demeurant, je remercie l'ensemble des personnes ayant accepté de juger mon manuscrit de thèse, en l'occurrence, le Professeur Hocine AMARCHI de l'université Badji-Mokhtar Annaba, le Professeur Larbi HOUICHI de l'université Elhadj-Lakhdar Batna, le Docteur Kachi selimane Maitre de conférences a l'université de Guelma, et le Docteur Nafaa Kablouti Maitre de conférences a l'université Badji-Mokhtar Annaba . C'est un véritable honneur que de tels chercheurs aient accepté d'évaluer l'aboutissement de mon travail.

Je remercie également Monsieur Maoui Ammar, Professeur au département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université de Guelma, d'avoir accepté de présider ce jury, je lui en suis très reconnaissant.

Si ce travail a pu se mener à bien, c'est aussi grâce au soutien logistique et matériel de la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Guelma.. Que toute la Direction trouve ici l'expression de ma reconnaissance et de mes considérations distinguées.

Enfin, je ne terminerai pas sans exprimer ma reconnaissance à tout les membres de ma famille qui m'ont encouragé et supporté avec bonté et patience pendant toutes ces années, et sans qui cette thèse n'auraient pas eu tout leur charme

Résumé

Afin d'évaluer la performance des réservoirs, il est important d'évaluer comment le système va réagir à des éventuelles demandes d'approvisionnement et dans des conditions hydrologiques données. Dans cette étude, deux ensembles de modèles stochastiques à savoir PARMA (p, q) et Thomas-Fiering ont été testés pour la simulation stochastique de l'apport mensuel. Il a été constaté que la modélisation basée sur la PARMA (1, 0) modèle avec transformation de Box-Cox peut mieux reproduire les moments historiques. Une procédure basée sur le bilan de l'eau du réservoir a été appliquée en utilisant la série d'apport synthétique, et ce pour différentes demandes d'eau. Les critères de performance ont été intégrés dans un logiciel VBA, afin d'évaluer le comportement de réservoir Bouhamdane pour quatre scénarios différents. Dans une première étape, le stockage initial est supposé égal à zéro, et ensuite égale à la moitié du stockage actif. Dans une deuxième étape, l'influence de la capacité du réservoir et le niveau de remplissage est étudié. Chaque scénario a ses hypothèses à savoir stockage et de la demande mensuelle. Les résultats obtenus ont montré que le modèle développé pourrait être utile pour l'évaluation du fonctionnement réel du réservoir.

Mots- clés: Modèle stochastique, Génération apports, Comportement barrage, critères de performance

Abstract

In order to assess the reservoir performance, it is important to evaluate how the system will react under the expected supply demands and hydrologic conditions. In this study two sets of time series models namely PARMA (p,q) and Thomas-Fiering were tested for the stochastic simulation of monthly inflow. It was found that the modelling based on the PARMA (1, 0) model with Box-Cox transformation can reproduce better the historical moments. A reservoir water balance procedure was applied to the synthetic inflow series, for different water demands. Performance criteria were incorporated in a VBA computer program, which is developed for evaluating the behaviour of Bouhamdane reservoir for four scenarios. In a first step the initial storage is assumed to be equal to zero, than to be equal to the half of the active storage. In a second step the influence of the reservoir capacity and the filling level are studied. Each scenario has its assumptions namely storage and monthly demand. The obtained results showed that the developed model could be helpful for the real operation of the reservoir.

Key words: Stochastic model, Inflow generation, Reservoir Behaviour, Performance Criteria.

ملخص:

حتى ينسنى لنا تقييم أداء السدود، فإنه من المهم تقييم كيفية رد فعلها على الطلبات المحتملة للتزويد بالمياه تحت ظروف هيدروليكية معينة. في إطار هذه الدراسة تم اختبار مجموعتان من النماذج الزمنية الستوكاستية مثل نموذج PARMA (p,q) و نموذج Thomas-Fiering، اللذان تم إخضاعهما لتجربة المحاكاة الستوكاستية باستعمال التدفق الشهري.

لقد لوحظ أن النمذجة المبنية على نظام PARMA (0,1) المقرون بالتحويل Box-cox هي الأفضل للأجراء عملية المحاكاة، أد أن الخصائص القياسية الناتجة عن عملية الاستنساخ تتماشى بشكل أفضل مع الخصائص القياسية للسلسلة الزمنية التاريخية مقارنة بنتائج النموذج Thomas-Fiering.

كما تم اعتماد الطريقة المبنية على الحوصلة المائبة للخزان واستعمال سلسلة التدفق الناتجة عن عملية الاستنساخ لدراسة أداء السدود وذلك تحت ظروف مختلفة. كما أدرجت معايير التقييم في برنامج (VBA) من أجل تقييم الحالة التفاعلية لخزان بوهمدان من خلال أربع سيناريوهات مختلفة. في المرحلة الأولى يتم اعتبار أن التخزين الأولي يساوي الصفر ثم يساوي نصف التخزين الناشط أما المرحلة الثانية فتوضح مدى تأثير سعة التخزين ومستوى الامتلاء المراد دراستها على أداء السد. كل سيناريو له افتراضاته مثل التخزين والطلب الشهري. لقد بينت النتائج المحصل عليها أن النموذج المطور قد يكون مفيداً لتقييم العمل الفعلي للخزان.

كلمات البحث: نموذج ستوكستيكي، سلوكيات السد، مختلف التدفقات، معايير الأداء.

TABLE DES MATIERES

Introduction, objectifs et structure de la thèse	16
Chapitre 1 : Les multiples fonctions d'un réservoir	23
1.1 Introduction	23
1.2 Géométrie	26
1.2.1 Cote de retenue normale (RN)	26
1.2.2 Cote de protection	26
1.2.3 Cote des plus hautes eaux (PHE)	26
1.3 Organes hydrauliques	27
1.3.1 Évacuateur de crues	27
1.3.2 Organe de vidange	27
1.3.3 Organe de prise	27
1.3.4 Débitance	27
1.4 Types d'évacuateur	28
1.4.1 Évacuateurs à seuil libre (sans organe mobile)	30
1.4.2 Évacuateurs vannés	32
1.5 Détermination de la revanche	33
1.6 La prise d'eau	34
1.7 Régularisation des apports	37
1.8 L'évaluation du comportement	45
1.8.1. Gestion à long terme	48
1.8.2. Programme de planification rigide	48
1.8.3 Règles d'exploitation linéaire standard	49
1.8.4 Les règles de courbe guide (Rule Curve)	50
1.8.5. Les variantes de la règle des courbes guides	50
1.8.5.1 Exploitation d'un réservoir à l'aide des règles de courbe	52
1.8.5.2 Règle courbe conditionnelle	53
Chapitre 2. Présentation de la zone d'études et recueil des données	54
2.1. Caractéristiques techniques	54
2.2. Le bassin versant de l'Oued Bouhamdane	56
2.3 Les données disponibles	57
2.3.1 Les apports	58

2.3.2 Précipitations	58
2.3.3 Evaporation et fuites	64
2.3.4 Affectation des eaux du barrage de Hammam Debagh	67
2.4.1 Le périmètre irrigué de Guelma-Boucheougouf (vallée de Guelma)	68
2.4.2 L'alimentation en eau potable et industrielle	72
2.5 La demande totale	73
Chapitre 3 : Analyse et traitement des données	75
3.1 Généralités	76
3.2 Test statistiques de stationnarité	77
3.3 Méthodes sélectionnées	79
3.3.1 Le test de Mann-Kendall	80
3.4 Test d'homogénéité	82
3.4.1 Tests graphiques	83
3.4.1.1 Le simple cumul	83
3.4.1.2 Le double cumul	83
3.4.1.3 La méthode du cumul des résidus	84
3.4.5 Tests numériques	84
3.4.5.1 Le test de Mann-Whitney U	89
3.4.5.2 Le test de Wilcoxon	90
3.5 Tests de normalité	92
3.5.1 Le test de normalité de Shapiro-Wilk	93
3.5.2 Test d'Anderson-Darling	95
Chapitre 4 : Les modèles capacités-fourniture	98
4.1 Introduction	98
4.2 Aperçu sur l'utilisation des modèles Capacité-fourniture	101
4.3 Méthode des courbes des débits cumulés	103
4.3.1 Exécution de la méthode de Rippl	104
4.3.2 Méthode de la courbe des apports massiques	107
4.3.3 Méthode de la courbe de la masse résiduelle	108
4.3.4 La méthode des pics séquentiels	109
4.4 Méthode de simulation	110
4.5 Les modèles informatiques	113
4.5.1 HEC-ResSim	114
4.5.2 MODSIM	114

4.5.3 AQUATOOL	115
Chapitre 5 : les modèles stochastiques de génération	116
5.1 Généralités sur les séries temporelles d'apport	116
5.1.1 Nombres Aléatoires	118
5.1.2 Objectifs de l'étude d'une série	119
5. 2 Modélisation d'une série temporelle	119
5.2.1 Simulation d'une série du débit annuel	120
5.2.2 Simulation de séries mensuelles de débits	120
5.3 Étapes de la modélisation stochastique	121
5.3.1 Choix de variables	121
5.3.2 Transformation des données mensuelles	121
5.3.3 Le nombre de série a généré	123
5.3.4 Application d'un modèle stochastique	124
5.3.5 Validation d'un modèle stochastique	124
5.4 Modèles stochastiques de simulation	125
5.5 Génération stochastique des Séries	127
5.5.1 Génération de la série de l'apport mensuel par le modèle Thomas-Fiering	127
5.5.2 Génération de la série mensuelle d'apport à l'aide du modèle PARMA	133
5.5.2.1 Ordre du modèle	134
5.5.2.2 Estimation des paramètres	138
5.5.2.3 Le critère d'information Akaike	142
5.5.3 Évaluation de la performance des modèles	144
5.5.3.1 Evaluation graphique : Comparaison des statistiques simples	144
5.5.3.2 Evaluation statistique	147
5.5.3.3 Le test t de Student et le test F de Fisher	147
5.5.3.3.1 Le test t	148
5.5.3.3.2 Le test F	148
Chapitre 6 : Performances des barrages	150
6.1 Introduction	150
6.2 Les critères de performance	151
6.2.1 Fiabilité	153
6.2.2 La vulnérabilité	155
6.2.3 La résilience	156

6.3 Simulation numérique	157
Conclusion	160
Références Bibliographiques	163
Annexe 1 : Détail calcul Test de normalité de Shapiro-Wilk	174
Annexe 2 : Détail calcul test d'Anderson- Darling	180
Annexe 3 : Simulation du stockage pour une demande constante	185
Annexe 4 : Simulation du stockage pour une demande variable	191
Annexe 5 : Données générées par le modèle Thomas-Fiering	197
Annexe 6 : Données générées par le modèle PARMA(1,0)	200

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Figure 1.1: Zones dans le réservoir

Figure 1.2 : Ecrêtage de la crue

Figure 1.3: variables principales

Figure 1.4 : Accroissement de la débitance selon l'organe.

Figure 1.5 : Accroissement de la débitance d'un évacuateur latéral en fonction de la cote, avec Z_1 élevée à gauche (ennoiment à partir des PHE), Z_1 plus basse à droite (toujours dénoyé)

Figure 1.6 : Accroissement de la débitance d'un évacuateur tulipe en fonction de la cote
Ennoiment dès PHE à gauche, ennoiment seulement à la cote de danger à droite

Figure 1.7 : Revanche sur les PHE ou sur la RN pour un barrage non équipé d'un mur pare vagues

Figure 1.8 : Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

Figure 1.9 : Processus de fonctionnement de la prise d'eau

Figure 1.10 : Prise d'Eau en Rivière (Ginocchio, 1959)

Figure 1.11 : Sédimentation d'un Réservoir en Fonction du Temps

Figure 1.12 : Ouvrage de Prise et de Vidange

Figure. 1.13 Exemple de deux règles de fonctionnement: (a) la règle de fonctionnement simple; (b) la règle de fonctionnement avec des restrictions.

Figure 1.14 : Système de décision

Figure 1.15: Variation des zones de fonctionnement au cours de l'année.

Figure 1.16 : {(a) Courbes guides du lac Biemme (Suisse) La valeur du débit à relâcher dépend de la période de l'année et du niveau du lac.

(b) Courbe guide du réservoir Dharoi (Inde).

Figure 1.17 : exemple de fonction d'allocation en eau

Figure 1.18 : Représentation graphique de la règle d'exploitation linéaire standard (RELS).

Figure 1.19 : Développement de la courbe de la règle courbe pour une opération de conservation.

Chapitre 2

Figure 2.1 : Schéma structural du barrage

Figure.2.2: Coupe en travers du barrage de Hammam Debagh (d'après A.N.B.T.)

Figure 2.3: Le barrage de Hammam Debagh: évacuateur de crues en puits de section circulaire et protection sur la rive gauche

Figure 2.4 : Localisation du barrage Bouhamdane

Figure (2.5) : Confluence des oueds Cheref et Bouhamdane pour donner naissance de la Seybouse (1 : vue satellitaire Google Earth, 2 : Photo numérique)

Figure 2.6 : Apport annuel

Figure 2.7 : Apport moyen de chaque mois durant la période 1990-2007

Figure 2.8: Précipitations annuelles médianes (1965-1995)

Figure 2.9 : Illustration des pluies annuelles

Figure 2.10 : illustration des pluies excédentaires et des pluies déficitaires

Figure 2.11 : Répartition mensuelle des pluies

Figure 2.12 : Le coefficient de variation à la station de Guelma

Figure 2.13 : illustration de la variation de l'évaporation annuelle

Figure 2.14 : illustration de l'évaporation mensuelle

Figure 2.15 : Illustration des fuites enregistrées durant la période 1997 et 2009

Figure 2.16 : Le périmètre irrigué Guelma –Bouchegouf, distribution de l'eau

Figure 2.17: Volumes affectés à l'irrigation à partir du barrage Bouhamdane

Figure 2.18 : Les lâchers du barrage Bouhamdane

Figure 2.19: Volumes affectés à l'A.E.P. à partir du barrage Bouhamdane

Figure 2.20 : Volume AEP [hm³] (moyenne de chaque durant la période 1993-2009)

Figure (2.21) : Pertes et demandes

Chapitre 3

Figure 3.1 : Illustration de la méthode du cumul

Figure 3.2 : Ajustement du test de normalité de Shapiro-Wilk

Figure 3.3 : Ajustement du test d'Anderson-Darling

Chapitre 4

Figure 4.1: classification théoriques des différentes méthodes pour l'analyse du stockage fourniture (McMahon and Mein, 1986)

Figure (4.2) : Illustration d'une période critique

Figure 4.3 : La méthode de Rippl pour la détermination la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimenté par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction continue d'une demande cible D.

Figure (4.4 a) ; Demande constante $Q_a = MQ$ (débit d'apport moyen)

Figure (4.4 b) : Courbes des débits cumulés pour une demande égale au débit d'apport moyen

Figure (4.5 a) ; Demande constante $Q_a = \frac{1}{2} MQ$ (débit d'apport moyen)

Figure (4.5 b) : Courbes des débits cumulés pour une demande égale à la moitié au débit d'apport moyen

Figure 4.6: La méthode de masse pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimentée par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction en continu la demande cible D

Figure 4.7: Méthode de la courbe de masse résiduelle pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimentée par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction en continu la demande cible D.

Figure 4.8: algorithme SPA pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimentée par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction en continu la demande cible

Figure 4.9 : Simulation du stockage pour une demande variable

Figure (4.10) : Simulation du stockage pour une demande constante

Chapitre 5

Figure 5.1 : Les composantes d'une série temporelle

Figure 5.2 : Corrélogramme simple (source Mangin, 1984)

Figure (5.3. a) Fonction d'autocorrélation Figure (5.3.b) Fonction d'autocorrélation partielle

Figure 5.4 : test de normalité asymétrie

Figure 5.5 : Test de normalité Filliben

Figure 5.6 : (a) données originales, (b) Données transformées

Figure 5.7 : Comparaison des moyennes

Figure 5.8: Comparaison des écart-types

Figure 5.9 : Comparaison des coefficients de variations

Figure 5.10 : Comparaison des coefficients d'asymétrie

Chapitre 6

Figure 6.1 Schéma de principe de la mesure de la performance d'un système de gestion

Figure 6.2 : Schéma de principe d'un modèle de gestion. Il est composé d'une représentation simplifiée du système physique réel du système de gestion, d'une représentation simplifiée des usages de la ressource et d'un algorithme d'optimisation.

Figure 6.3: Performance du réservoir pour le cas d'une demande variable et un stockage initial zéro

Figure 6.4 : Performance du réservoir pour le cas d'une demande variable et un stockage initial égale à la moitié de la capacité de stockage

Figure 6.5: performance du réservoir en fonction d'une variable capacité de stockage

Figure 6.6: Performance du réservoir en fonction d'un seuil critique variable

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (1.1) : définition des indices d'état de stocke de l'eau à partir des divers niveaux de la retenue

Tableau 2.1 : Calcul du coefficient pluviométrique

Tableau 2.2 : variabilité des précipitations moyennes mensuelles à la station de Guelma (1990/2007).

Tableau 2.3: Statistique de dommages sur les larges barrages construits en 1986 et avant; tiré de (Foster *et al.* 2000)

Tableau 2.4 : Bilan : Besoins ressources des différents secteurs

Tableau 2.5 : Surfaces équipées et irrigables dans le périmètre de Guelma-Boucheougouf (d'après O.N.I.D. Guelma, mai 2012)

Tableau 2.6 : Tableau récapitulatif du calcul de la demande totale

Tableau 3.1 : Calcul récapitulatif du test Mann-Kendall

Tableau (3.2) : Procédure d'un test statistique

Tableau 3.3 : Application du test de Wilcoxon

Tableau 3.4 : application du test de normalité de Shapiro-Wilk

Tableau 3.5 : Résultats du test d'Anderson-Darling

Tableau (5.1): Paramètres de la série historique

Tableau (5.2) : Les nombres aléatoires obtenus après transformation par la loi Gamma

Tableau (5 .3) Les résultants de la transformation Box-Cox

Tableau (5 .4) : Comparaison des AIC pour les modèles sectionnés

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Détail calcul Test de normalité de Shapiro-Wilk

Annexe 2 : Détail calcul test d'Anderson-Darling

Annexe 3 : Simulation du stockage pour une demande constante

Annexe 4 : Simulation du stockage pour une demande variable

Annexe 5 : Données générées par le modèle Thomas-fiering

Annexe 6 : Données générées par le modèle PARMA(1,0)

NOTATIONS

$Q_{i,j}$: Apport mensuel,

$q_{i,j}$: Apport mensuel standardisé,

\bar{Q}_j : Moyenne mensuelle de l'apport du mois j

S_j : L'écart-type mensuelle de l'apport du mois j

\bar{q}_j , et \bar{q}_{j-1} sont respectivement les moyennes des apports dans les saisons j et j-1,

σ_j : Écart type de l'apport dans la saison j.

r_i : Corrélacion entre les apports dans le $j^{\text{ième}}$ et $(j-1)^{\text{ième}}$ saison.

b_j : coefficient de régression de l'apport dans la saison $j^{\text{ième}}$ avec la saison $(j-1)^{\text{ième}}$.

α_t : Paramètres positifs ou négatifs à estimer

ε_t : Bruit blanc i.e les ε_t suivent une loi normale $N(0, \sigma^2)$

$q_{i,j}$: l'apport généré dans la saison $j^{\text{ième}}$ de la $i^{\text{ième}}$ année.

$q_{i,\text{det}}^j$: Composante déterministe

$q_{i,\text{rand}}^j$: Composante aléatoire

t_i : Nombre aléatoire distribué selon la loi normale (0,1),

t_g : Nombre aléatoire distribué selon une loi Gamma (0, 1, Cg)

C_{sj} : Asymétrie du mois j,

r_j : Coefficient de Corrélacion entre les apports des mois j et j-1.

$Y_{v,\tau}$: l'apport de l'année v et le mois τ .

$\varepsilon_{v,\tau}$: Bruit non-corrélé

$\{\phi_{1,\tau}, \dots, \phi_{p,\tau}\}$: nombre des paramètres autorégressifs périodiques

$\{\theta_{1,\tau}, \dots, \theta_{q,\tau}\}$: moyennes mobiles périodiques.

S_τ^2 : Est la variance saisonale,

$m_{k,\tau}$: est l'estimation du coefficient de $Y_{v,\tau}$

S_t, S_{t+1} : Volumes de stockage au début de périodes t et t + 1

FIAB : Fiabilité

Vul : Vulnérabilité

RESI : Résilience

Introduction, objectifs et structure de la thèse

L'une des plus grandes richesses de la Terre, sinon la plus importante, est l'eau. Cette ressource est à la base même de la vie humaine et de son développement. Souvent prise pour acquis par ceux qui ont la chance de vivre dans un endroit du monde où elle se retrouve en quantité abondante, elle peut aussi devenir le plus précieux des trésors pour la majorité des hommes et des femmes ayant vu le jour dans des régions beaucoup moins favorisées. La ressource en eau se retrouve souvent à la base de nombreux drames humains par son absence ou son abondance instantanée. Qu'il s'agisse de sécheresses, d'inondations, d'ouragans ou de Tsunamis, le lien entre l'eau et les hommes demeure très puissant. Donc, que l'on fasse partie de ceux qui ne manquent en aucun point de cette richesse ou de ceux qui la comptent à la goutte, il est primordial de procéder à une gestion des plus efficaces pour conserver et gérer efficacement cette ressource qui contrôle notre vie

La plupart des pays méditerranéens, sont confrontés simultanément à plusieurs défis liés à l'eau. La gestion durable de leurs maigres ressources hydriques s'impose. L'Algérie, en raison de sa situation géographique entre la Méditerranée et le Sahara, est un pays aride sur la majeure partie de son territoire. Cette aridité conjuguée avec la variabilité du climat méditerranéen, fait de l'eau une ressource à la fois rare et inégalement répartie dans le temps et dans l'espace.

L'Algérie est l'un de ces nombreux pays africains dont l'Université Johns Hopkins affirme que la quantité annuelle d'eau par personne y sera inférieure à 1000 m³ en 2025. Un chiffre effrayant, lorsque les experts s'accordent généralement à dire qu'un pays est considéré comme hydrosensible dès lors que ce chiffre tombe en dessous de 1700 m³ par personne.

Dans certaines régions de l'Algérie, l'équilibre entre l'offre et la demande en eau a atteint un niveau critique. Avec une population de 38,4 millions d'habitants en 2012 et un ratio de ressources en eau renouvelables estimé à 450-500 m³/an/habitant, l'Algérie se situe parmi les pays à stress hydrique. Les ressources en eau sont évaluées en moyenne à 17,2 milliards de m³/an dont 10,2 milliards de m³/an sont des eaux de surface, 2 milliards de m³/an sont des ressources souterraines au Nord et 5 milliards de m³/an sont des eaux souterraines au Sud. En terme d'affectation, environ 60% des ressources en eau sont alloués à l'irrigation, 30% à l'eau potable et environ 5-10% à l'industrie.

Les ressources en eau sont caractérisées par une irrégularité dans l'espace et le temps et une persistance des périodes de sécheresse. La sécheresse des décennies précédentes a affecté plus particulièrement l'agriculture, ce qui a nécessité un rationnement dans l'usage de l'eau aux besoins agricoles.

La Seybouse est le second cours d'eau de l'Algérie, avec une longueur de 240 km. Elle est formée près de Guelma par l'Oued Cherf et l'Oued Bouhamdane. Son bassin, d'une surface de 6,471 Km² est le plus étendu d'Algérie et ses terres sont des plus fertiles. Elle rejoint la Méditerranée près d'Annaba. Le Bassin de la Seybouse comprend deux barrages de stockage, le barrage du Cherf sur l'Oued Cherf d'une capacité de 152,7 millions de m³ et le barrage Hammam Debbagh sur l'Oued Bou Hamdane d'une capacité de 184,3 millions de m³ qui sont utilisés pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable. Le bassin est caractérisé par un climat méditerranéen et semi-aride avec une pluviométrie moyenne qui varie entre 400 mm et 700 mm. Les précipitations peuvent atteindre 1.100 mm à El Tarf et Annaba ; l'infiltration annuelle moyenne est d'environ 162 mm, tandis que le ruissellement représente 79 mm/an.

La variabilité des précipitations, l'irrégularité de l'écoulement, et la fréquence élevée des crues, sont les principales caractéristiques hydrologiques du bassin de l'oued Bouhamdane à climat semi-aride à sub-humide ; Cette diversité des conditions naturelles du milieu, impose un éventail de techniques de mobilisation, différentes les unes des autres. Le barrage de Hammam Debbagh est le premier et l'unique aménagement dans le bassin de l'oued Bouhamdane. Une grande importance est accordée à la mobilisation de l'eau de l'oued Bouhamdane. Les eaux mobilisées par le barrage de Hammam Debbagh alimentent la population et l'industrie de principales villes de la wilaya de Guelma, et irriguent le périmètre de Guelma et Bouchgouf.

L'eau source de vitalité, est l'un des enjeux majeurs de ce siècle. Sa répartition à la surface du globe est fortement hétérogène, tant dans l'espace que dans le temps. La gestion de cette ressource a depuis toujours été l'objet de l'attention de l'homme, et est devenue de plus en plus délicate du fait de la multiplicité de ses utilisations. La régularisation du débit consiste en la redistribution intentionnelle de l'eau au moyen de réservoirs dont l'homme règle l'écoulement. Les techniques de simulation offrent l'avantage de s'accommoder de toute complexité que présente l'exploitation des réservoirs. Le nœud de la question consiste non à résoudre l'équation d'emmagasinement, mais à élaborer un modèle approprié du débit entrant.

Afin de bien gérer les eaux déjà stockées dans les retenues des barrages, les services d'exploitation demandent toujours aux utilisateurs de leur fournir leurs prévisions en besoins en eau.

Pour l'eau agricole, les besoins en eau sont très variables selon les campagnes agricoles, les régions et les années hydrologiques. Dans notre pays, on distingue deux campagnes agricoles, la campagne d'hiver commençant du mois de Septembre jusqu'au mois de février où la demande en eau agricole est fortement tributaire de la pluviométrie et la campagne d'été

s'étalant de Mars jusqu'au mois d'Août où les probabilités de pluies sont plus faibles, à caractère souvent orageux et localisé confrontés à une demande en eau agricole à la fois supérieure du fait de la notable évapotranspiration et surtout régulière.

Pour l'eau potable urbaine, la demande est presque connue et relativement stable, sa variation relative saisonnière est connue, d'où une demande maîtrisée et prévisible le long de l'année.

Le rôle crucial que jouent les réservoirs dans la gestion de la demande en eau, toujours croissante, est un fait incontestable. Tout en permettant un contrôle partiel de la distribution temporelle de l'eau disponible, les réservoirs nous permettent, entre autre, d'atténuer les effets négatifs des sécheresses. Une meilleure gestion des ressources en eau mérite par conséquent la plus haute attention, en particulier à travers une amélioration du fonctionnement des réservoirs. Plusieurs chercheurs dans le domaine de la gestion des ressources en eau Rogers & Fiering, 1986; Loucks, 1992; Parker et al, 1995 ont remarqué que l'application pratique des méthodes d'analyses des systèmes nécessite des modèles plus transparents et moins complexes. Ceci devrait permettre aux utilisateurs finaux de mieux comprendre les modèles et, par conséquent, de les utiliser d'une manière plus efficace et bénéfique. La régularisation a pour condition physique préalable la possibilité d'accumuler de l'eau, c'est-à-dire de disposer d'une réserve. C'est seulement par l'action de cette réserve qu'on peut changer les caractéristiques d'un débit donné sans apport ou prélèvement d'eau opéré de l'extérieur. De nombreux emmagasinages naturels influent constamment sur le débit et ne cessent d'en modifier l'évolution. Cependant, on ne peut dire qu'ils le régularisent, puisque leur action ne dépend pas ou ne dépend guère de l'homme. Un lac réservoir régulateur doit présenter les caractères suivants :

- a) possibilité d'accroître ou de réduire le débit à la valeur désirée;
- b) grande souplesse d'exploitation;
- c) réponse rapide aux changements d'exploitation.

Le débit entrant (Apport), représenté par le régime naturel du débit à l'emplacement du barrage. Mathématiquement, il est représenté par une série chronologique de débits et par les paramètres correspondants (moyenne, coefficient de variation, coefficient d'asymétrie, coefficients de corrélation sérielle, etc.) et par des caractéristiques généralisées (genre de distribution de probabilité et modèle de comportement dans le temps). La réserve régulatrice (réserve utilisable) est représentée par le volume de la capacité d'emmagasinement qui sert à régulariser le débit. Tout comme le taux de débit sortant désirer, le débit soutirable est la quantité d'eau que doit fournir un réservoir donné pour satisfaire toutes les demandes en eau. C'est donc la somme des prélèvements directs, des pertes dues à l'évaporation et à l'infiltration

et des lachures minimales désirées. Le problème hydrologique fondamental du contrôle des eaux d'un réservoir consiste à trouver une relation mathématique entre le volume d'eau disponible, le débit soutirable et la fiabilité. La résolution à l'aide de modèle statistique "à mémoire longue" a commencé des 1951, suit à un article de Hurst sur le stockage d'eau par les barrages. Ce phénomène de mémoire longue se manifeste par la présence de cycles de toutes périodicités, qui se rencontrent dans un grand nombre de phénomènes physiques. Pour interpréter convenablement les données, il convient de savoir comment le débit varie dans le temps. Cette connaissance présente une importance manifeste pour les prévisions hydrologiques à long terme et pour l'aménagement des ressources en eau sur une grande échelle. Le schéma de variation dans le temps influe aussi profondément sur la fiabilité des paramètres du débit estimé, tels que la moyenne ou les coefficients de variation et d'asymétrie. Enfin, le fonctionnement des réservoirs régulateurs en dépend beaucoup, et il convient d'en tenir compte dans leur conception et leur exploitation.

La série d'apport mensuelle représente un processus stochastique bien plus complexe que l'annuelle. En effet, le cycle climatique annuel introduit une composante périodicité qui influe non seulement sur le débit moyen de chaque mois, mais sur tous les paramètres de leurs distributions respectives, le type de ces distributions et aussi les corrélations entre les débits des mois successifs.

On se sert souvent de la méthode de Rippl pour déterminer la capacité de stockage des barrages. Elle peut être considérée comme étant n procédé de simulation à long terme du fonctionnement du barrage. La simulation se base sur les résultats des observations. Cette méthodologie renferme deux sources d'erreurs potentielles, (a) la série d'observations comprend des erreurs dues aux prélèvements; (b) la répartition grossière du temps entraîne des volumes de réservoirs trop petits. On peut écarter la première source d'erreurs par l'utilisation des séries d'observation assez longues (15 ans ou plus).

En général, les méthodes disponibles pour la gestion des réservoirs s'appuient sur des séries longues, or ces dernières sont souvent rares dans les régions arides et semi-arides. En cas de non disponibilité d'une longue série d'apport historique, le recours à des modèles stochastiques adéquates pour génération des séries synthétiques est un outil remarquable pour la l évaluation de la performance des systèmes de ressources en eau.

La génération des séries chronologiques d'apport est généralement basée sur des modèles stochastiques. Une panoplie de modèles a été proposée dans (Singh et Frevert, 2001). Les modèles ARMA stationnaires ont été largement appliquées en hydrologie stochastique pour la

modélisation des séries chronologiques annuelles. Dans ces derniers la moyenne, la variance et la structure de corrélation ne dépendent pas de temps. Pour les séries chronologiques hydrologiques saisonnières, comme les séries mensuelles, les statistiques saisonnières telles que la moyenne et l'écart type peuvent être reproduites par un modèle ARMA stationnaire au moyen de la normalisation de la série saisonnière en question. Cependant, cette procédure suppose que les corrélations de saison en saison sont les mêmes pour un décalage donné. Pour cette raison on peut recourir aux modèles périodiques pour éliminer la structure de corrélation périodique. Parmi ces modèles on peut citer les Modèles PARMA et Le modèle PAR(1). Ce dernier, communément appelé le modèle de Thomas-Fiering (Altunkaynak et al., 2005), a été largement utilisé pour la génération de données et pour la prévision des variables hydrologiques tel que l'apport d'un barrage.

Pour évaluer la fiabilité, de la vulnérabilité et de la résilience, du réservoir Haditha Al-Fatlawi (2003) a utilisé des techniques de génération de données pour estimer ces trois critères de performance. Les données synthétiques ont été générées en utilisant différents modèles, à savoir, le modèle Thomas-Fiering avec transformation logarithmique, modèle Thomas-Fiering avec la transformation de Box-Cox. Wael Abdul-Bari (2006) a utilisé trois procédures –capacités –fourniture afin d'évaluer la fiabilité de réservoir Bekhme. Ces procédures sont l'algorithme des pics séquentiels, la procédure basée sur matrice de probabilité (Gould), et l'analyse du comportement. La Vulnérabilité et la résilience sont également calculées dans la dernière procédure.

Yohannes Hagos (2009) a utilisé le modèle PARMA et le modèle Thomas-Fiering pour générer des séries de débits mensuels à partir des observations de treize stations du bassin du Nil Bleu. Afin d'analyser la performance d'un réservoir proposé dans la l'état de l'ouest du Bengale, Roy et Banerjee (2010) ont utilisé le modèle de Thomas-Fiering modèle pour gnérer des séries probables de la rivière Dwarakeswar. Mosaad (2011) utilisé Thomas-Fiering et la simulation de Monte Carlo en vue de la gestion des ressources en eau dans le bassin de la Ruhr rivière en Allemagne.

Une fois qu'un modèle sélectionné, l'étape suivante consiste à estimer les paramètres du modèle, puis de tester si le modèle représente assez bien le processus en cours d'examen et, enfin, de procéder à l'étude de simulation nécessaires (Singh et Frevert, 2001). Par la substitution de la série temporelle observée (historique) par la série synthétique d'une longueur prédéterminée, il sera possible d'effectuer des jugements sur les performances du réservoir quant a sa capacité de satisfaire des diverses exigences. Les performances du système peuvent être décrites à partir de trois points de vue différents:

- Combien de fois le système pourrait être défaillant (fiabilité),
- Comment le système pourrait revenir à un état satisfaisant une fois qu'une défaillance s'est produite (résilience), et
- Quelle est l'importance des conséquences probables de la défaillance (vulnérabilité).

Les critères de performance aideront à évaluer la gestion des réservoirs et leur capacité à respecter différentes contraintes du système hydrique, tels que les crues et les étiages. Hashimoto et al. (1982) ont suggéré l'utilisation des indices mentionnés ci-dessus pour la classification et l'évaluation de la performance des systèmes de ressources en eau. Dans cette étude, deux modèles ont été utilisés pour générer des séries mensuelles d'apport, à savoir le modèle de Thomas-Fiering et modèle PARMA.

Les risques d'insuffisance ou d'abondance d'eau, qui sont deux phénomènes courants du climat du pays, nécessitent une gestion intra et inter annuelle permettant la conservation du surplus hydrique pendant les années excédentaires et son utilisation pendant les années de sécheresse.

L'analyse bibliographique et le passage en revue de l'état de l'art en matière de gestion des barrages réservoirs montrent que la complexité de sa modélisation a pour origine la stochasticité du système et les caractéristiques aléatoires des variables climatiques et hydrologiques particulièrement, ainsi que la difficulté de formulation d'une fonction objective, capable de caractériser au mieux les souhaits du décideur dans la gestion des ressources en eau.

L'étude réalisée dans le cadre de ce travail a porté sur les apports en eau de 1991–2008 dans le bassin du barrage Debagh. Le site appartient à l'étage climatique semi-aride. La pluviométrie se caractérise par une irrégularité interannuelle et saisonnière. Les pluies sont à dominance hivernale. Ce barrage d'une capacité de 220 hm³, contrôlerait plus de 61 hm³ d'eau qui s'écoule dans l'oued Bouhamdene au niveau de site pendant une année moyenne, dont 3 hm³ absorbés par les sources régionales. Cet ouvrage, a pour objectif essentiellement la régularisation des apports en vue de satisfaire les besoins pour l'irrigation du périmètre de Guelma-Boucheougouf; de combler le déficit en eau potable et industrielle des grands organismes urbains de la wilaya de Guelma. Le barrage en terre de Hammam Debagh sur l'oued Bouhamdene tire son nom de la zone des sources thermales vives. A la lumière de ceci, et dans le cadre de cette thèse nous nous proposons d'analyser la performance du barrage en s'appuyant sur des données synthétiques. Pour ce faire et dans un premier temps la réserve du barrage a été déterminée par la méthode de Rippl, et ce pour deux valeurs hypothétiques de

la demande. Dans un deuxième une simulation sur 100 ans à partir des données des apports historiques a été effectuée, à partir de laquelle la réserve du barrage a été déterminée.

Six chapitres composent ce travail.

Après une introduction du projet avec la problématique et les objectifs, le premier chapitre est consacré à la présentation des multiples fonctions, de la géométrie ainsi que des organes de régulation et d'exploitation d'un barrage. Les concepts clés de la gestion et de régularisation des apports sont également illustrés. Dans le deuxième chapitre la zone d'étude et le barrage objet de l'analyse sont présentés. Une présentation hydroclimatique de la zone d'étude est incluse. Cette dernière renferme en particulier l'illustration des données utilisées, et les affectations des eaux du barrage de Hammam Debagh, ainsi que le calcul de la demande régularisée et de la demande totale.

Le troisième chapitre est dévoué à l'analyse et au traitement des données d'apport. Il s'agit en particulier des tests de stationnarité, d'homogénéité, et de normalité.

Le quatrième chapitre s'articule autour des méthodes utilisées pour trouver une solution d'un problème de stockage des réservoirs, en d'autres termes, la présentation des méthodes de stockage-fourniture. Les méthodes classiques utilisées dans la gestion des barrages comprennent les méthodes empiriques et les méthodes stochastiques.

La méthode des courbes des débits cumulés, la méthode de simulation et certains modèles informatiques seront présentés.

Etant donné que la synthétisation des données constitue un axe principal de la thèse, le cinquième chapitre est consacré exclusivement à la présentation des modèles stochastiques de génération.

Un aperçu sur les séries temporelles sera donné et les étapes de modélisation stochastique sont illustrées. Les modèles les plus appropriés sont succinctement décrits et appliqués, et leurs performances sont testées graphiquement et statistiquement.

Le sixième et dernier chapitre est dédié à l'analyse de la performance du barrage. Enfin le comportement du réservoir vis-à-vis la série d'apports synthétique a été simulé, et la fréquence des cas de déversement et la fréquence des cas de défaillance ont été reproduites, et ce pour

Plusieurs configurations de gestion

Ce manuscrit s'achève par une conclusion de la problématique et les principales contributions de cette thèse, puis pointe quelques directions pour le prolongement des analyses sur cette thématique de recherche.

Chapitre 1 : Les multiples fonctions d'un réservoir

1.1 Introduction

La gestion des barrages-réservoirs figure parmi les sujets fondamentaux du domaine de la planification et de la gestion des ressources en eau. Une bonne gestion implique une bonne politique économique : l'eau, ressource naturelle, est également aujourd'hui à n'en pas douter, un bien économique. Il ne manque pas d'avances importantes, dans ce domaine depuis bien longtemps en ce qui concerne les techniques pratiques ou de développement de méthodes théoriques.

Le volume d'une retenue se divise normalement en trois zones principales comme montré dans la figure (1.1).

- * une zone de fonctionnement normal (active) que l'on suppose satisfaire le meilleur compromis de régulation, et où se situe l'état idéal du réservoir et qui permet une certaine marge due aux aléas hydrologiques autour de cet état idéal.

- * une zone d'écrêtement des crues qui permet de faire face à des crues. : Il faut alors augmenter le volume des prélèvements. Au dessus de cette zone, il y a débordement.

- * une zone de restriction : si l'on entre dans cette zone, c'est un signal d'alarme pour réduire les lâchers au minimum vital. Des restrictions dans les usages doivent alors être envisagées. Cette partie de la capacité de stockage sert à recevoir les sédiments qui arrivent au site du barrage.

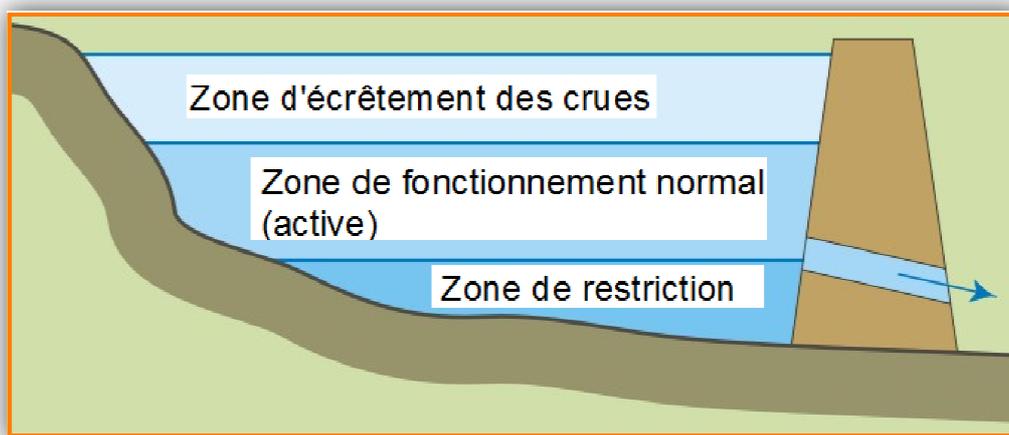


Figure 1.1: Zones dans le réservoir

L'analyse du problème de gestion se limitera à celle de régulation du stock dans le cadre du volume d'emmagasinement permanent (zone active).

Lors de la construction d'un ouvrage de rétention d'eau, les objectifs qui ont justifié cette construction peuvent être nombreux et variés. Ces différents objectifs sont classiquement regroupés en deux fonctions principales:

- Réduire les impacts d'une inondation en aval et
- Atténuer les conséquences d'une saison sèche sur les volumes d'eau.

En premier lieu, en période de crue, les eaux ruisselées sur le bassin versant relatif au barrage peuvent être stockées par ce dernier, à la condition qu'il dispose d'une capacité de rétention suffisante appelée réserve d'empotement. Ainsi, en empêchant temporairement ce volume d'eau d'atteindre le cours d'eau en aval, l'hydrogramme relatif au bassin versant dont les eaux sont retenues par le barrage peut être soustrait à l'hydrogramme de la crue total. Il s'agit d'un écrêtage de la crue (Figure 1.2).

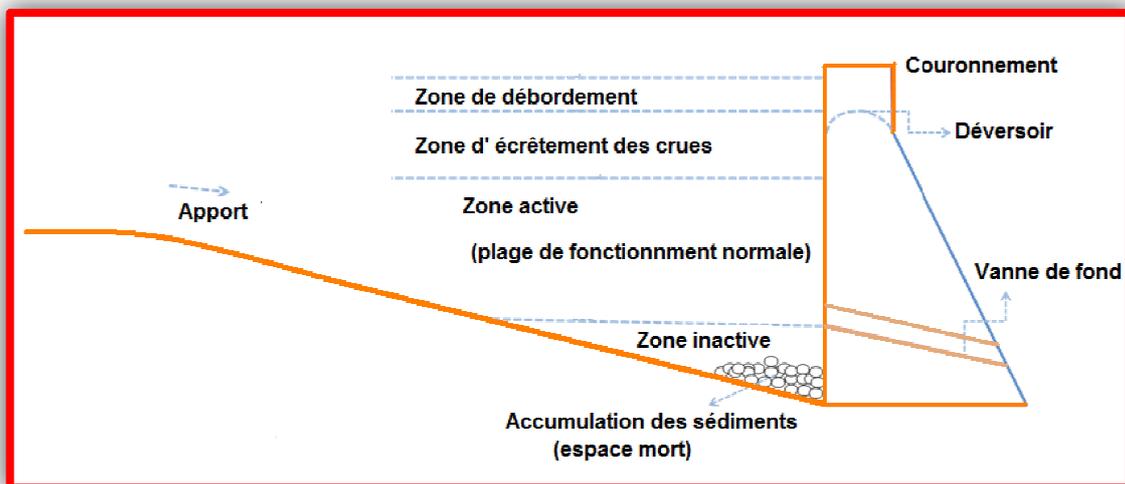


Figure 1.2 : Ecrêtage de la crue

Une fois la crue passée, il convient de restaurer la réserve d'empotement en relâchant de l'eau vers l'aval, à un moment où le danger d'inondations y est écarté.

Cependant, la réserve d'empotement dispose d'une capacité limitée. Si le volume d'eau susceptible d'arriver à la retenue peut mettre en péril la sécurité de l'ouvrage par surverse, des lâchers d'eau doivent être réalisés, quelle que soit la situation à l'aval. Or, effectués à un moment non opportun, ces lâchers peuvent avoir pour conséquence d'amplifier la crue et ainsi d'aggraver la situation. Une bonne prévision des apports hydrologiques est donc capitale pour une utilisation efficace de l'ouvrage de rétention d'eau. La prévision du volume entrant est une nouvelle difficulté à laquelle le gestionnaire du barrage doit faire face (Jordan, 2005).

En second lieu, les réservoirs permettent de stocker un volume d'eau en période de fortes précipitations. Ce volume d'eau peut alors être utilisé en saison sèche pour un

approvisionnement en eau potable continue tout au long de l'année, et pour soutenir le débit d'étiage d'un cours d'eau à l'aval, etc. Dans ce but, il convient qu'à la fin de la saison humide le niveau d'eau dans la réserve soit le plus haut possible, afin de limiter au mieux les risques de pénuries en saison sèche.

Les différentes fonctions mentionnées dans ce paragraphe peuvent, et c'est bien souvent le cas, rentrer en concurrence les unes par rapport aux autres. Prises indépendamment, ces diverses fonctions peuvent mener à une optimisation simple et rapide. Le problème est qu'il est rare qu'une seule d'entre elles soit attribuée à un réservoir, ce qui complexifie grandement la gestion efficace des ouvrages.

En effet, l'objectif de remplissage maximal de la réserve, en prévision de la saison sèche, s'oppose à l'objectif de création d'une réserve d'emportement. Il découle donc de ce conflit un compromis qui consiste à assurer une réserve suffisante au stockage de la crue devant être écrêtée, par une éventuelle opération préventive de vidage du réservoir, sans mettre en péril l'objectif de fourniture d'eau en période sèche. De même, la fonction de soutien du débit d'étiage est opposée à la fonction de production d'eau potable, suite à la perte en eau qu'elle occasionne. La Figure (1.3) représente bien les variables principales entrant en jeux dans la gestion d'un réservoir.

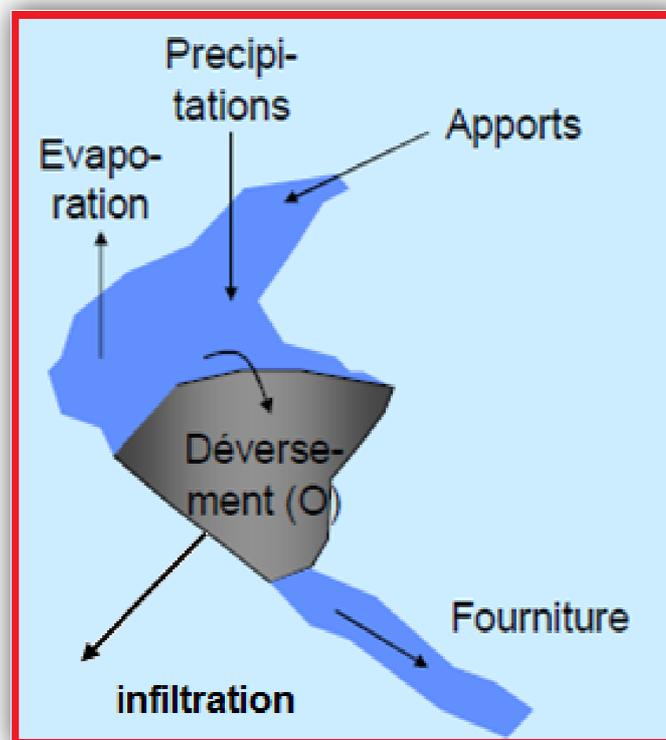


Figure 1.3: variables principales

1.2 Géométrie

1.2.1 Cote de retenue normale (RN)

Il s'agit de la cote maximale que la retenue peut atteindre en exploitation normale hors épisode de crue. Même si pour beaucoup de barrages il s'agit d'une cote physiquement matérialisée par la cote d'un seuil, par le sommet d'une vanne de surface..., ce n'est pas toujours le cas, comme par exemple pour un barrage qui ne serait muni que d'un évacuateur de fond ou de demi-fond. Il s'agit généralement d'une valeur « contractuelle » fixée par un arrêté d'autorisation ou par un décret de concession.

1.2.2 Cote de protection

Cette notion ne s'applique qu'aux ouvrages de type excréteurs de crues. Il serait dangereux d'étendre cette notion aux barrages conçus pour d'autres usages : un barrage de retenue d'eau n'a pas a priori de rôle de protection, d'autant que les vitesses de variation de débits ne peuvent être réduites comme cela peut être le cas pour un barrage excréteur de crues muni de plusieurs niveaux de seuils. Un barrage excréteur de crues est en général équipé de pertuis (libres ou vannés), dont le dimensionnement est basé sur la capacité du lit en aval, en particulier dans une traversée urbaine. On évalue généralement le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de contrôle) et on dimensionne le ou les pertuis inférieurs pour délivrer au maximum ce débit. Lors des crues, il y a stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage et évacuation d'un débit plafonné par ces pertuis, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes.

1.2.3 Cote des plus hautes eaux (PHE)

La cote des PHE est introduite par la pratique française. Elle est parfois appelée « cote des plus hautes eaux exceptionnelles ». Dans la pratique actuelle, elle correspond à la cote atteinte par la retenue dans l'hypothèse de l'arrivée d'une crue de dimensionnement de période de retour choisie. À la cote des PHE, le calcul de stabilité de l'ouvrage doit faire apparaître des coefficients de sécurité suffisants (mais normalement inférieurs aux coefficients obtenus à RN). Par ailleurs, à cette cote, le passage des crues s'effectue sans endommagement de l'ouvrage et de l'ensemble des organes hydrauliques (évacuateurs de crues, coursiers, dissipateurs d'énergie, etc.). Elle est liée à une crue, et donc à sa période de retour et à l'étude hydrologique qui en fournit les caractéristiques. On peut considérer qu'il s'agit d'une cote variable au cours de la vie de l'ouvrage.

Comme indiqué précédemment, la cote des PHE est au plus égale à la cote de retenue admissible (et vérifiée par une note de calcul) pour la structure. En outre, il est d'usage de prendre en compte une revanche minimale entre la cote des PHE et la crête.

Pour les barrages rigides (poids, voûtes, à contreforts, ...), la cote des PHE est au plus égale à celle de la crête, sauf pour les barrages déversant sur toute leur longueur (dans ce cas, la vérification se fait par rapport aux culées d'extrémité). Pour les barrages en remblai, la revanche à prendre en compte intègre la hauteur des vagues de façon à limiter le franchissement de vagues sur le barrage. Ce dernier paramètre est habituellement calculé à partir de la forme de la retenue (le fetch), la vitesse des vents, l'inclinaison du parement, la présence éventuelle d'un pare-vague... Cette revanche sur les PHE peut conduire à adopter une cote de PHE plus faible que ce qu'autoriserait la simple vérification de la résistance de la structure.

1.3 Organes hydrauliques

1.3.1 Évacuateur de crues

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à assurer le transit des crues. Il peut s'agir d'un déversoir à seuil libre fonctionnant par « trop-plein » ou d'un organe vanné (de surface, de fond ou de demi-fond) ou d'un organe mixte. Un même barrage peut avoir plusieurs organes hydrauliques dédiés à l'évacuation des crues, du même type ou non.

1.3.2 Organe de vidange

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à la vidange volontaire de la retenue (en cas de désordres graves, pour des opérations d'inspection, de maintenance...). L'organe de vidange est situé en partie basse du barrage. Il peut ne pas être situé au point le plus bas du barrage (dans ce cas, la retenue ne peut pas être totalement vidée gravitairement et il reste un culot non vidangeable). L'organe de vidange n'est normalement pas compté comme évacuateur de crues (sauf s'il est explicitement conçu pour cela, avec des sécurités suffisantes pour la commande, l'alimentation électrique, etc.).

1.3.3 Organe de prise

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à l'exploitation de l'eau de la retenue (prise usinière, prise d'eau potable...). Il ne doit pas être considéré comme faisant partie des capacités d'évacuation des crues.

1.3.4 Débitance

La débitance d'un organe hydraulique est le débit évacuable pour une cote de retenue donnée. L'accroissement de cette débitance avec la cote de retenue peut être très variable en fonction du type d'évacuateur de crues. Le cas échéant, elle peut être influencée par les conditions

d'envoie aval. La détermination de la débitance d'un évacuateur de crues ressort d'un calcul hydraulique parfois complexe. Outre la géométrie réelle de l'ouvrage, qui conditionne sa capacité tant par ses dimensions que par son profil hydraulique, les conditions particulières d'écoulement en crue, notamment l'influence des évacuateurs voisins et celle de la ligne d'eau en aval, sont autant de facteurs à prendre en compte pour déterminer la débitance de l'ouvrage. Par ailleurs, des conditions particulières éventuelles de fonctionnement et d'aération de lame d'eau peuvent conduire à des calculs complexes. Il pourra être nécessaire, compte tenu de la complexité de certains ouvrages et de leur caractère unique, de recourir à un modèle hydraulique pour valider les calculs, tant numérique que physique. Il n'est pas d'usage d'appliquer des coefficients de sécurité à la débitance calculée ou mesurée sur un modèle réduit. En effet, une débitance sous-estimée conduirait au fait que des débits plus importants que prévu transiteraient dans l'ouvrage et cela pourrait causer des problèmes tels que le débordement des coursiers ou une énergie à dissiper plus importante que prévu (Lencastre, 1996).

1.4 Types d'évacuateur

Il existe deux grands types d'évacuateurs : les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge (de fond ou de demi-fond). Les évacuateurs de surface peuvent être libres ou vannés. Les évacuateurs de fond sont vannés (sauf pour les barrages excréteurs de crue à pertuis ouvert). Les évacuateurs de surface ont un débit proportionnel à la lame déversante puissance $3/2$ (différence de cote entre le seuil et la retenue loin à l'amont), tant qu'ils restent dénoyés, tandis que les évacuateurs en charge ont un débit proportionnel à la racine carrée de la différence de niveau d'eau (différence mesurée par rapport à la cote de la section de contrôle aval). De ce fait, l'augmentation de débitance relative de ces derniers est beaucoup plus faible lors d'une augmentation de cote, ils ont donc moins de « marge » vis-à-vis du débit des crues. Cette caractéristique revêt une grande importance, qui peut être illustrée par le schéma suivant (Figure. 1.4), synthétisant la marge de manœuvre disponible en cas de sur-niveau :

- ◆ évacuateurs en charge : le débit est fonction de la racine de la différence de niveau entre l'amont et l'aval, car l'écoulement est en charge. Par exemple, si le niveau de la retenue monte de 2 m pour une chute amont-aval de 50 m, la chute augmente de 4% et le débit augmente de 2% seulement ;
- ◆ évacuateurs de surface : le débit est fonction de la lame déversante puissance $3/2$. Par exemple, si la lame déversante passe de 2 à 4 m, le débit augmente de 180%.

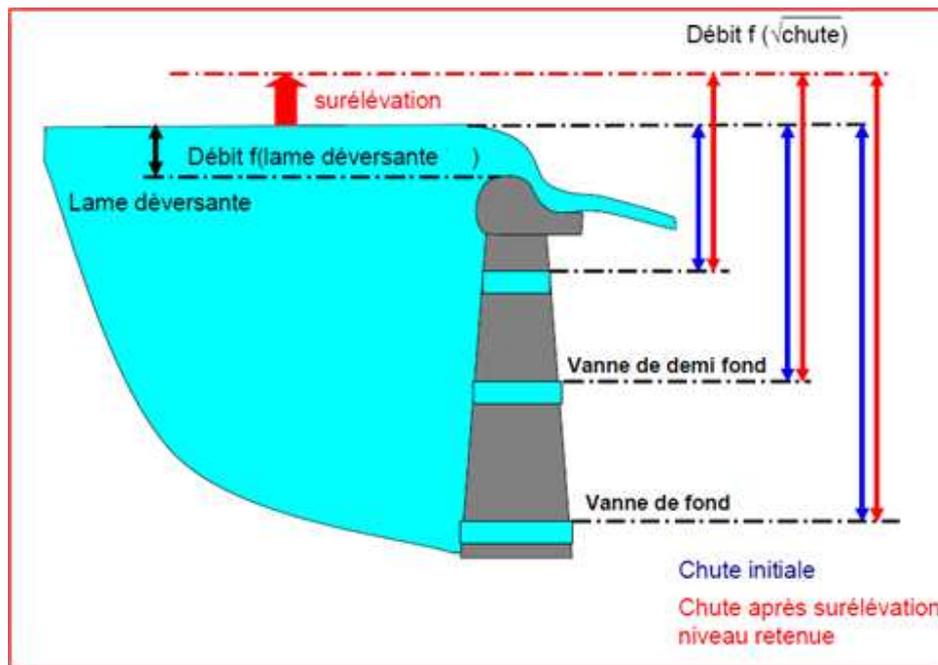


Figure 1.4 : Accroissement de la débitance selon l'organe.

On trouve aussi des vannes en position intermédiaire, notamment de demi-fond (Figure 1.4), dont l'accroissement de débitance avec la charge sera meilleur que pour une vanne de fond, mais nettement moins que pour un évacuateur de surface.

Il convient de signaler ici que les évacuateurs en tulipe sont à la lettre des évacuateurs de surface puisque la prise de l'eau se fait en surface. Ils fonctionnent avec un écoulement à surface libre pour les faibles débits. À partir d'un certain débit, l'écoulement n'est plus contrôlé par le seuil, mais par la galerie qui se met en charge. Les tulipes sont donc en pratique à considérer comme les évacuateurs en charge du point de vue de leur loi de débit en crue forte. Enfin, les évacuateurs de surface à surface libre, peuvent fonctionner en régime noyé au-delà d'un certain débit. Leur loi de débit est alors fonction non seulement de la charge amont sur le seuil, mais du niveau à l'aval du seuil. Elle est moins favorable que la loi en puissance $3/2$ citée plus haut. Cela concerne aussi bien les évacuateurs à entonnement frontal que ceux à entonnement latéral.

On trouve dans les évacuateurs de surface les évacuateurs à seuil libre, les systèmes fusibles, les systèmes gonflables et certains évacuateurs vannés (pertuis de surface munis de vannes ou de clapets). Les évacuateurs en charge sont évidemment des évacuateurs munis de vannes obturant les pertuis. Les conditions d'exploitation, de présence ou d'accès de l'exploitant sur le barrage et la cinétique des crues doivent être prises en compte pour le choix et le dimensionnement des matériels voire du type d'évacuateur, vanné ou non vanné. Ces conditions d'exploitation peuvent résulter de la politique propre au maître d'ouvrage, en

cohérence avec son modèle d'exploitation et de maintenance, ainsi que des conditions économiques du projet (coût de construction, coût de maintenance, profits d'exploitation).

1.4.1 Évacuateurs à seuil libre (sans organe mobile)

Les évacuateurs de crues à seuil libre sont naturellement des évacuateurs de surface. Leurs principaux avantages sont les suivants :

- pas d'organes mobiles donc une fiabilité accrue ;
- pas de présence permanente nécessaire sur l'ouvrage, ce qui les rend très intéressants lorsque les crues sont dites « rapides » ou pour des sites isolés ;
- très peu d'entretien.

Il existe divers types de seuils libres, dont la forme hydraulique est plus ou moins complexe et détermine le coefficient de débit de l'ouvrage : seuils profilés, seuils minces ou épais, seuils labyrinthes, seuils à touches de piano (PK-Weir), etc. Le choix du type de seuil dépend de la hauteur d'eau admise pour la surélévation du plan d'eau, du débit à évacuer et de la longueur de seuil disponible. Il résulte le plus souvent d'un calcul technico-économique entre le coût de l'ouvrage et la valorisation de la réserve d'eau. La hauteur de la lame d'eau doit être étudiée en fonction des corps flottants, afin que ceux-ci ne restent pas coincés sur le seuil par manque de tirant d'eau. La présence de grilles ou autre barreaudage juste devant ces évacuateurs est fortement déconseillée, car en cas de colmatage, le barrage se retrouve sans organe d'évacuation ou avec une débitance quasi nulle (le risque est évidemment accru lorsqu'il s'agit de grilles à mailles fines). Dans le cas contraire, des précautions doivent être prises.

Lorsque ces seuils se terminent par une chute libre de la lame déversante, il convient de veiller à la bonne aération de cette lame afin d'éviter la mise en dépression entre cette lame et le corps du barrage, ainsi que des vibrations de lame (mise en place de becs de fractionnement, dispositif d'aération).

Tous les seuils sont dimensionnés pour une hauteur de lame déversante donnée, et en cas d'augmentation de cette lame déversante suite à la révision de la crue exceptionnelle, il convient de vérifier si le profil est toujours adapté et ne risque pas d'engendrer des désordres dans l'ouvrage (vibrations, cavitation, mise en dépression des radiers et coursiers, etc.).

Certaines dispositions particulières des seuils libres nécessitent des études plus poussées voire des modélisations numériques ou physiques. C'est le cas notamment pour :

- les déversoirs à entonnement latéral dans lesquels l'auge (canal de réception de l'eau en aval du seuil lui-même) a une importance majeure sur la débitance ;
- les tulipes, dans lesquelles le déversoir est en fait une courbe horizontale fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical ou incliné prenant

naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle. Ces évacuateurs sont sensibles aux corps flottants car le diamètre du puits, ainsi que la section du coude inférieur de raccordement à la galerie d'évacuation ou la section de contrôle de l'écoulement aval, sont souvent trop faibles par rapport aux dimensions d'un arbre avec racines et branches.

Par ailleurs, les évacuateurs de surface (déversoirs à entonnement frontal, latéral, en tulipe) présentent l'inconvénient d'être susceptibles de se retrouver en fonctionnement noyé si la lame d'eau devient significativement supérieure à celle prévue pour leur conception, ce qui diminue alors fortement l'accroissement de leur débitance en fonction de la cote (Figure 1.5 et 1.6). Cette particularité doit impérativement être prise en compte lors du dimensionnement de ce type d'évacuateur.

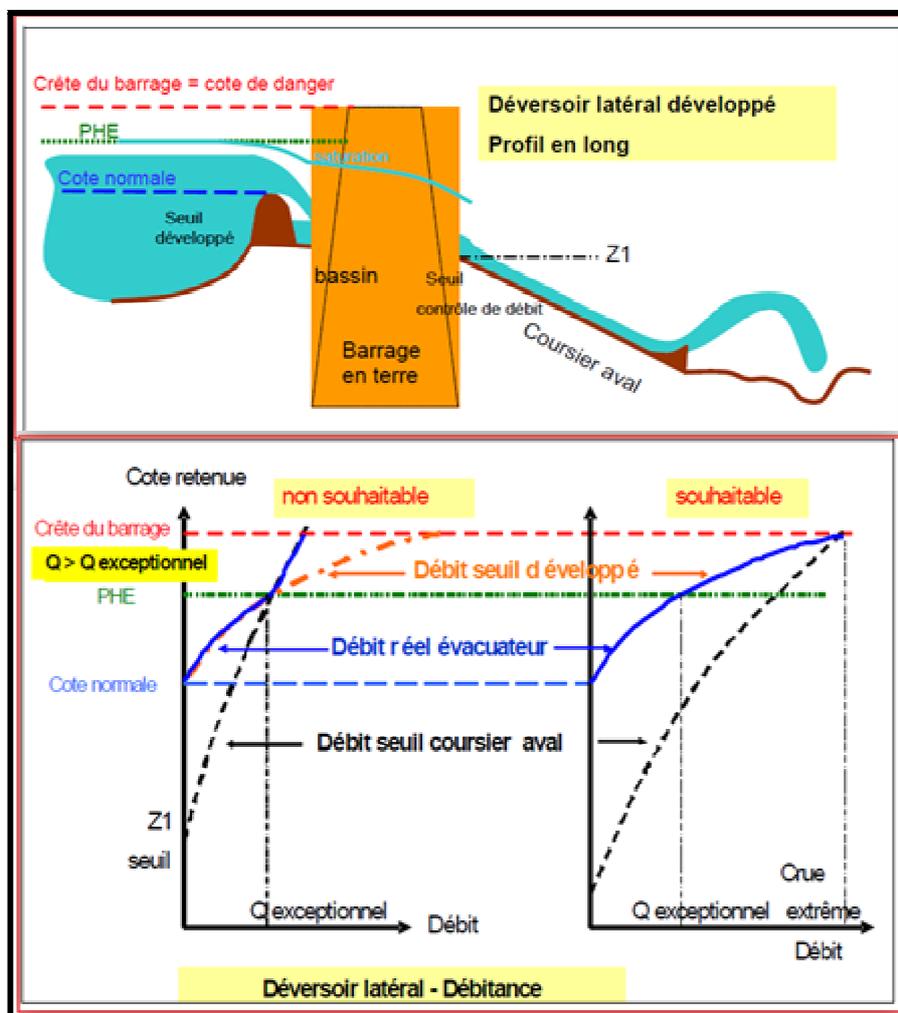


Figure 1.5 : Accroissement de la débitance d'un évacuateur latéral en fonction de la cote, avec Z_1 élevée à gauche (ennoiemnt à partir des PHE), Z_1 plus basse à droite (toujours dénoyé)

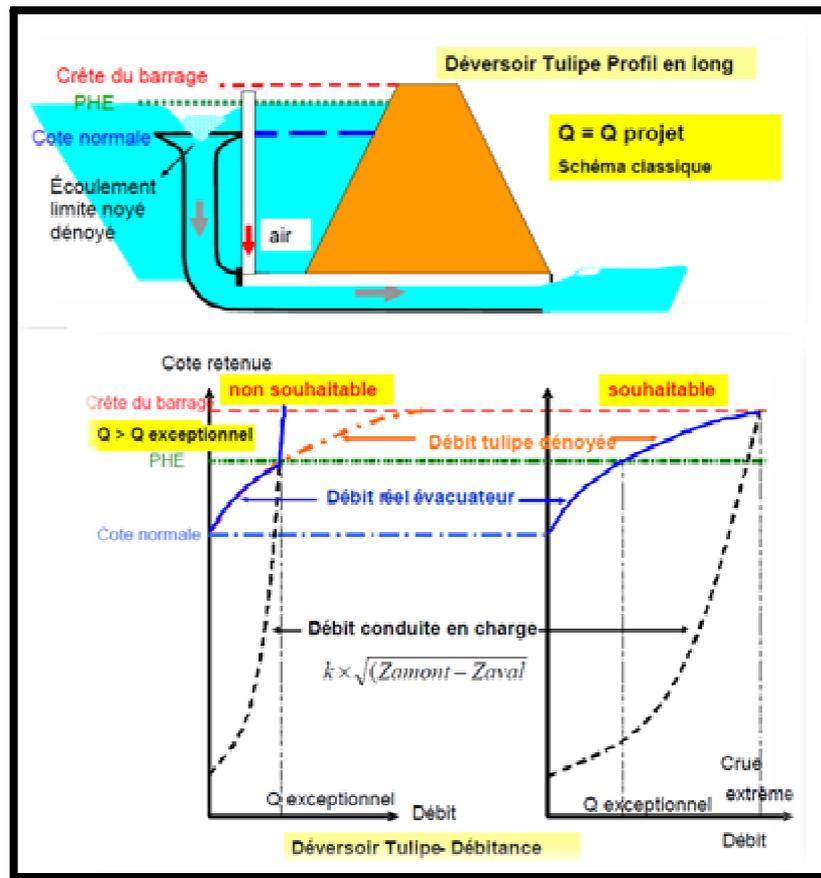


Figure 1.6 : Accroissement de la débitance d'un évacuateur tulipe en fonction de la cote
Ennoiement dès PHE à gauche, ennoiement seulement à la cote de danger à droite

1.4.2 Évacuateurs vannés

Comme indiqué précédemment, les évacuateurs vannés peuvent fonctionner à surface libre ou en charge. Les évacuateurs vannés permettent de contrôler le débit sortant du barrage tout en maintenant la cote amont à une valeur inférieure ou égale à RN, qui ne peut être dépassée tant que toutes les vannes contribuant à l'évacuation des crues ne sont pas totalement ouvertes. Ainsi, la cote des PHE ne devrait pas, en fonctionnement normal, être atteinte vannes fermées (sauf bien entendu si les cotes de RN et de PHE sont confondues). Toutefois, les vannes sont sujettes à des défaillances, pouvant remettre en cause la débitance totale de l'ouvrage lors d'une crue. La fiabilité doit donc être un élément prioritaire pour les évacuateurs vannés. Il est possible d'envisager l'utilisation des vannes de vidange de fond pour l'évacuation des crues. Cela n'est toutefois envisageable qu'à condition que leur sécurité de fonctionnement soit identique à celle des autres évacuateurs de crues, tant du point de vue du fonctionnement hydraulique que du point de vue de l'alimentation électrique, du dispositif de commande et de

son accessibilité en toutes conditions. Pour les ouvrages existants, cette possibilité n'est toutefois pas à privilégier en première approche, les installations n'étant généralement pas conçues pour répondre aux exigences des deux fonctions de sécurité (crue, vidange).

1.5 Détermination de la revanche

Comme indiqué précédemment, la revanche est la différence de cote entre la retenue et la crête du barrage. Cette revanche est dimensionnée à partir de critères sur la hauteur des vagues, tant par rapport à la RN que par rapport aux PHE (Figure 1.7). Elle peut, dans certains cas, inclure un parapet s'il est continu et joue le rôle de pare-vagues (Figure 1.8). Elle n'est en aucun cas associée à la notion de sur-hauteur mise en place, sous forme de contre-flèche, sur les barrages meubles ou sur fondation compressible pour faire face aux futurs tassements de l'ouvrage.

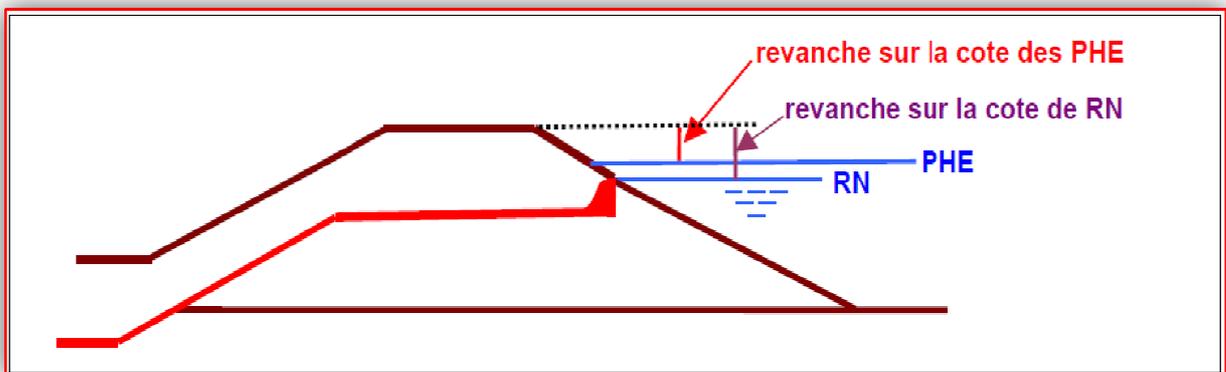


Figure 1.7 : Revanche sur les PHE ou sur la RN pour un barrage non équipé d'un mur pare-vagues

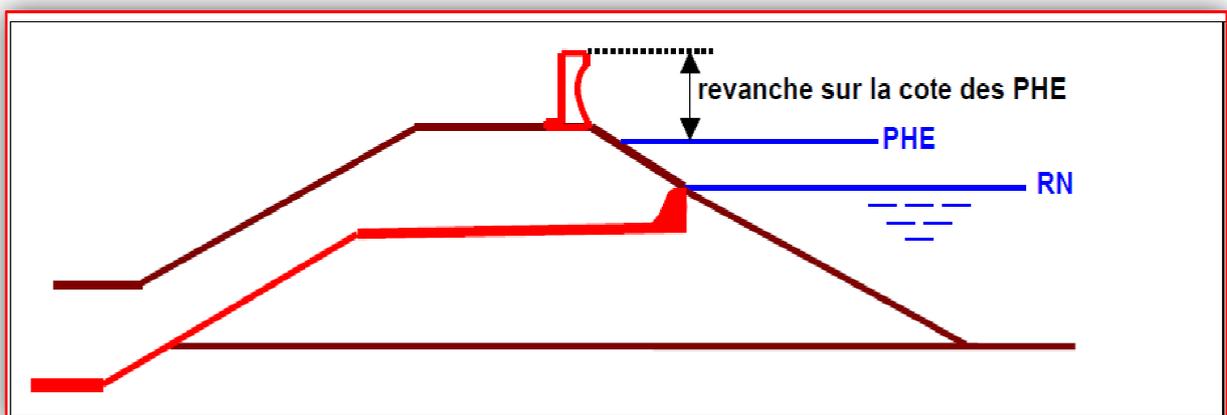


Figure 1.8 : Revanche sur les PHE pour un barrage équipé d'un mur pare-vagues

1.6 La prise d'eau

C'est un ouvrage destiné à prélever l'eau de la retenue pour les divers usages. Elle se compose généralement de :

- un orifice pouvant être dans une tour ;
- une conduite enterrée dans le corps du barrage ;
- une vanne pour le réglage du débit.

La prise d'eau permet de fournir en tout temps l'eau brute de la meilleure qualité possible;

Le processus de fonctionnement passe par les étapes suivantes (Figure 1.9) :

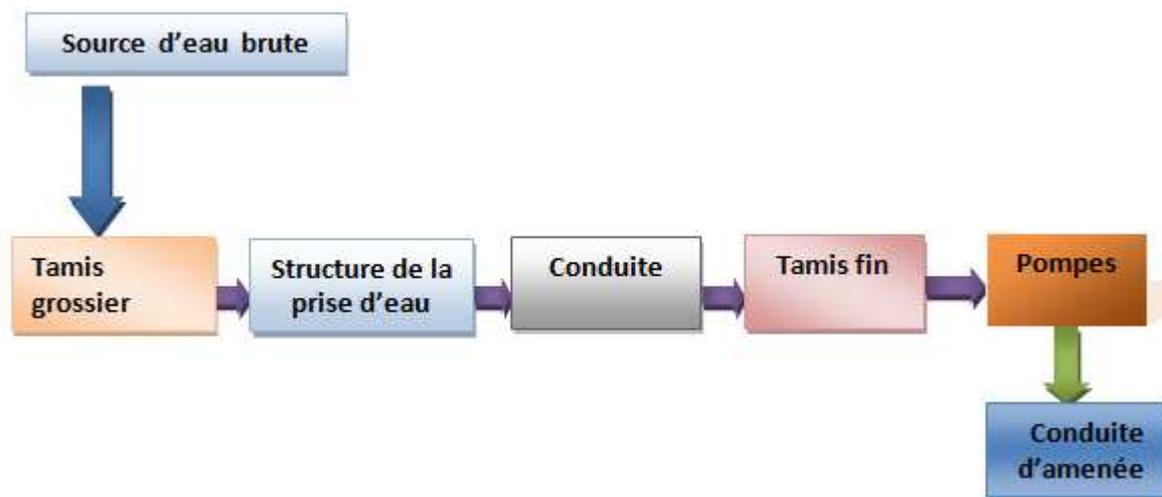


Figure 1.9 : Processus de fonctionnement de la prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Énergie Électrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise. Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive. Les ouvrages de prise comportent, en général, trois parties principales (Figure 1.10) :

- un ouvrage d'entrée muni d'un seuil (S_1)
- des dispositifs de réglage du débit dérivé (B), constitués essentiellement par le barrage mobile qui permet de modifier le niveau du plan d'eau en agissant sur les bouchures mobiles et, par un déversoir latéral aménagé à l'entrée du canal de dérivation.
- des ouvrages de dégrèvement, de dessablage (D) et d'élimination des corps flottants (G_1 et G_2)

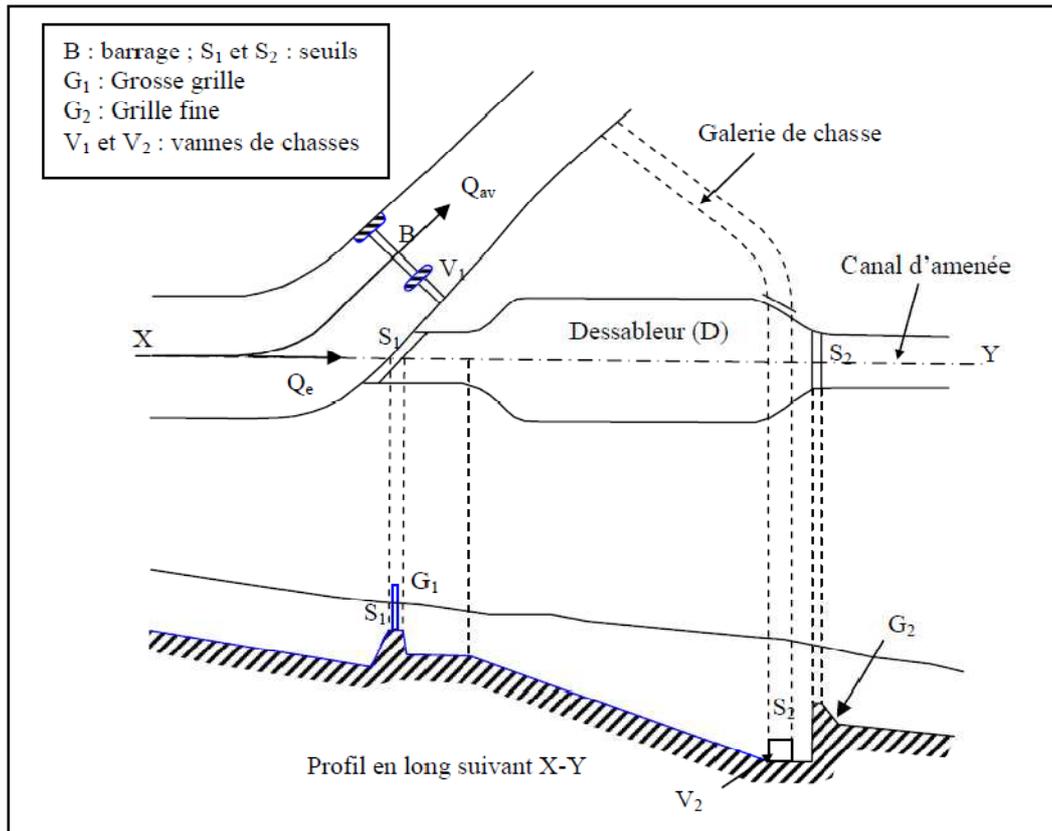


Figure 1.10 : Prise d'Eau en Rivière (Ginocchio, 1959)

Les prises en réservoir doivent être établies en tenant compte des conditions de sédimentation des réservoirs. En effet, la construction d'un réservoir modifie les conditions d'écoulement du débit solide, aussi bien pour le transport par charriage que pour le transport par suspension (Figure 1.11).

Les matériaux transportés par charriage (gravier, sable grossier) se déposent en tête de la retenue, c'est à dire vers l'extrémité amont de la courbe de remous. Les matériaux en suspension (sable fin, limon, vase) se déposent au fond de la retenue au pied amont du barrage, pour se consolider avec le temps et acquérir une cohésion importante. Ils constituent alors une **tranche morte** du réservoir, laquelle est surmontée par la **tranche utile** qu'il convient de conserver libre de toute sédimentation.

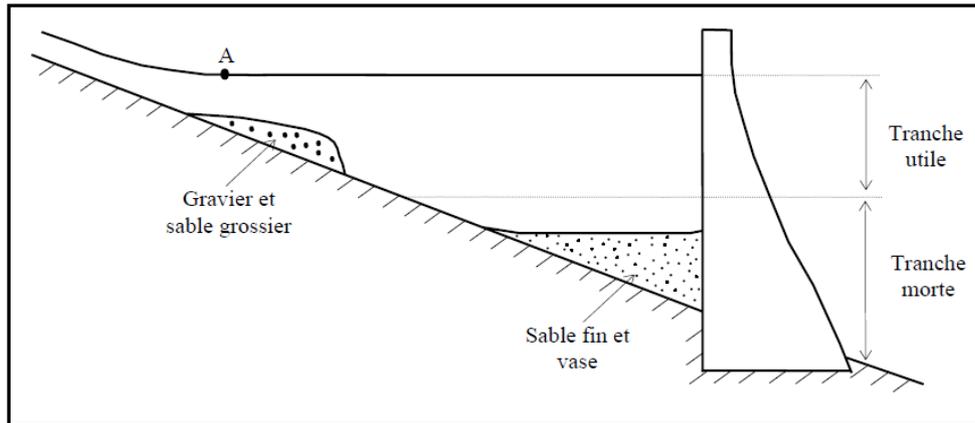


Figure 1.11 : Sédimentation d'un Réservoir en Fonction du Temps (d'après Ginocchio, 1959).

Les ouvrages de prise d'eau en réservoir sont pratiquement toujours alimentés en charge. Ce qui permet de modifier le débit de prélèvement sans délais pour répondre aux fluctuations de la demande (Centrales Hydroélectriques, Irrigation et usines de traitement d'eau potable). Dans ces cas, la prise ne comporte pas de dispositif de dégravement ou de dessablement : la retenue elle-même joue le rôle correspondant.

La prise peut se faire soit par galerie latérale soit par conduite forcée à travers le barrage. Dans le second cas, la prise peut débouchée directement dans la retenue comme elle peut déboucher à l'intérieur d'une tour de prise (Figure 1.12) La prise d'eau doit donc être prévu pour alimenter soit une galerie en charge, soit directement une conduite mais souvent une combinaison des deux, galerie en amont (ayant servie de dérivation provisoire lors du chantier) et conduite en aval de la digue.

L'adduction peut servir en même temps pour la vidange du réservoir ; elle peut être sous pression ou à surface libre (Figure 1.12). Si elle est en charge, la conduite doit être parfaitement étanche afin d'éviter tout risque de formation de pressions interstitielles à l'intérieur du corps du barrage. Les matériaux couramment utilisé est l'acier avec un diamètre > 800 mm et une vitesse $< 6-7$ m/s. Les canaux à surface libre sont en acier de diamètre > 1 m et même à des conduites en béton de forme ovoïde qui doivent être bien aérée afin d'éviter la création de phénomènes de pulsation. Ces canaux sont recommandés lorsque les risques d'obstruction par des dépôts solides sont à craindre.

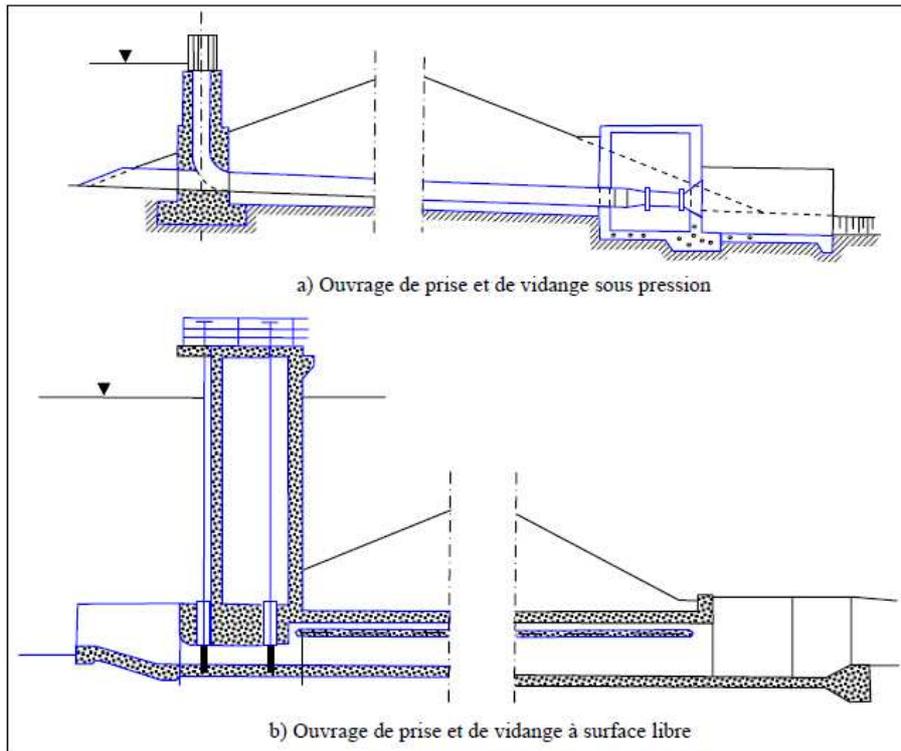


Figure 1.12 : Ouvrage de Prise et de Vidange (d'après PNUD/OPE , 1987).

1.7 Régularisation des apports

La régularisation du débit consiste en la redistribution intentionnelle de l'eau au moyen de réservoirs dont l'homme règle l'écoulement. Son objectif technique est de trouver une relation entre les caractéristiques hydrologiques :

- ◆ du régime naturel des eaux,
- ◆ des moyens de régularisation, et
- ◆ du régime régularisé qui en résulte.

Son objectif économique d'ensemble est donc de choisir une solution qui réponde au mieux à certains buts concrets. Cette partie du problème ne concerne pas l'hydrologie; elle relève entièrement de la gestion des ressources en eau et se résout au moyen de techniques et méthodes types d'analyse des systèmes qui relèvent de l'optimisation. Le rôle de l'hydrologie appliquée est de fournir les données qui rendent l'optimisation possible, non de proposer les schémas optimaux de régularisation. Ce rôle donne très souvent lieu à malentendu et on reproche parfois aux notions hydrologiques de régularisation du débit de n'offrir aucun critère de choix optimal.

La régularisation a pour condition physique préalable la possibilité d'accumuler de l'eau, c'est-à-dire de disposer d'une réserve. C'est seulement par l'action de cette réserve qu'on peut changer les caractéristiques d'un débit donné sans apport ou prélèvement d'eau opéré de

l'extérieur. De nombreux emmagasinages naturels (dans les lacs, marais, glaciers, lits des cours d'eau, etc.) influent constamment sur le débit et ne cessent d'en modifier l'évolution. Cependant, on ne peut dire qu'ils le régularisent, puisque leur action ne dépend pas ou ne dépend guère de l'homme. Un lac réservoir régulateur doit présenter les caractères suivants :

- possibilité d'accroître ou de réduire le débit à la valeur désirée;
- grande souplesse d'exploitation;
- réponse rapide aux changements d'exploitation

La conception de la capacité de stockage d'un barrage est un ancien problème, et figure parmi les principales préoccupations dans les études de gestion des ressources en eau. La question préoccupante dans ce genre de problème est : quelle serait la taille et la capacité de stockage d'un réservoir, afin de pouvoir assurer un approvisionnement régulier (permanent) de la demande exigée. Dans cette forme, le problème pourrait ne pas avoir de solution. La contrainte majeure qui s'oppose à la réalisation de cet objectif est que l'approvisionnement demandé ne doit pas être supérieure au débit moyen de l'apport, car il est impossible pour un réservoir de toute taille de fournir plus d'eau qu'elle n'en reçoit et ce en particulier sur le long terme. Les opérations d'un réservoir est une composante importante de la planification et de la gestion des ressources en eau. Après la construction, des lignes directrices détaillées sont données à l'opérateur pour lui permettre de prendre des décisions appropriées. Une politique de gestion des réservoirs spécifie la quantité d'eau à être lâchée à partir du volume de stockage à tout moment en fonction de l'état du réservoir, du niveau de la demande et de toute information concernant les entrées du réservoir (apports). Selon James et Lee (1971), les six points suivants doivent être résolus de façon optimale tout en développant une politique d'exploitation d'un réservoir:

1. Utilisation du volume de stockage pour la régulation des crues (Flood Storage): la question qui se pose est le maintien des volumes apportés par les crues ou bien de les lâcher afin de fournir un volume de stockage vide supplémentaire en cas de nouvelles pluies produisant des apports encore plus conséquents ;
2. Utilisation du stockage total: doit-on remplir le volume de stockage pour sécuriser l'approvisionnement en eau pour une utilisation bénéfique ou vider pour réguler des crues potentielles ;
3. Lâchers d'eau stockée: doit-on allouer de l'eau stockée dans le réservoir à la disposition de la consommation ou la conserver pour pallier à de possibles futures sécheresses ;
4. Lâchers par Réservoir: Combien de volume d'eau doit être lâché à partir de chaque réservoir pour une utilisation bénéfique de l'eau?

5. Utilisation de l'eau disponible: quel est la fraction d'eau prélevée à partir du réservoir à allouer à chaque usager ou objectif ; et
6. Provenance du prélèvement des lâchers: doit-on capter l'eau à partir de la surface, ou à partir d'une certaine profondeur dans le réservoir.

La gestion efficace des réservoirs est un sujet de recherches largement étudié depuis les dernières décennies. Il s'agit d'un problème complexe à résoudre, conséquence d'objectifs multiples et conflictuels des réservoirs, d'un modèle fortement non linéaire, discret et discontinu, d'un nombre important de variables en jeu, dont les sensibilités sont plus ou moins importantes, et d'un horizon temporel de prévision court (Jordan, 2007). La capacité de stockage d'un barrage doit initialement satisfaire une certaine demande suivant des règles opérationnelles spécifiques aux besoins et à la capacité disponible. Le volume stocké dans un barrage peut varier de zéro à la capacité de stockage conçue. Les règles opérationnelles sont définies au cas par cas selon la capacité et les demandes. La tendance de base concernant un réservoir est de chercher à disposer d'un réservoir plein pour les périodes d'étiages et un réservoir vide pour les périodes de crues. Ces deux extrémités sont complémentaires en soi, mais nécessitent des règles d'exploitation contradictoires. La règle la plus simple de gestion est de fournir toute l'eau demandée (Figure. 1.13 a). Dans cette situation, l'opération est indépendante du contenu du réservoir et de la saison. S'il n'y a pas assez d'eau dans le réservoir afin de répondre aux besoins, le stockage vide. Le mode de fonctionnement le plus compliqué, comme le montre la figure (1.13 b), est le mode typique utilisé par une autorité métropolitaine d'alimentation en eau. Lorsque le volume d'eau stockée dans les réservoirs d'amont diminue, des restrictions sont imposées sur les utilisateurs et la demande doit être rabattue.

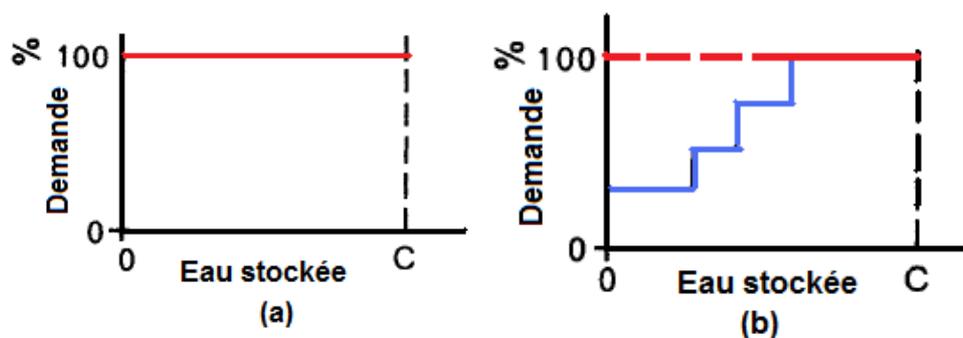


Figure. 1.13 Exemple de deux règles de fonctionnement: (a) la règle de fonctionnement simple; (b) la règle de fonctionnement avec des restrictions.

Les gestionnaires de systèmes de ressource en eau sont souvent mis au défi de satisfaire différents usages pouvant être en conflit ((Oliveira et Loucks (1997); Labadie (2004)). La gestion de ces systèmes consiste à stocker puis relâcher de l'eau à différentes périodes de l'année, de façon à satisfaire au mieux les usages considérés (Roche et al. (2012). Le choix quotidien du volume d'eau à stocker ou à relâcher réalisé par le gestionnaire d'un système de ressource dépend de trois principales composantes :

- ◆ Du système physique, composé des différents cours d'eau et des aménagements construits (e.g. barrages, ouvrages de dérivations, de régulations) et des contraintes physiques de ces aménagements (e.g. capacité minimale et maximale des réservoirs, etc.).
- ◆ Des usages souhaités de la ressource en eau, i.e. des objectifs de la gestion du système physique.
- ◆ De la stratégie de gestion adoptée pour satisfaire au mieux les usages souhaités et objectifs pour lesquels les aménagements du système physique ont été conçus.

L'ensemble de ces composantes constitue ce que nous considérons être un système de gestion (Figure 1.14).

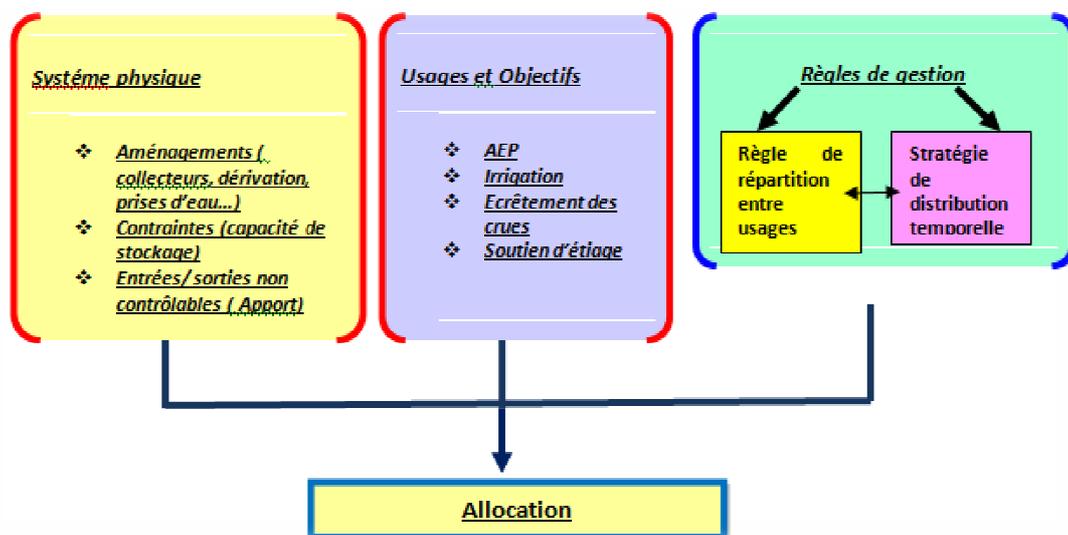


Figure 1.14 : Système de décision

La capacité disponible d'un barrage dépend de sa capacité de stockage, des quantités d'eau qui arrivent au site du barrage, des demandes et des règles opérationnelles. Ce qu'on définit par "firm" ou "safe yield", qui est la quantité d'eau maximale qui peut être fournie durant une période sèche. Les gestionnaires des réservoirs anticipent souvent plusieurs événements de "petits déficits" pour pouvoir faire face à une sécheresse plus importante. Cette tactique

s'appelle "hedging" ce qui signifie que l'offre d'eau est rationalisée pour pouvoir réduire des déficits importants. Le gestionnaire observe de façon continue des niveaux dans le barrage et les rivières afin de juger de la situation actuelle et pour pouvoir définir des zones de fonctionnement du réservoir. L'épaisseur des zones de fonctionnement fluctue au cours de l'année, ce qui permet de modéliser des effets tampons plus faibles en périodes critiques (Figure 1.15).

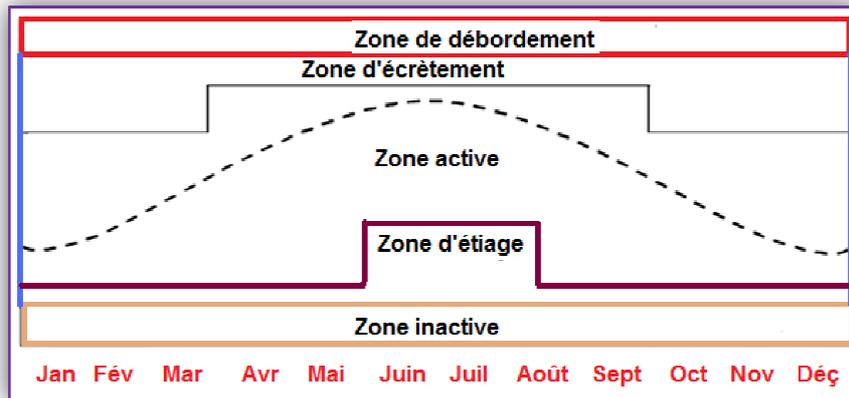


Figure 1.15: Variation des zones de fonctionnement au cours de l'année.

L'objectif du gestionnaire est donc de se rapprocher le plus possible de cette courbe de fonctionnement idéal pour éviter les défaillances et retomber sur les mêmes conditions initiales chaque année. L'expérience lui permettra de gérer son barrage, sauf bien entendu en période climatique exceptionnelle où il devra prendre des dispositions particulières. La courbe objective est en général calée par simulation.

La règle de gestion d'un système peut par exemple se traduire par l'utilisation de courbes guides. Ces courbes guides peuvent prendre des formes différentes selon les problèmes de gestion considérés. Comme illustre pour le lac Biemme en Suisse sur la Figure (1.16.a), les courbes guides indiquent le volume à lâcher en aval en fonction du niveau de remplissage de la retenue. Une autre forme de courbes guides est par exemple proposé sur la Figure (1.16.b) pour le réservoir Dharoi en Inde. Les courbes guides sont alors considérées comme des contraintes infranchissables sous certaines conditions (avec ou sans marge d'ajustement possible) ou au contraire franchissables en acceptant un taux de défaillance fixé (Seidou et al. [2003]). Par exemple pour le réservoir Dharoi Figure (1.16.b), la courbe guide haute ne peut pas être dépassée sans augmenter le risque de débordement du réservoir. La fourniture en eau des agriculteurs en aval est diminuée (respectivement stoppée) si le niveau de remplissage du réservoir diminue en dessous de la courbe guide du milieu (respectivement de la courbe guide

basse). Une stratégie de gestion peut ne pas être rigide dans le temps comme cela est le cas des stratégies proposées Figure (1.16). Des lors qu'un système de prévision est associé à un système, la stratégie de gestion peut en effet s'adapter au fil du temps, en fonction de prévisions récentes.

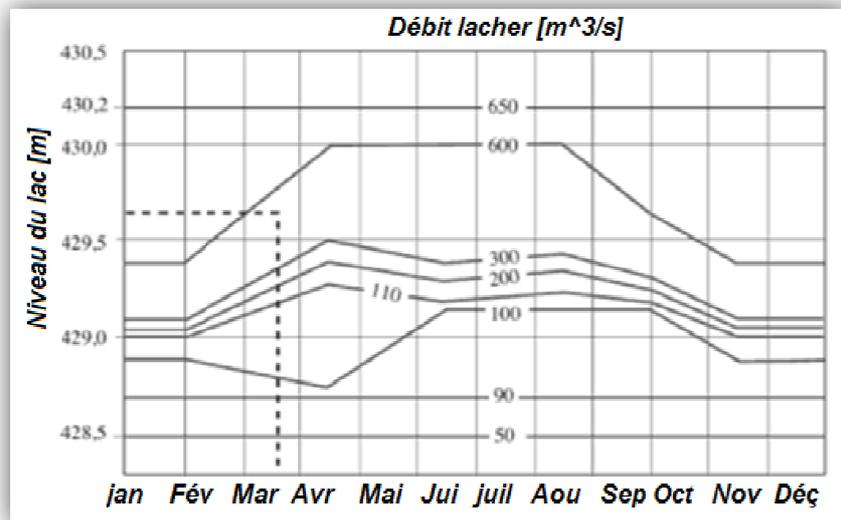


Figure 1.16 a : Stratégies de gestion

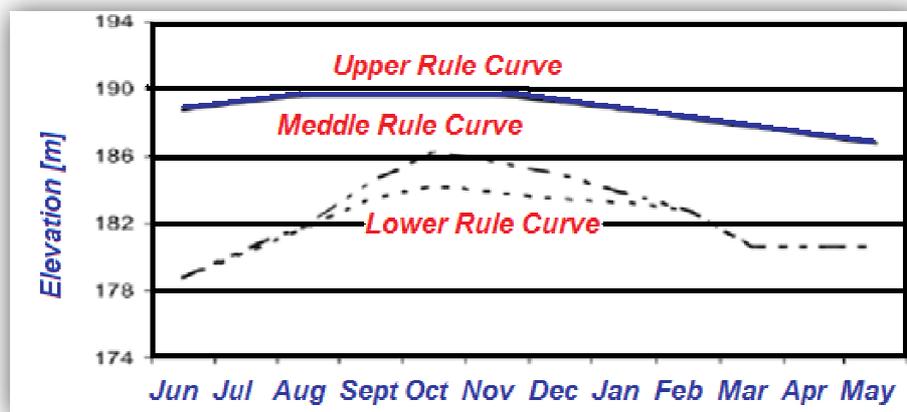


Figure 1.16 b : Stratégies de gestion

Figure 1.16 : (a) Courbes guides du lac Bienne (Suisse) La valeur du débit à relâcher dépend de la période de l'année et du niveau du lac. Adapte de Hingray et al. [2009b]

(b) Courbe guide du réservoir Dharoi (Inde). Adapte de Jain et al. [1998]

Le cycle de recharge et prélèvement d'un réservoir est habituellement de 12 mois, sauf si la capacité du réservoir est grande par rapport aux débits. Le cycle peut s'étendre sur de nombreuses années dans les régions arides. Dans de nombreuses régions du monde, les périodes de recharge (lorsque les apports sont nettement supérieurs aux demandes et donc

l'eau est stockée dans le réservoir pour une utilisation ultérieure) et les périodes de prélèvement (lorsque les apports sont inférieurs aux demandes et donc de l'eau est lâchée pour répondre aux diverses demandes) sont nettement séparés. Un réservoir est exploité conformément à un ensemble de règles ou lignes directrices pour stocker et lâcher l'eau selon les besoins à satisfaire. Les décisions concernant les lâchers dans les différentes périodes de temps sont effectués conformément à l'eau disponible, aux entrées, aux demandes, à la saison, etc.

Beaucoup de règles de fonctionnement sont basées sur l'intuition et le bon sens. Par exemple, dans un système de réservoirs, la demande de consommation peut être satisfaite à partir du réservoir qui est plus proche du point de la demande de façon à minimiser les pertes de transit et de gaspillage. De même, pour le fonctionnement dans le cadre de l'irrigation, le gestionnaire peut lâcher de l'eau pour sauver la récolte actuelle d'un préjudice grave et reporter le risque de pénurie d'eau sur une récolte future.

Pour les réservoirs qui sont conçus pour le stockage multi-annuel, la politique de fonctionnement est basée sur des objectifs à long terme. Les estimations de la disponibilité de l'eau sont faites en utilisant des données à long terme. Les exigences pour les utilisations de conservation sont élaborées par projection des données de la demande. L'ampleur des lâchers pour les usagers qui doivent être servis à partir du stockage se base sur le long terme, et donc sont déterminés par, avance et ainsi le fonction des priorités pré-spécifiées, l'approvisionnement pour certains usages est réduit sans perdre de vue les exigences minimales de chaque objectif. Des considérations spécifiques sont prises en compte pour le maintien de services jugés essentiels même s'ils sont au dépend de l'agriculture et de la production industrielle.

De nombreux bassins dans les pays froids sont sujets à des crues causées par la fonte des neiges. Il est possible de prédire avec une assez grande précision le volume de ruissellement durant cette période par des enquêtes ciblant le couvert neigeux. Ces données et celle du stockage peuvent être utiles pour assurer la protection contre les crues. Un quasi remplissage du réservoir est assuré après la fin de cette période de crue.

Au cours de l'opération proprement dit, les gestionnaires de réservoir sont censés maintenir le niveau du réservoir dans des zones spécifiées. Cette division conceptuelle d'un réservoir en un certain nombre de zones et les règles régissant le maintien des niveaux de stockage dans une plage spécifiée sont basées sur l'hypothèse qu'à un moment donné, une zone de stockage idéale existe pour le réservoir et les avantages peuvent être maximisés en gardant le stockage dans cette zone. Ce concept est en quelque sorte semblable à une courbe règle avec l'avantage

supplémentaire que cette approche donne plus de flexibilité pour le décideur qui peut bien orienter le niveau de stockage au sein de la zone spécifiée pour maximiser les avantages. En outre, la règle régissant le maintien du niveau de réservoir dans une zone particulière peut être conditionnée par l'état hydrologique du système. Ainsi, l'opérateur du réservoir peut être conseillé de garder le niveau dans une zone si le débit est X et dans une autre zone si le débit est Y. (Jain, Singh ,2003).

Le principe de fonctionnement rationnel incite à lâcher autant d'eau que possible, indépendamment des dommages dans la zone en aval lorsque le réservoir est dans la zone de déversement, et à lâcher un débit maximale non-préjudiciable lorsque le réservoir est en zone de conservation, et de ramener le niveau d'eau du réservoir à la partie supérieure de la zone de conservation le plus tôt possible. Les lâchers de la zone de active dépendent des exigences des diverses demandes à satisfaire par l'eau stockée. Les lâchers au jour le jour peuvent être ajustés en fonction de l'apport prévu et des besoins futurs jusqu'à la fin de l'horizon d'exploitation. Quand l'eau disponible prévue est inférieure à la demande, des restrictions de lâchers sont entreprises. En gros, une courbe règle vise également ce type d'opération. Concernant les réservoirs à objectifs multiples, le zonage offre une certaine souplesse dans l'exploitation des réservoirs individuels. Parfois, la définition de sous-zones dans la zone de conservation offre une souplesse supplémentaire. Notons que la gestion d'un certain nombre de réservoirs, impose d'équilibrer et de maintenir le niveau de stockage dans la même zone dans la mesure du possible. Ce type d'opération est nécessaire pour rétablir l'équilibre entre les réservoirs après un évènement inattendu ou un évènement hydrologique extrême.

Il existe trois approches pour équilibrer le stockage des réservoirs. La première, connue sous le nom de règle "fonction égale", est de maintenir tous les réservoirs dans une certaine position zonale, à un niveau où le pourcentage de remplissage de la zone est égale pour tous les réservoirs. La seconde est basée sur un classement des réservoirs ou sur le concept de priorité. Chaque réservoir est assigné à une priorité. L'ensemble de l'eau situé dans une zone est alloué à la priorité la plus élevée avant d'être utilisée pour les priorités les plus faibles, et ainsi de suite. La troisième approche est basée sur une règle de "décalage de stockage" : les lâchers de certains réservoirs sont entrepris avant de soutirer de l'eau des mêmes zones des autres réservoirs. Après un certain volume lâché par le groupe initial de réservoirs, les lâchers sont effectués à partir de tous les réservoirs, ce qui maintient la différence en pourcentage du volume de la zone disponible. Cette règle est suivie pour fournir une réserve d'eau facilement accessible si des corrections dans l'équilibre inter-réservoirs soient nécessaires après un évènement inattendu ou hydrologiquement extrême. (Jain, Singh ,2003).

1.8 L'évaluation du comportement

Les gestionnaires de barrages sont responsables de la gestion des ressources en eau. Ils doivent, dans la mesure du possible, atteindre des objectifs spécifiques pour chacun des utilisateurs. Par exemple, il faut que les gestionnaires soutirent la quantité d'eau nécessaire des réservoirs pour maintenir un niveau d'eau spécifique en amont et en aval du réservoir. Réaliser cette tâche peut devenir complexe en raison des objectifs souvent conflictuels des différents usages. Ainsi, la gestion des réservoirs est une activité qui vise à prendre des décisions de compromis entre les différents objectifs de gestion.

Il est impératif d'agir sur les apports naturels en eau pour des fins d'utilisation ou de régulation d'eau. La principale façon de prédire le comportement d'un système hydrique est de modéliser son comportement. Les modèles mathématiques sont les plus importants outils pour prédire ce comportement. Depuis les trente dernières années, beaucoup de progrès ont été réalisés pour réaliser des modélisations économiques, écologiques, hydrologiques et aussi d'impacts politiques et institutionnels des systèmes hydriques complexes [Loucks et Van Beek, 2005].

Des critères de performance de vulnérabilité, de résilience et de fiabilité sont utilisés pour évaluer le comportement des réservoirs. Les niveaux de stockage peuvent dépasser leur cible opérationnelle et, dans ces circonstances, les trois critères donnent un aperçu du comportement du barrage par rapport à cet évènement. Hashimoto et al. (1982b) ont développé des critères de mesure de la performance d'un système d'eau. Ces critères techniques sont souvent cités et employés dans le domaine de l'ingénierie de l'eau (*Water Resources Engineering*). D'après Hashimoto, la performance d'un système peut être vue sous trois aspects différents :

- ✓ Avec quelle fréquence le système est-il défaillant (*fiabilité*) ?,
- ✓ Dans quel délai le système revient-t-il à un état de bonne marche après une défaillance (*résilience*) ?, et
- ✓ Quelle est l'ampleur les conséquences probables d'une défaillance (*vulnérabilité*) ?

De plus, la défaillance de système peut être définie de plusieurs manières. Pour les ouvrages hydrauliques, Tung et Yen (2005) distingue la défaillance structurale et la défaillance de performance. Dans notre cas, c'est la dernière qui nous intéresse plus particulièrement.

Ces critères ont été utilisés par Simonovic et Li (2003) dans le cadre de leur étude de l'évaluation des changements climatiques sur les performances d'un système de protection

contre les inondations, développé pour la ville de Winnipeg, dans le bassin de la rivière Rouge, au Manitoba. Aussi, Minville *et al.* (2010a) utilisent les critères de fiabilité et de vulnérabilité en tant qu'indicateurs d'impact dans leur étude d'impact et d'incertitude du changement climatique dans la gestion du système hydrique de Péribonka, au Québec. Li et al. (2010) utilisent le critère de vulnérabilité pour leur étude de la performance de l'opération des réservoirs dans un bassin nord-américain dans un contexte de changements climatiques. Les définitions des trois critères de performance sont maintenant présentées.

En général si les ressources en eau disponibles s'avèrent suffisantes, les lâchers d'eau de la retenue sont un peu près égaux au volume d'eau demandé : cela correspond à un *état normal* de la ressource. L'*état* de la retenue est *excédentaire* lorsque la retenue d'eau se remplit et qu'il est nécessaire de lâcher de plus eau que la demande afin d'atténuer les risques de débordements. Par contre en *état déficitaire* de la ressource, on limite les lâchers afin de conserver de l'eau pour des utilisations sur un horizon plus lointain.

Dans le modèle mathématique, les états de la ressource en eau doivent être traduits en chiffres pour effectuer des opérations mathématiques ou logiques. D'abord, le niveau d'eau dans la retenue est transformé en *indice d'état de stock*. L'indice atteint la valeur maximale de 4, quand le niveau d'eau dans la retenue est égal au niveau maximum (voir Tableau 1.1). L'indice de 3 correspond au niveau supérieur de fonctionnement ; celle de 2, au niveau inférieur de fonctionnement. L'indice de 1 indique que le niveau d'eau arrive au niveau minimum de fonctionnement. L'indice de 0 coïncide avec le niveau minimum absolu de la retenue. Lorsque le niveau d'eau dans la retenue se situe entre deux niveaux de référence, on obtient l'indice à l'aide d'une interpolation linéaire.

Dans le Tableau (1.1), les indices compris entre 0 et 1 correspondent à la zone inactive de la retenue. Les indices de 1 à 2 font référence à la zone de restriction. La zone de fonctionnement normal se trouve entre les indices 2 et 3. Enfin les indices entre 3 et 4 signalent que le niveau d'eau de la retenue se situe dans la zone d'écêtement des crues.

Les trois *états de disponibilité* de la ressource en eau sont interprétés de façon suivante :

- ★ *Etat normal (0)* : le niveau d'eau de la retenue se trouve dans la zone de fonctionnement normal où la valeur de l'indice est comprise entre 2 et 3.
- ★ *Etat excédentaire (+1)* : le niveau d'eau de la retenue arrive à la zone d'écêtement des crues où la valeur de l'indice est supérieure à 3.
- ★ *Etat déficitaire (-1)* : le volume de la retenue se situe dans la zone de restriction ou dans la zone inactive où la valeur de l'indice est inférieure à 2.

Avec cette représentation, on définit dans le modèle un critère numérique de décision des lâchers d'eau du système. Mais lorsqu'un système est composé de plusieurs retenues d'eau, il faut déterminer combien d'eau doit lâcher chacune des retenues.

Tableau (1.1) : définition des indices d'état de stocke de l'eau à partir des divers niveaux de la retenue

Indices	Niveaux de la retenue	Zones
4	Niveau maximum de la retenue	----- Ecrêtement des crues
3	Niveau supérieur de fonctionnement	----- Fonctionnement normal
2	Niveau inférieur de fonctionnement	----- Restriction
1	Niveau minimum de fonctionnement	----- Inactive
0	Niveau minimum absolu	-----

La décision d'allocation en eau est la seconde étape dans le processus de décision de gestion de l'eau du barrage Bouhamdane. Le prélèvement de l'eau se fait en fonction de la ressource disponible. Dans la suite on exposera le cas des usages multiples.

Le cas le plus simple de décision de prélèvement de l'eau dans une rivière est illustré par la Figure (1.17). On distingue deux situations de disponibilité de la ressource : excédentaire et déficitaire. En situation excédentaire, la ressource en eau est supérieure à la demande ; il est possible de prélever de l'eau autant que demandée. En situation déficitaire, le prélèvement est limité par le volume d'eau disponible. Pourtant, une phase transitoire peut être observée entre les deux situations tant que le demandeur continue à être satisfait, même avec prélèvement légèrement inférieur à la demande exprimée pendant cette phase. Cette situation peut être observée en gestion opérationnelle ; la demande surestimée (ou volume tampon) est considérée comme une marge de sécurité de gestion.

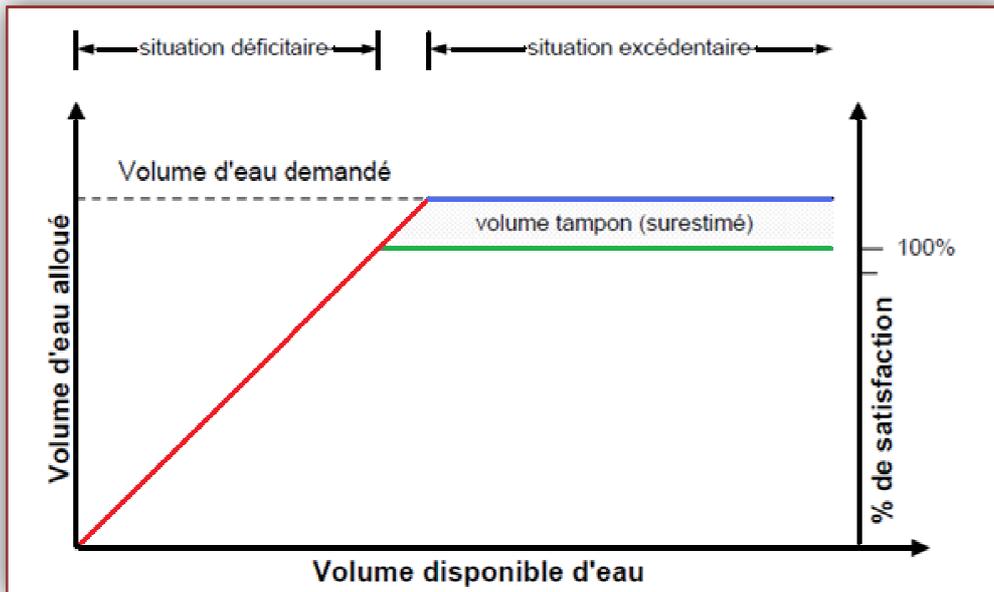


Figure 1.17 : exemple de fonction d'allocation en eau

1.8.1. Gestion à long terme :

La gestion à long terme peut être entreprise pour estimer la fiabilité du projet, les avantages probables, le type et l'ampleur des demandes qui pouvant être satisfaites. Pour les objectifs de conservation à long terme (mensuel ou annuel), des données spécifiques sont utilisées pour ce type d'analyse. Des hypothèses appropriées peuvent être formulées pour rendre un problème solvable. Par exemple, des valeurs théoriques peuvent être utilisées pour estimer les pertes du réservoir. Ceci peut fournir des indications utiles sur le problème et constituer la base d'études détaillées et affinées dans les derniers stades de la planification et de l'exploitation éventuelle. (Jain, 2003).

1.8.2. Programme de planification rigide :

Des programmes de fonctionnement rigides sont nécessaires lorsque des décisions doivent être prises en urgence, mais les données détaillées requises ne sont pas disponibles ou il n'y a pas assez de temps pour les analyser. Une telle situation est plus susceptible de survenir dans la gestion des inondations. Des programmes rigides pour les opérations de contrôle des crues d'un réservoir vanné sont nécessaires pour une utilisation par le personnel non-technicien sur le site du barrage. Ces programmes sont formulés sur la base de l'étude de la crue de projet ou de la crue maximale probable. Par conséquent, ces programmes sont basés sur les données, telles que les apports du réservoir, et du taux de variation de remplissage. Habituellement, la gestion du réservoir au jour le jour est basée sur les prévisions actuelles et celle du débit, des

caractéristiques des demandes, des perspectives de précipitations. Un facteur crucial pour un fonctionnement efficace, en particulier en cas d'inondations, est la disponibilité de prévisions fiables.

1.8.3 Règles d'exploitation linéaire standard (RELS) :

La Figure (III.1) illustre la plus simple des règles d'exploitation d'un réservoir est la règle d'exploitation linéaire standard (RELS). Selon cette règle, lorsque, dans un espace de temps donné, la quantité d'eau disponible en stock est inférieure à la demande cible, toute l'eau disponible est lâchée. Dans le cas où l'eau disponible est supérieure à la demande cible, mais inférieure à la demande cible plus la capacité de stockage disponible, les lâchers sont égaux à la demande cible et de ce fait l'excès d'eau est stocké dans le réservoir. Dans le cas où, même après avoir fait des lâchers équivalent à la demande cible, et s'il n'y a pas d'espace pour stocker l'excédent d'eau, toute eau supérieure à la capacité de stockage maximale (S_{max}) est lâchée.

Soit A_w l'eau disponible (stocké) et T la demande cible. Mathématiquement, la RELS peut être exprimée comme suit. (Jain, Singh, 2003).

$$\begin{aligned}
 \text{Si } S \leq D \quad & \text{lâchers} = S \\
 \text{Si } D < S \leq S_{max} + D \quad & \text{lâchers} = D \\
 \text{Si } S > S_{max} + D \quad & \text{lâchers} = S - S_{max}
 \end{aligned} \tag{1.1}$$

Le réservoir sera vide dans le premier cas et rempli dans le troisième. La zone des lâchers possibles se situe entre les lignes plein et vide du réservoir. Le surplus d'eau destinée à la demande cible en quelconque période ne génère pas de valeur économique. Bien que cette procédure de gestion soit fréquemment utilisée dans les études de planification, il n'est pas utilisé dans l'exploitation au jour le jour à cause de sa rigidité. Certains de ses inconvénients peuvent être minimisés par l'introduction de rationnement dans le cas d'un déficit. Par exemple, si l'eau disponible est inférieure à la demande du mois actuelle et des trois prochains mois, les lâchers peuvent être réduite d'un certain montant, disons 25% par exemple. Selon les circonstances, le rationnement peut être introduit en plusieurs étapes. Le nombre de paliers et la mesure de rationnement peuvent être décidés par simulation. La ligne double de la Figure (1.18) montre une telle possibilité. La règle résultante a été désignée par le terme *la règle de rationnement de ReVelle (Rationing Rule ReVelle)* (Revelle, 1999).

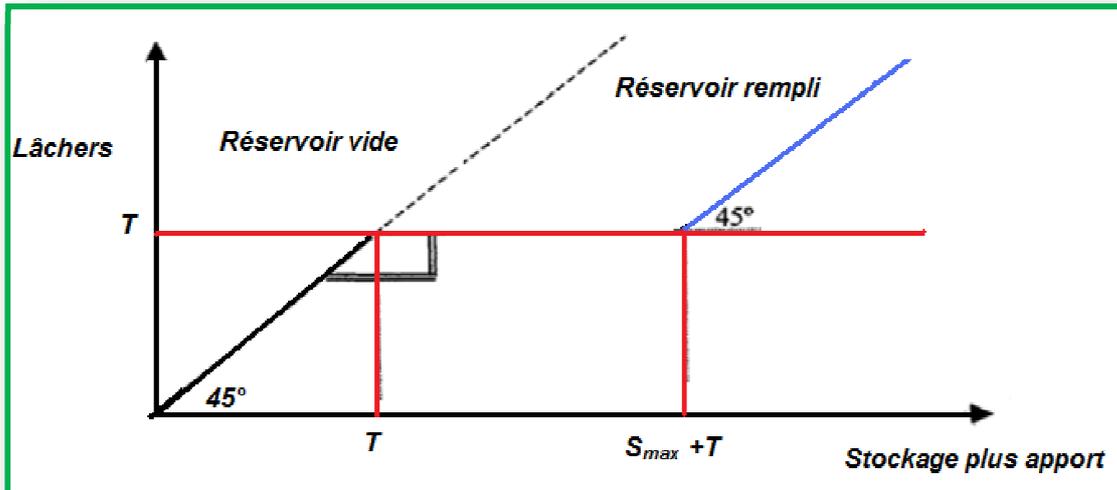


Figure 1.18 : Représentation graphique de la règle d'exploitation linéaire standard (RELS).

1.8.4 Les règles de courbe guide (Rule Curve) :

Une règle de courbe guide ou de niveau spécifie le stockage que l'on souhaite maintenir dans un réservoir le plus possible au cours de différentes périodes de l'année tout en essayant de répondre à différentes demandes. Les courbes guides sont généralement issues des études d'exploitation en utilisant les séries des apports (observés) ou générés.

L'hypothèse implicite est que le réservoir peut satisfaire au mieux ses objectifs si les niveaux du stockage spécifiés par la courbe guide de la règle sont maintenus dans le réservoir à n'importe quel moment. La courbe guide de la règle en tant que telle ne donne pas la quantité d'eau à lâcher depuis le réservoir. Cette valeur dépendra de l'apport vers le réservoir et des caractéristiques des différentes demandes. Différentes règles de courbes guides peuvent être développées suivant l'usage telles que l'AEP, l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique et pour la régulation des crues.

1.8.5. Les variantes de la règle des courbes guides

Les variantes de la règle des courbes dépendent du type de réservoir et des usagers à satisfaire. Un réservoir peut être classé soit comme un réservoir saisonnier ou un réservoir multi-annuel. Le stockage d'un réservoir de saison est utilisé pour allouer l'eau issue de la saison des pluies pour la saison sèche, tandis que le remplissage du réservoir multi-annuel est utilisé pour allouer l'eau d'une période humide à une période de sécheresse postérieure qui pourrait se produire quelques années plus tard.

Le débit d'un cours d'eau durant l'année la plus sèche enregistrée et les besoins en eau ont été reportées dans la Figure (1.19 a). Supposons que le réservoir est plein à la période A. De A à B, les demandes dépassent les apports naturels et, par conséquent, le réservoir se videra et sera vide à B. à partir de A, les courbes d'apport et de demande divergent et l'écart cumulé est maximal à B.

Cette différence montre la nécessité d'entreprise de stockage. Les courbes cumulatives des apports et des demandes ont été tracées dans la Figure (1.19 b). Dans cette figure, au point B, le réservoir est vide. De ce point, la courbe cumulative de la demande est tracé à partir de B vers la gauche c'est-à-dire en arrière dans le temps et la courbe BE est obtenue grâce à l'intersection de la courbe des demandes et des apports. L'espace entre la courbe cumulative de l'apport EAB et celle de la demande EDB représente le volume d'eau qui est en stock pendant la période allant de E à B.

Cet espace a été tracé en fonction du temps dans la Figure (1.19c) et la courbe obtenue est la courbe de règle. Cette courbe représente le déficit accumulé entre la demande et le débit disponible pendant la période critique. Cette analyse effectuée pour l'année la plus sèche de toute la période d'enregistrement, est une mesure concrète pour évaluer le risque de défaillance du réservoir. Ce risque est éliminé quand le stock d'eau du réservoir est supérieur à celui de la courbe guide (la plus critique). Comme la courbe règle dépend de la distribution de l'écoulement pour une année critique, il serait souhaitable que les courbes règles pour les autres années moins critiques soient également préparées. Lorsque ces courbes sont tracées sur le même graphique, ceux-ci peuvent se croiser à plusieurs endroits.

Enfin, une courbe enveloppe toutes les courbes précédentes est lissée et établie : c'est la courbe requise de la règle. Une courbe de règle pour le stockage des hautes eaux peut également être préparée d'une manière similaire.

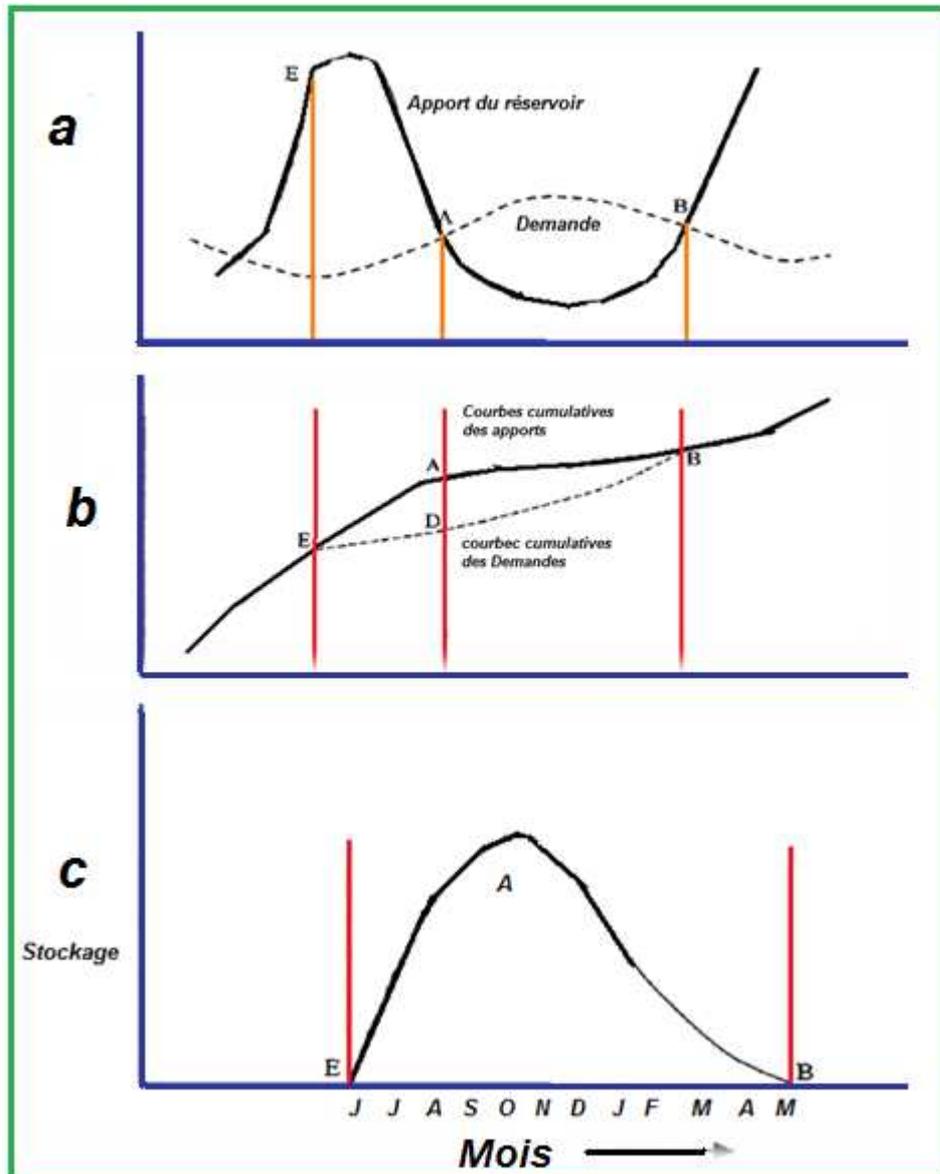


Figure 1.19 : Développement de la courbe de la règle courbe pour une opération de conservation.

1.8.5.1 Exploitation d'un réservoir à l'aide des règles de courbe:

L'exploitation d'un réservoir à l'aide des règles de courbes offre plusieurs possibilités, entre autres, si le niveau d'eau est au dessus de l'altitude prévue par la courbe règle (à savoir, assez d'eau), les lâchers sont entrepris pour satisfaire toutes les demandes de conservation. Si le stockage est disponible dans le voisinage de celle indiquée par la courbe règle, les lâchers d'eau doivent être limités de telle sorte que le stockage ne descende en-dessous du niveau de la courbe règle par contre si pour une raison quelconque, le niveau dans le réservoir est bien en dessous de la courbe règle, les lâchers devraient être restreints pour revenir au niveau de la courbe règle au plus tôt possible.

La règle des courbes traduit implicitement le compromis établi entre les différents objectifs du projet au long terme. Pour les opérations à court terme, ils servent de guide. Ainsi, l'exploitant du réservoir à une flexibilité pour décider des lâchers à entreprendre de telles sortes que les objectifs à long terme soient remplis dans la mesure du possible.

Afin d'offrir davantage de souplesse dans le fonctionnement, différentes courbes de règle peuvent être spécifiées pour des circonstances différentes. Par exemple, il peut exister trois différentes courbes de règle, une courbe pour une année normale dont les apports sont approximativement proches du débit moyen (marge de ± 20 % de la moyenne), l'autre pour une année sèche (apports inférieures à 80% de la moyenne), et la troisième pour une année humide (apport supérieur à 120% de la moyenne). Dans les situations où il est possible de prévoir les inondations ou la fonte des neiges, des courbes de règle supplémentaires peuvent être définies. Ces courbes règle peuvent être présentées soit sous forme de tableaux ou de graphiques pour montrer le niveau désiré des réservoirs en fonction de l'apport attendu.

Les courbes règle sont développés en utilisant les séries des débits et les données de la demande qui peuvent changer ultérieurement. Par conséquent, ceci exige une mise à jour des courbes guides, et nécessite des données d'apports détaillées, de meilleurs modèles, et les données des infrastructures. Cependant les avantages qui peuvent être tirés d'une meilleure exploitation rend leur utilisation attrayante pour les grands réservoirs, en particulier lorsque les ressources sont limitées et doivent être réparties entre un certain nombre d'utilisateurs concurrents.

1.8.5.2 Règle courbe conditionnelle

Des règles conditionnelles sont également utilisées pour réguler les systèmes de réservoir. Ces règles définissent non seulement les lâchers des réservoirs en fonction des volumes de stockage existants et de la période de l'année, mais aussi en fonction de l'apport prévu pour les réservoirs pendant une certaine période de temps dans un avenir pré-spécifié. Ces règles peuvent être décrites sous forme de fonctions, de tableaux, ou des diagrammes. Les valeurs des débits des canaux en aval des réservoirs doivent être prises en compte pour la détermination des opérations du réservoir. Ces débits sont fonctions du volume de stockage des réservoirs amont.

Chapitre 2. Présentation de la zone d'études et recueil des données

2.1. Caractéristiques techniques

Implanté sur l'oued Bouhamadane le barrage de Hammam Debagh constitue une réserve d'eau importante pour satisfaire les besoins en eau potable, et les demandes de l'irrigation (figure 2.1). Il est situé dans la wilaya de Guelma, à 20 Kilomètres à l'ouest de la ville de Guelma, dans l'est Algérien. Il est implanté à 3 kilomètres à l'amont de la localité de Hammam Debagh. Le barrage fut réalisé par l'entrepreneur de génie civil: groupement italien C.I.R.S.P.A. Il a été mis en eau en décembre 1987.

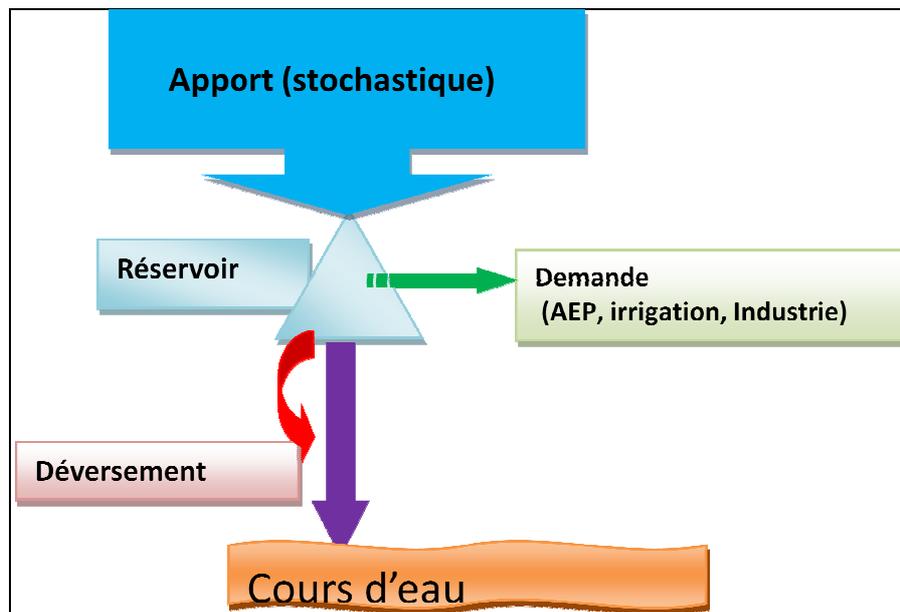


Figure 2.1 : Schéma structural du barrage

C'est un barrage en terre avec noyau central (Figure 2.2). La digue est du type en terre, composée d'un noyau argileux vertical, de recharge amont et aval en alluvions graveleuses, des filtres et drains produits à partir des alluvions de l'oued, du rip rap amont et aval prélevé en carrière et dans l'oued. La digue repose sur un substratum constitué d'une alternance de formations schisteuses et gréseuses. Des formations de surface d'origines variées recouvrent le substratum sur une épaisseur variable mais en moyenne relativement importante.

Les percolations y sont contrôlées par un drain vertical et son prolongement horizontal à la base de la digue. Le noyau argileux est encadré par les filtres amont et aval. La conception de la digue a fait objet d'un traitement antisismique qui consiste à un adoucissement des filtres aval et drain pour permettre un débit de fuite important en cas de fissuration du noyau. La construction s'est effectuée par étapes à la cadence moyenne de 150.000 m³/mois à l'abri d'un batardeau incorporé dans la recharge amont.

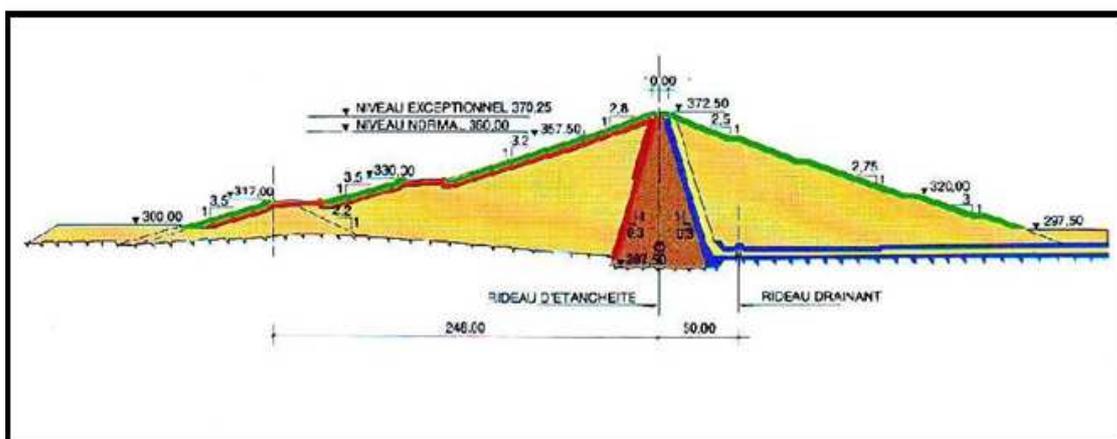


Figure.2.2: Coupe en travers du barrage de Hammam Debagh (d'après A.N.B.T.)

La retenue normale (RN) qui occupe une aire de 643,04 ha, a une capacité, estimée à 200 hm³ en 1988, réévaluée à 184,35 hm³ en 2004 à la suite des levés bathymétriques. La cote de retenue normale est de 360 m; la cote des plus hautes eaux (PHE) est de 370,24 m et celle de la PHEE de 371,28 m. L'apport moyen annuel estimé dans les études d'avant-projet est de 63 hm³ et le volume régularisé est de 55 hm³.

L'envasement moyen annuel a été estimé à 0,53 hm³ dans les études d'avant-projet. Suit a cet envasement la capacité du barrage est passée de 220 hm³ à 185 hm³. Durant les travaux de construction il a été enregistré une crue maximale de chantier de 1450 m³/s en décembre 1984. Le dispositif de sécurité du barrage comporte deux évacuateurs de crue à seuil déversant circulaire en forme de tulipe d'un diamètre de 24m (figure 2.3).



Figure 2.3: Le barrage de Hammam Debagh: évacuateur de crues en puits de section circulaire et protection sur la rive gauche

2.2. Le bassin versant de l'Oued Bouhamdane

Le bassin versant de l'oued Bouhamdane est situé au Nord- Est de l'Algérie occupant la partie Ouest de la wilaya de Guelma, et fait partie du grand bassin versant de la Seybouse (Figure 2.4). Il est drainé par l'oued Bouhamdane et ses affluents.

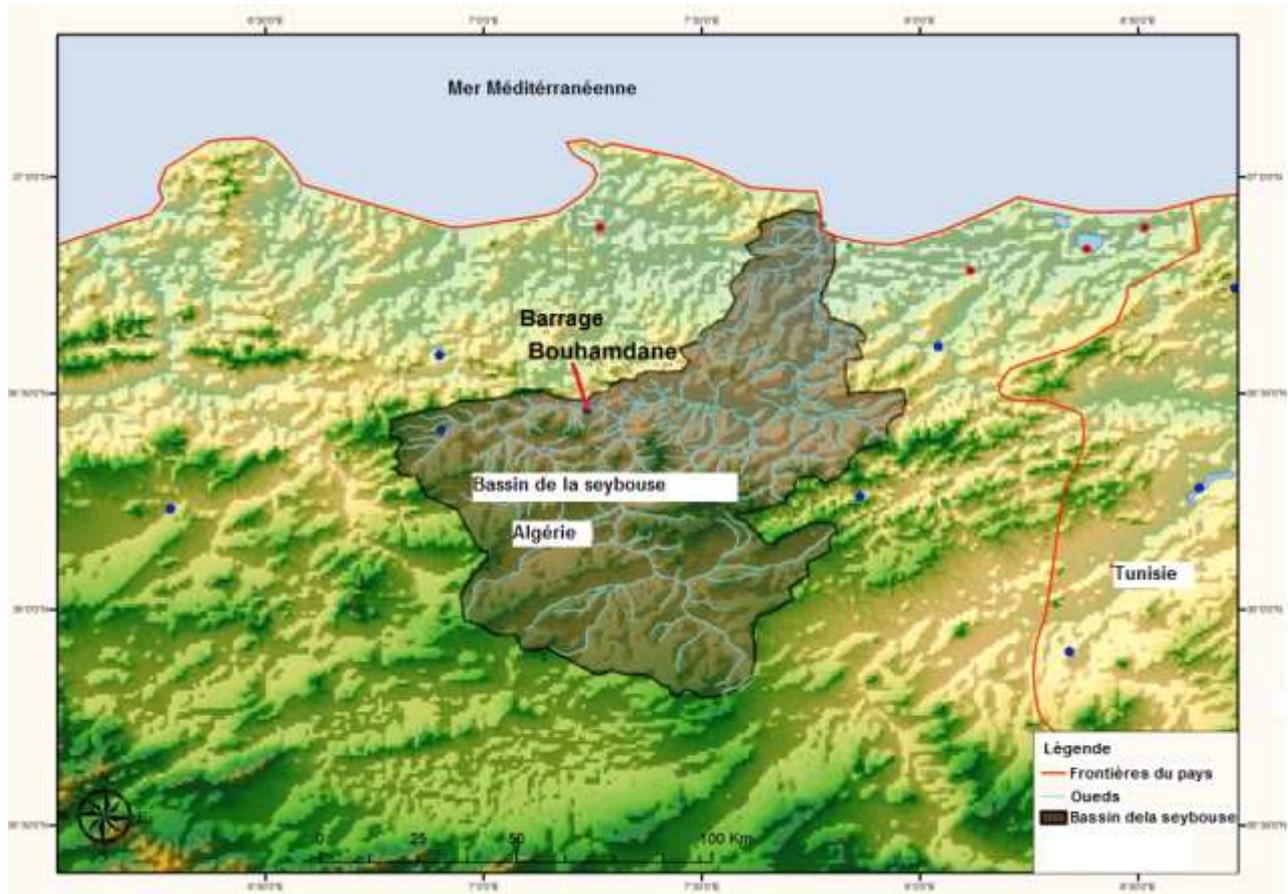


Figure 2.4 : Localisation du barrage Bouhamdane

Ce bassin s'étend du $6^{\circ} 55'$ au $7^{\circ} 15'$ de longitude Est et du $35^{\circ} 15'$ au $36^{\circ} 70'$ de latitude Nord. Situé dans la zone sub-tellienne, le bassin de l'oued Bouhamdane, d'une superficie de 1050 km^2 au barrage de Hammam Debagh (1105 km^2 à la station hydrométrique de Medjez Ammar II), est l'un des principaux affluents du bassin de la Seybouse. Le bassin dont les altitudes se situent entre 285 m à la station hydrométrique de Medjez Ammar II et 1289 m à Mzarat Sidi Chagref (nord ouest du bassin) est occupé par la moyenne montagne. La densité de drainage permanente est de 0.53 km^{-1} et temporaire est de 1.90 km^{-1} . La longueur du talweg principal est de 99 km , avec une pente moyenne de 0.8% (A.N.R.H. 2008). La lithologie est variée, constituée de formations superficielles (32.4%), grès, conglomérats, marno-calcaires et marnes schisteuses (40.5%), argiles et marnes (23.1%) et calcaires (4.0%).

L'Oued Bouhamdane est formé par deux principales artères, l'Oued Zenati et l'Oued Sabath qui drainent respectivement une zone semi aride des Hautes Plaines (pluie moyenne : 450-550 mm) et une zone sub-humide du Tell méridional (pluie moyenne 550-650 mm). A la station de Guelma, la moyenne annuelle de la température de l'air est de 18.1°C (10°C en Janvier et 27.8°C en Août) et l'ETP (formule A.N.R.H.) s'élève à 1288 mm par an. Les zones avec un couvert végétal naturel (chêne liège, maquis, reboisement) couvrent 31.7% de la surface du bassin dont 19.5% sont exploités comme terrains de parcours. La région connaît une forte activité agricole, essentiellement la céréaliculture qui occupe 58.1% de la surface du bassin et l'olivier autour de 1%. Au niveau de la zone de amont l'oued Seybouse résulte de la confluence de deux oueds, a savoir, l'oued cheref et l'oued Bouhamdane (Figure 2.5)

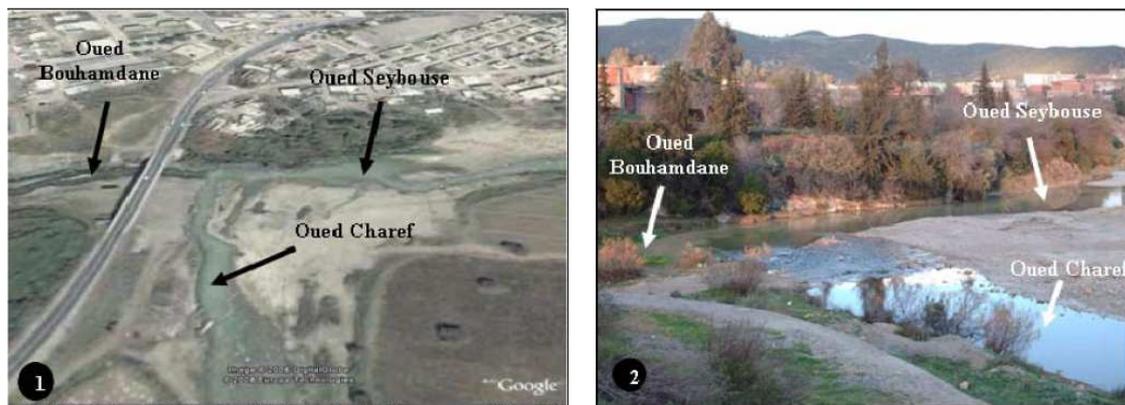


Figure (2.5) : Confluence des oueds Cheref et Bouhamdane pour donner naissance de la Seybouse (1 : vue satellitaire Google Earth, 2 : Photo numérique)

2.3 Les données disponibles

Il existe une relation étroite entre les conditions météorologiques et la gestion des ressources en eau, relation qui a tendance à être par essence opérationnelle. Les données climatologiques jouent un rôle important en hydrologie, définie comme l'étude de l'interaction de l'eau avec son environnement, ainsi que de sa circulation, et de sa distribution. Dans ce domaine, on peut appliquer l'équation du bilan hydrique pour décrire le débit entrant ou le débit sortant d'un système. Les facteurs pris en compte dans le bilan hydrique sont les suivants: les précipitations, l'évapotranspiration, le débit des cours d'eau, les réserves d'approvisionnement en eau, les réserves souterraines, et les lâchers.

Souvent les relevés de débit sont soit incomplets, soit inexistants. Afin de déterminer les apports potentiels d'un barrage, il convient de s'appuyer sur une longue série chronologique de données hydrologiques. Plus les relevés de débits sont établis sur le long terme, meilleure

est la représentation spatiale et temporelle des données climatologiques, et meilleure sera la série chronologique des données hydrologiques modélisées.

2.3.1 Les apports

Les données concernant les apports au barrage de Hammam Debagh sont disponibles de 1990 à 2007 (figure. 2.6). A partir de la lecture du graphique représentant cette série, on peut aisément déduire que l'apport maximal a eu lieu durant l'année 2004 et que l'apport minimal s'est produit dans l'année 1996.

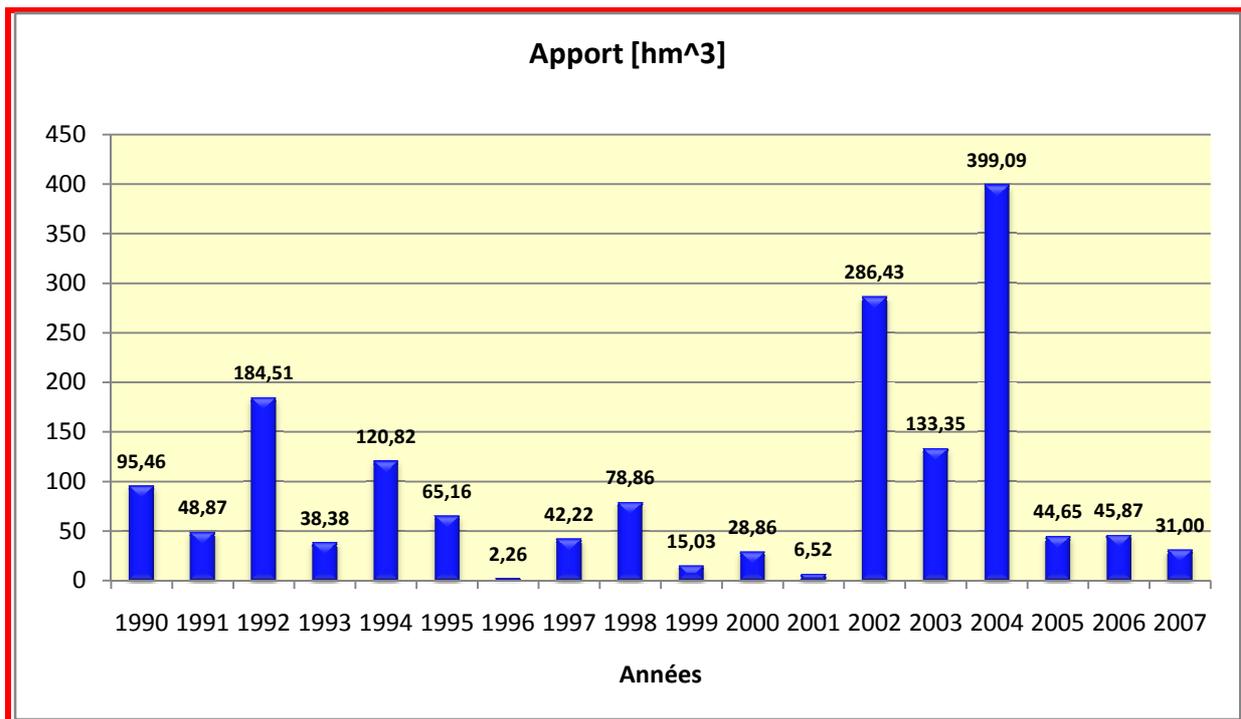


Figure 2.6 : Apport annuel

Les apports sont très accentués durant les mois de janvier et février avec des valeurs pouvant atteindre les 25 hm³, et presque négligeables de l'ordre de 0,15 hm³ durant les mois de juillet et août (Voir figure 2.7). Il en ressort que la période où les apports sont importants comprend les mois pluvieux d'hiver.

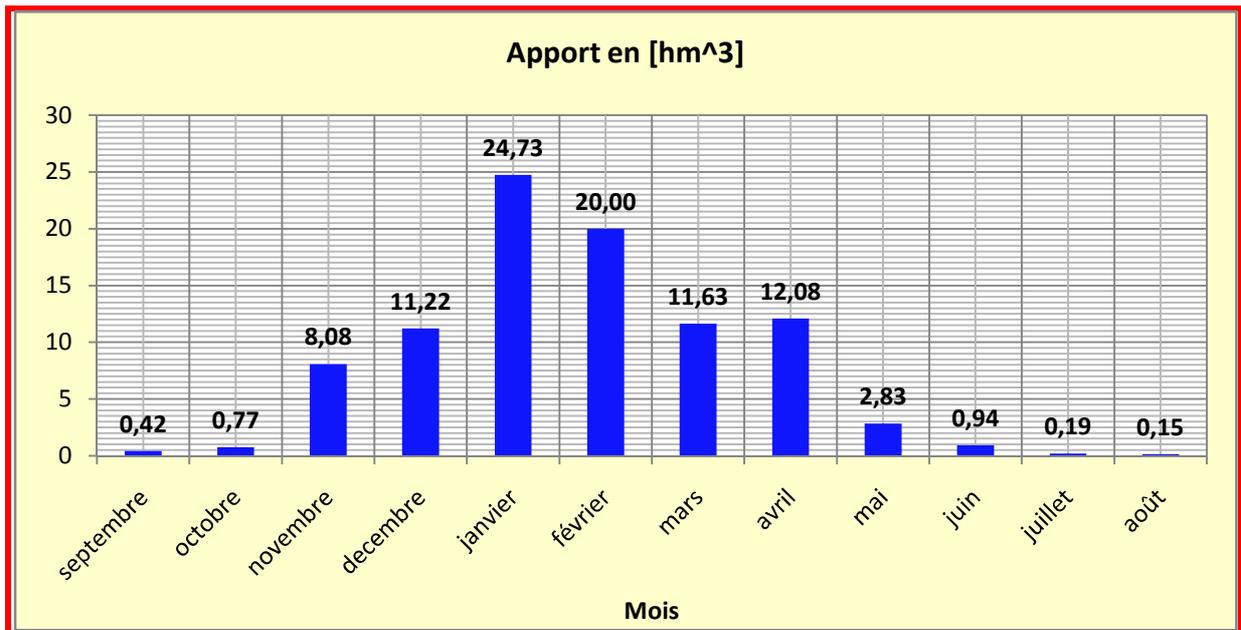


Figure 2.7 : Apport moyen de chaque mois durant la période 1990-2007

2.3.2 Précipitations

Afin d'avoir une idée sur les précipitations de la région on peut se référer à la carte des précipitations de l'Est algérien (Figure 2.8) établie par J. P Laborde, l'observation de cette dernière révèle que la zone d'étude est caractérisée par des précipitations oscillant entre 500 et 600 mm.

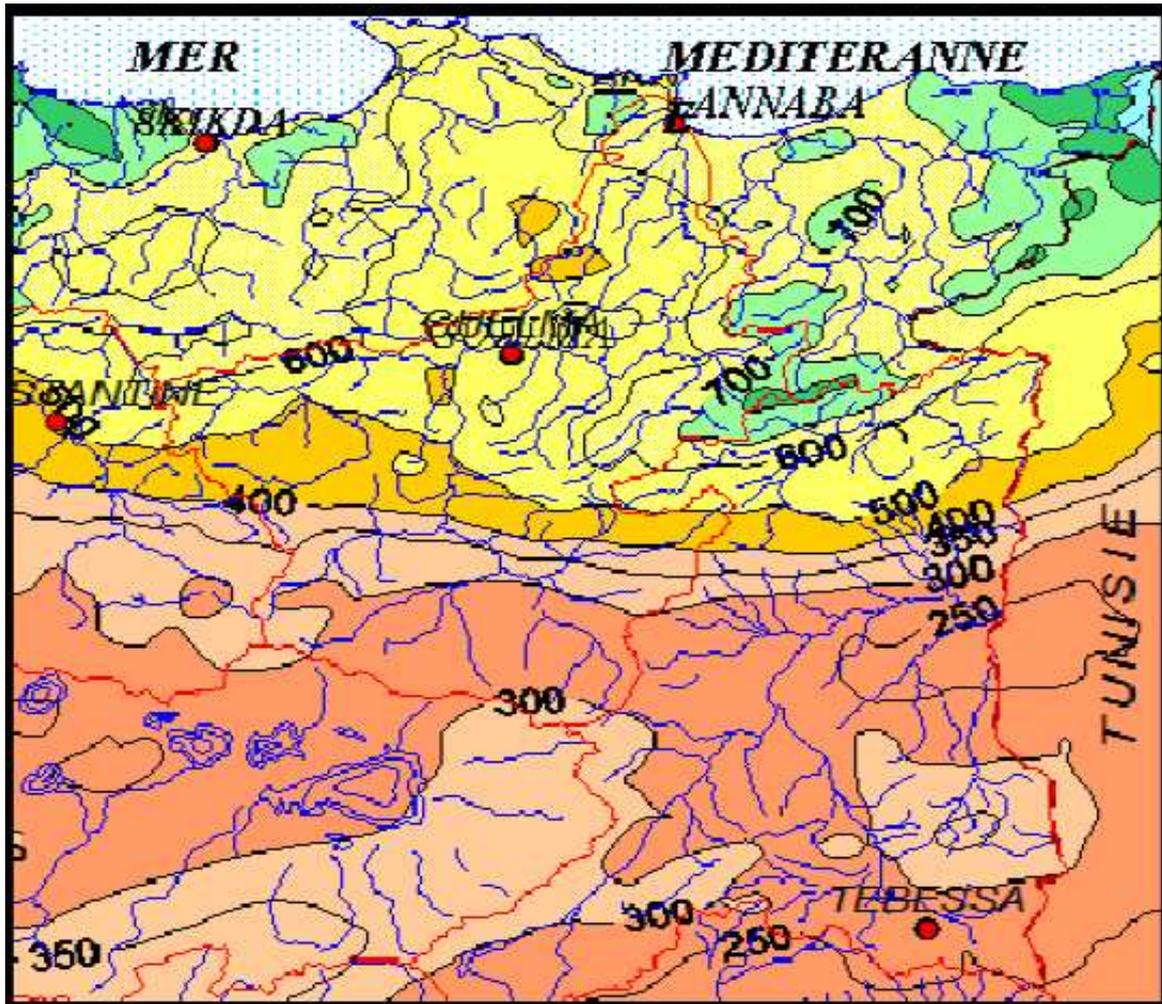


Figure 2.8: Précipitations annuelles médianes (1965-1995) en jean Pière Laborde

La répartition mensuelle des précipitations, au cours de l'année ainsi que leur variabilité conditionne le régime des cours d'eau et les fluctuations des niveaux piézométriques des nappes phréatiques.

a) Variabilité annuelle

L'histogramme représenté par la figure (2.9) montre la variabilité annuelle sur une période de 19 ans.

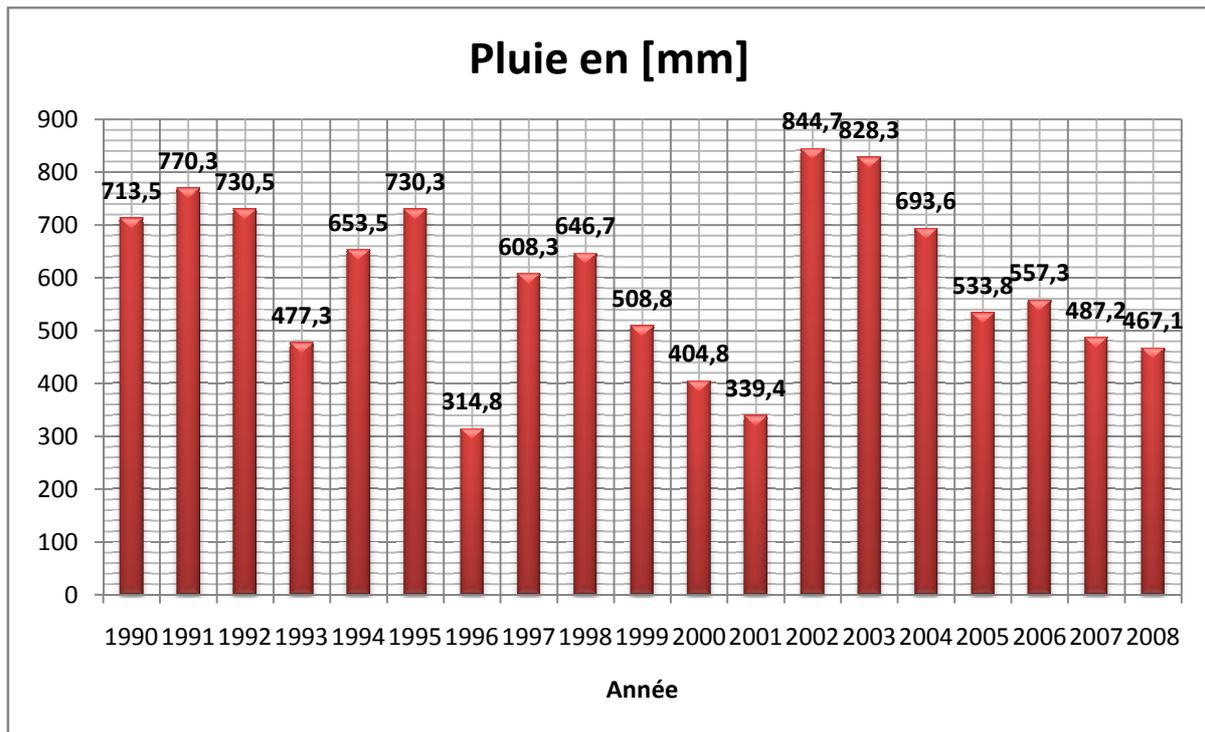


Figure 2.9 : Illustration des pluies annuelles

A partir de la figure (2.9) on peut conclure que l'année la plus pluvieuse est l'année 2002 et que l'année la moins pluvieuse est l'année 1996. La variabilité interannuelle des précipitations est exprimée par le coefficient pluviométrique (CP) qui permet de déterminer les années excédentaires des années déficitaires (voir tableau 2.1). Le coefficient pluviométrique est calculé par la formule suivante :

$$CP = \frac{P}{\bar{P}} \quad (2.1)$$

Avec : P : pluviométrie de l'année considéré en mm.

\bar{P} : Pluviométrie moyenne pour la période d'étude.

On peut distinguer deux cas : $CP > 1 \Rightarrow$ année excédentaire.

$CP < 1 \Rightarrow$ année déficitaire.

P (moyenne)= 584,104545 mm

Tableau 2.1 : Calcul du coefficient pluviométrique

Année	Pluie de l'année	Pluie Moyenne	Observation
1990	713,5	584,104545	excédentaire
1991	770,3	584,104545	excédentaire
1992	730,5	584,104545	excédentaire
1993	477,3	584,104545	déficitaire !
1994	653,5	584,104545	excédentaire
1995	730,3	584,104545	excédentaire
1996	314,8	584,104545	déficitaire !
1997	608,3	584,104545	excédentaire
1998	646,7	584,104545	excédentaire
1999	508,8	584,104545	déficitaire !
2000	404,8	584,104545	déficitaire !
2001	339,4	584,104545	déficitaire !
2002	844,7	584,104545	excédentaire
2003	827,9	584,104545	excédentaire
2004	693,6	584,104545	excédentaire
2005	533,8	584,104545	déficitaire !
2006	557,3	584,104545	déficitaire !
2007	487,2	584,104545	déficitaire !

La figure (2.10) illustre les résultats obtenus dans le tableau (2.1). La ligne droite exprime la pluie annuelle moyenne, au-delà de laquelle les années sont considérées comme étant excédentaire. Au dessous de cette ligne on peut aisément détecter les années déficitaires

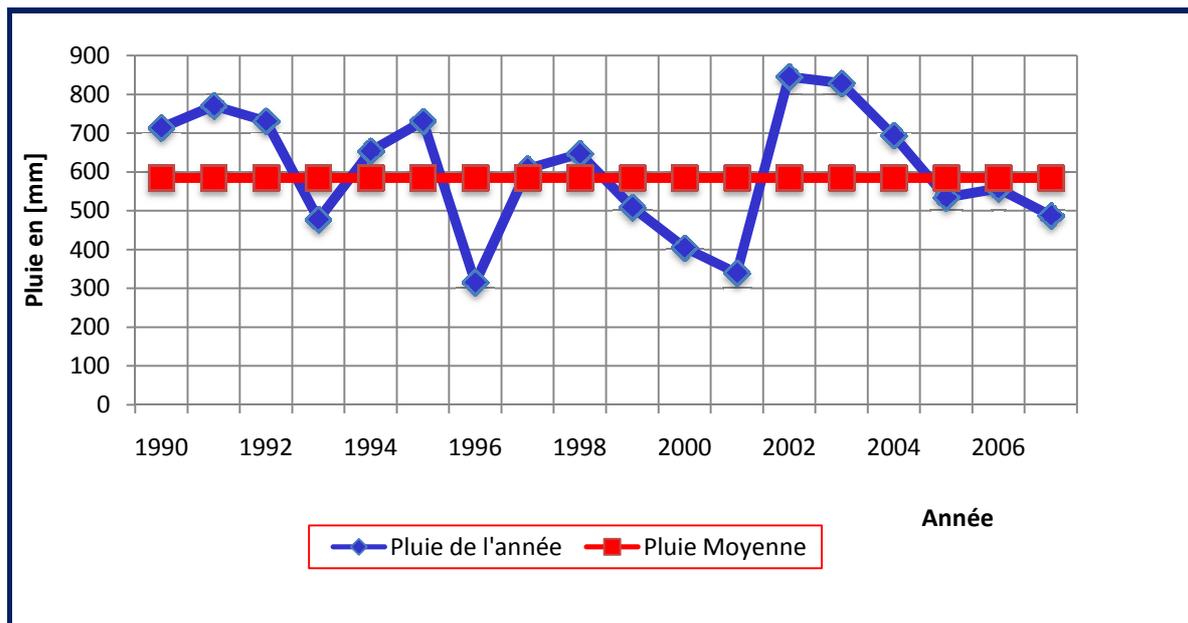


Figure 2.10 : illustration des pluies excédentaires et des pluies déficitaires

b) Variabilité des précipitations mensuelles

L'histogramme de variation des précipitations mensuelles représentés dans la figure (2.11), nous renseigne que durant les mois juillet, août et juin les précipitations sont inférieures à la moyenne, cette période peut être étendue jusqu'au mois de septembre. Par ailleurs, le mois décembre est le mois le plus pluvieux. Les hauteurs mensuelles montrent de fortes irrégularités dans les hauteurs d'eaux précipitées. Le mois de décembre, le plus pluvieux, enregistre les valeurs les plus fortes (106,26 mm), alors que le mois de juillet enregistre une pluviosité moyenne de l'ordre de 9,4 mm.

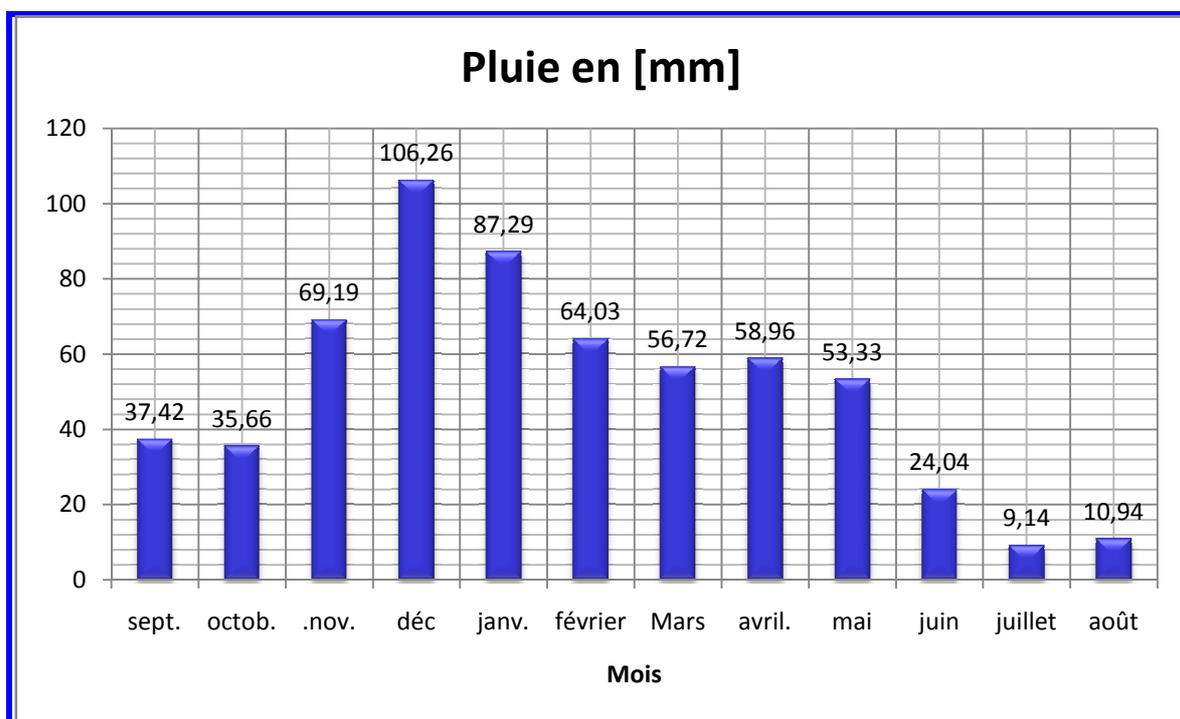


Figure 2.11 : Répartition mensuelle des pluies

Tableau 2.2 : variabilité des précipitations moyennes mensuelles à la station de Guelma (1990/2007).

Mois	<i>S</i>	<i>O</i>	<i>N</i>	<i>D</i>	<i>J</i>	<i>F</i>	<i>M</i>	<i>A</i>	<i>M</i>	<i>J</i>	<i>J</i>	<i>A</i>
Moyenne	35,30	36,54	68,89	104,08	83,92	63,50	54,26	54,03	51,20	17,43	5,40	10,51
Ecart-type	29,28	25,36	58,47	59,88	59,72	47,57	45,37	31,87	41,52	20,10	7,12	8,86
Coefficient de variation	0,83	0,69	0,85	0,58	0,71	0,75	0,84	0,59	0,81	1,15	1,32	0,84

Le tableau (2.2) montre que la saison hivernale est la plus pluvieuse avec une moyenne de 104,08 mm/mois et un pic durant le mois de Décembre, par contre l'été est sec avec une faible

pluviométrie de l'ordre de 5 mm durant le mois de juillet. L'écart type entre les valeurs des précipitations mensuelles est plus important pendant le mois de janvier.

Le coefficient de variation mensuelle est supérieur à 100 % pendant les mois de juin, et juillet traduisant une excessive dispersion du à une indigence pluviométrique. Pour le reste des mois de l'année, les valeurs du coefficient de variation sont pour la plupart supérieur à 60 % montrant une très forte dispersion. La variation du coefficient de variation est illustrée par la figure (2.12).

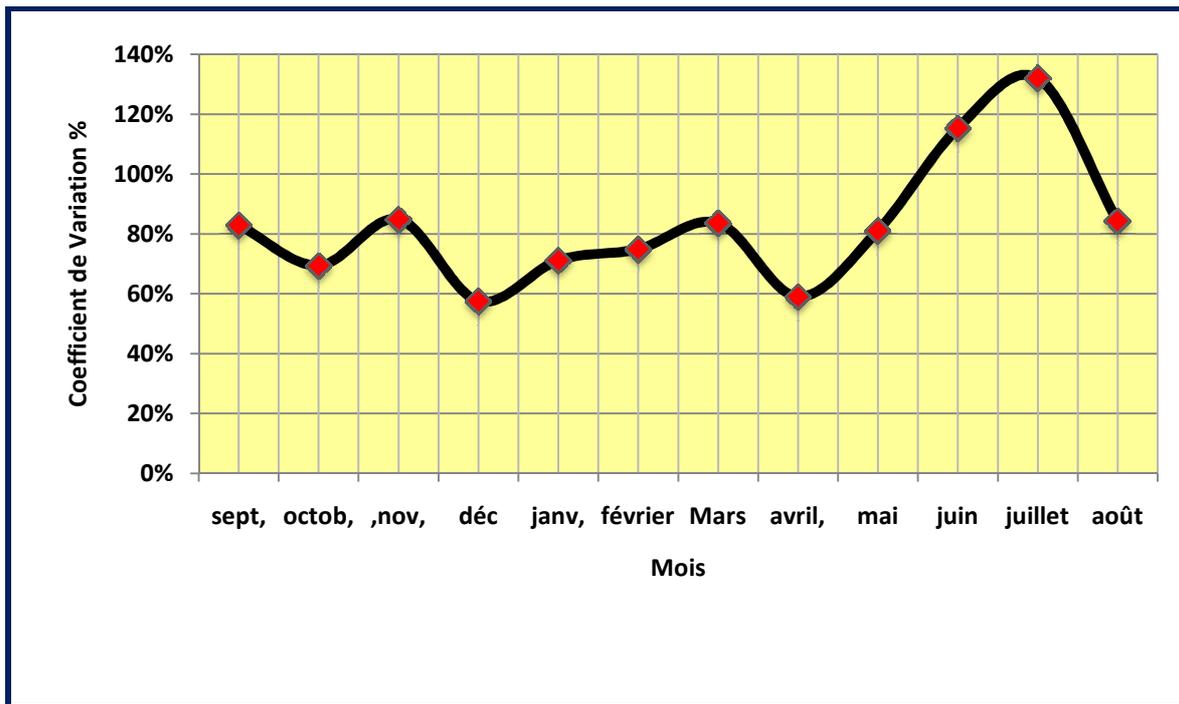


Figure 2.12 : Le coefficient de variation à la station de Guelma

2.3.3 Evaporation et fuites

Les figures (2.13 et 2.14) illustrent les variations mensuelles et annuelles de l'évaporation. On peut conclure que l'année 1990 enregistre le faible taux d'évaporation alors l'année 1993 a connue le plus grand taux d'évaporation. On peut également remarquer que le mois de janvier est le mois avec la plus faible évaporation, et que l'évaporation est maximale durant le mois de juillet figure.

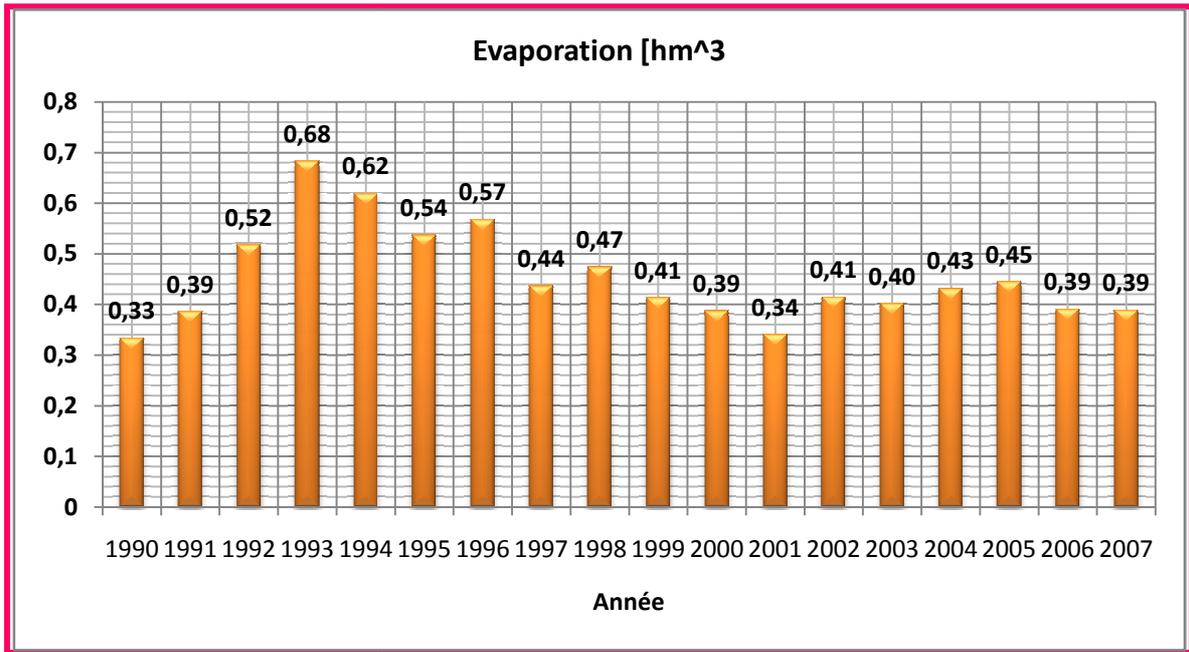


Figure 2.13 : illustration de la variation de l'évaporation annuelle

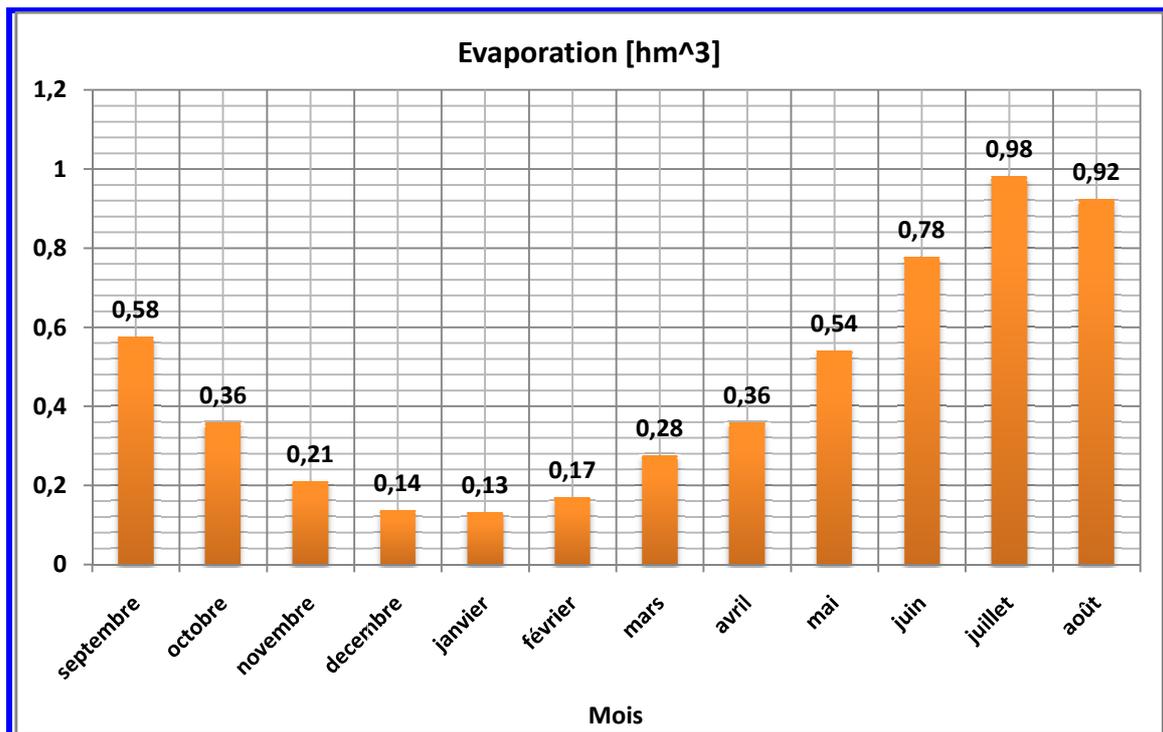


Figure 2.14 : illustration de l'évaporation mensuelle

Le phénomène lié aux fuites d'eau dans un barrage est qualifié de non stable, non linéaire et non homogène de par le mécanisme auquel il est associé. La compréhension de ce mécanisme requiert la connaissance de l'hydraulique, de l'hydrodynamique, de l'érosion des

sédiments et des aspects géotechniques qui pourraient se produire au niveau du barrage. Dans la littérature, ces événements sont interprétés par rapport aux incidents découlant :

- ◆ Des méthodes de construction et de l'état des remblais qui se définiraient par le type et la mise en place des matériaux, par leur état de compaction, par la variation de saison au cours de la construction.
- ◆ Des comportements géotechniques des structures du barrage mettant en évidence une augmentation de l'intensité des déformations et des contraintes entre les matériaux pendant et après la construction du barrage en remblai. Les déformations sont provoquées par la variation des contraintes entre les différentes zones du barrage, les effets de fluage et les déformations de la fondation.

Les poussées hydrostatiques d'eau du réservoir pendant le remplissage peuvent causer des déformations supplémentaires :

- ◆ Des problèmes de stabilité dans le barrage résultant d'écoulement avec des gradients trop élevés ou critiques, de trop fortes pressions interstitielles dans la structure.
- ◆ Des actions exceptionnelles telles que des débordements d'eau au-dessus de la crête du barrage ou de son évacuateur de crue, de la rupture sur le flanc amont du barrage, du retard dans la construction.

Les fuites d'eau résultent généralement de la combinaison de plusieurs de ces causes. Cependant, la plupart des dommages sont reliées au déversement et à la présence de renards comme le présentent les statistiques effectuées par Foster *et al.* (2000), présentées dans le tableau (2.3) Ces statistiques ont été obtenues à partir d'une investigation menée sur 124 grands barrages construits depuis 1986 et dont le mode d'endommagement est bien connu.

Tableau 2.3: Statistique de dommages sur les larges barrages construits en 1986 et avant; tiré de (Foster *et al.* 2000)

Mode d'endommagement	% de pertes totales
Renard par remblais	31
Renard par fondation	15
Renard des remblais à la fondation	2
Instabilité des pentes	4
Déversements	46
Tremblements de terre	2

A partir de la figure (2.15) on peut dire que la valeur minimale des fuites est enregistrée durant l'année 1997, et qu'elles ont connues une croissance en 2009 se rapprochant de la valeur de 2,042.

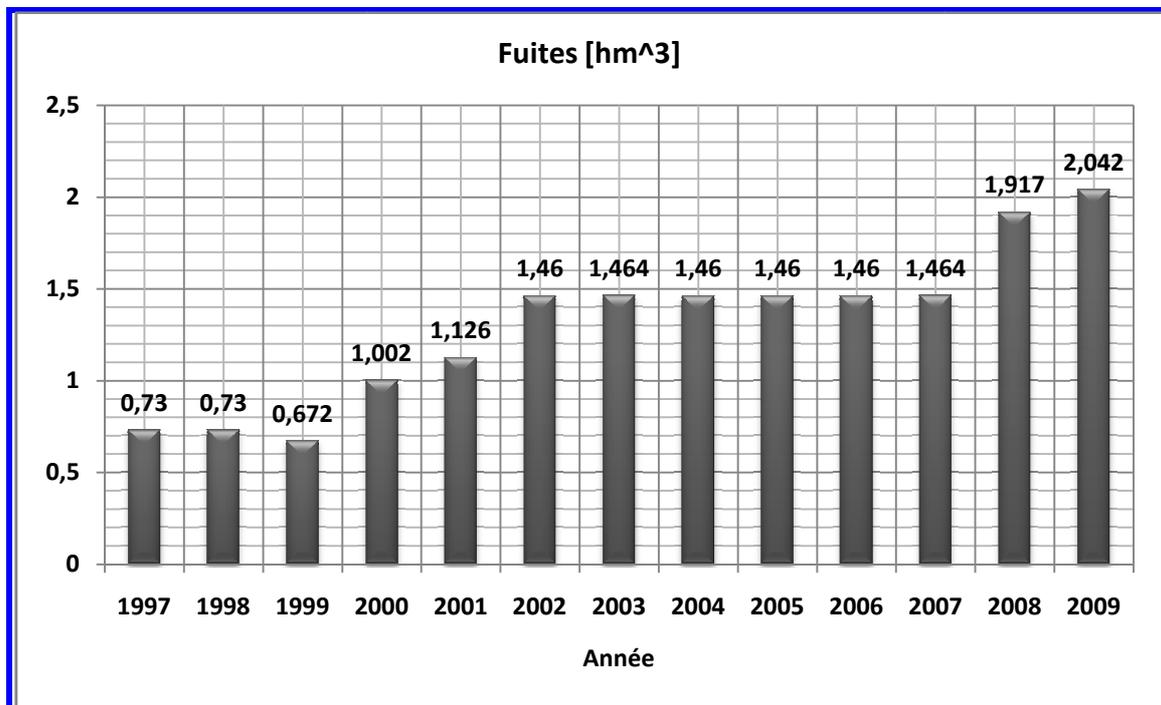


Figure 2.15 : Illustration des fuites enregistrées durant la période 1997 et 2009

2.4 Affectation des eaux du barrage de Hammam Debagh

Les ressources en eau utilisées par les différents secteurs dans la wilaya de Guelma, sont difficile à chiffrer avec rigueur, vu la diversité des modes de prélèvement et d'approvisionnement, que se soit pour le milieu urbain et industriel, et plus encore en milieu rural. En milieu urbain, un réseau unique dessert à la fois la population et les unités industrielles, comme c'est le cas de la quasi-totalité des industries de la wilaya. En milieu rural, les réseaux de distribution collectifs étant en général inexistant, et les prélèvements individuels ne sont pas contrôlés. En fin, les prélèvements pour l'irrigation s'effectuent de façon souvent anarchique, et sont difficiles à appréhender. La distribution en eau pour les agglomérations équipées d'un réseau collectif, est de 22,5 hm³ en 2004, selon l'entreprise de distribution : E.P.D.E.M.I.A de Guelma, avec une dotation moyenne de 142 l/j/hab. Le tableau (2.4), résume les ressources exploitées et les besoins en eau pour les différents usages dans la situation actuelle et leur degré de satisfaction.

Tableau 2.4 : Bilan : Besoins ressources des différents secteurs

Secteur	Ressources utilisées [hm ³]	Besoins [hm ³]	Taux de satisfaction
AEP	22,5	26,64	84
Industrie	0,77	0,65	118
Irrigation	71	59,91	119

Malgré leur caractère approximatif, les ressources en eaux actuellement utilisées, méritent d'être confrontées aux besoins, afin de déterminer le taux de satisfaction actuel relatif à chaque secteur d'utilisation. Le barrage, fonctionnel depuis 1988, a permis la création d'un périmètre irrigué dans la vallée de Guelma-Boucheougouf (12900 ha). Le périmètre qui a connu un retard dans sa réalisation, a été mis en exploitation au fur et à mesure de l'équipement des parcelles par l'Agence Nationale d'Irrigation et de Drainage (AGID). A partir de 1993, les eaux du barrage de Hammam Debagh ont été sollicitées pour l'A.E.P des petits centres proches du barrage et de l'agglomération de Guelma.

2.4.1 Le périmètre irrigué de Guelma-Boucheougouf (vallée de Guelma)

Généralement la modulation de la demande agricole est particulièrement défavorable vis-à-vis du processus de régularisation étant donné que la demande est concentrée sur les mois de faible hydraulicité.

La décision d'aménager les vallées de Guelma et de Boucheougouf a fait partie des préoccupations des années 1970. Ces terres bénéficient d'atouts non négligeables: ressources en eaux superficielles (l'oued Seybouse et son affluent l'oued Mellah caractérisé, toutefois, par une assez forte salinité) et souterraines (nappe alluviale), microclimat lié à une topographie en cuvette et également sols alluviaux. Le périmètre d'une surface initiale de 12 900 ha est organisé en secteurs (figure 2.16).

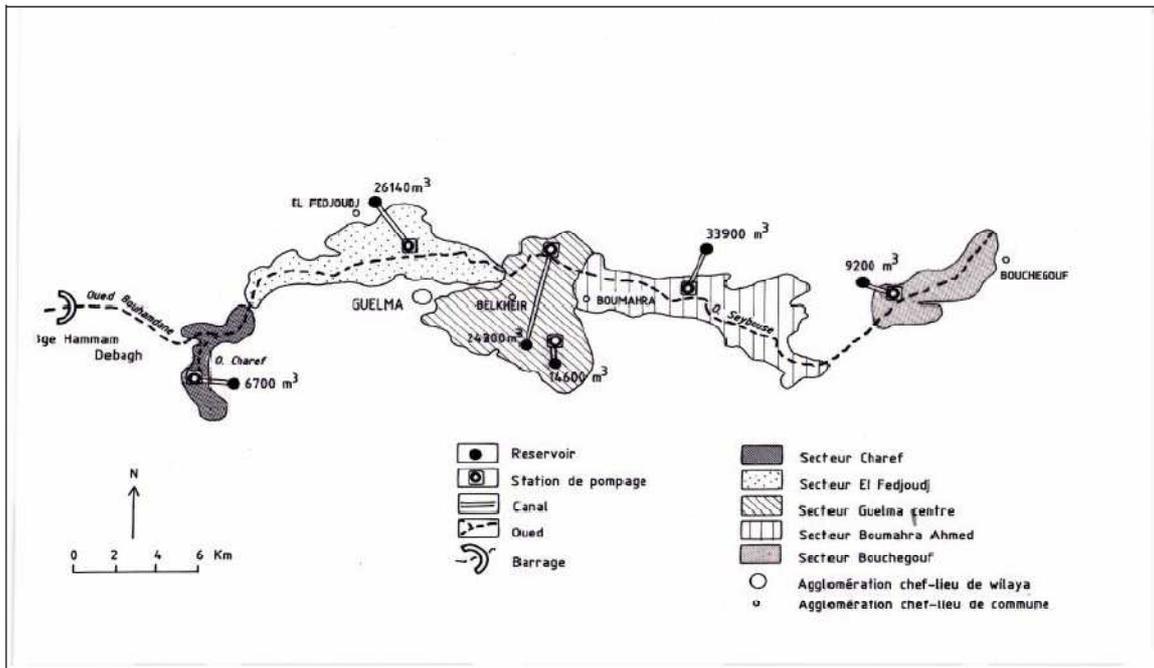


Figure 2.16 : Le périmètre irrigué Guelma –Boucheougouf, distribution de l'eau

Le sixième secteur (Dréan), le plus éloigné, a été abandonné en cours de réalisation du périmètre. Il ne correspond pas géographiquement à la vallée de Guelma-Boucheougouf et, par ailleurs, la décision d'alimenter en eau potable l'agglomération de Guelma a provoqué l'annulation de l'équipement du secteur programmé de Dréan. Ce projet de périmètre, dont les travaux ont commencé en 1987, a connu un retard considérable dans sa réalisation à cause de problèmes multiples: approvisionnement et financement en devises (60 % du matériel étant importé), problèmes fonciers (opposition des propriétaires fonciers).

La distribution de l'eau se fait par des lâchers d'eau à partir du barrage de Hammam Debagh dans l'oued et sa reprise est opérée dans chaque secteur grâce à un seuil, une station de pompage, des dessableurs et des réservoirs. La technique d'irrigation utilisée au sein des îlots est l'aspersion et le goutte à goutte pour l'arboriculture fruitière.

Le réseau est du type ramifié et l'eau est acheminée dans des canaux principaux et secondaires. La surface équipée est de 9940 ha et celle irrigable de 9250 ha (tableau 2.5). Le secteur dont l'équipement s'est achevé le premier est celui de Guelma –Centre qui a été mis en eau en 1995-1996. Durant cette campagne agricole, les cultures intensives n'ont représenté que le quart de la surface équipée.

Tableau 2.5 : Surfaces équipées et irrigables dans le périmètre de Guelma-Boucheougouf (d'après O.N.I.D. Guelma, mai 2012)

Secteur	Superficie équipée [ha]	Superficie irrigable [ha]	Besoins en eau [hm ³]
Cherf	605	565	3,4
El-Fedjouj	2355	2190	13
Guelma-Centre	3500	3255	19,4
Boumahra Ahmed	2600	2420	14,4
Boucheougouf	880	820	4,9
Total	9940	9250	55,1

Les besoins globaux du périmètre, estimés initialement à 71,5 hm³ ont été revus à la baisse (55,1 hm³). Ils seront assurés principalement par le barrage de Hammam Debagh (55 hm³).

Le volume restant est assuré par les écoulements dans le bassin de la Seybouse (oued Cherf et bassins alimentant l'oued Seybouse à partir des versants Nord et Sud dans la vallée de Guelma). Ceci est rendu possible par la technique de distribution de l'eau aux différents secteurs. Les ressources en eau disponibles à partir du barrage ne sont pas encore exploitées à 100 %, les volumes affectés sont très variables. Le volume consommé représente moins de 50 % du volume initialement prévu (Figure. 2.17).

Les besoins en eau d'irrigations sont fixés par le gestionnaire du périmètre ONID. Les volumes les plus importants des lâchées (voir figure 2.18) se font durant les mois de juillet, août et septembre, et peuvent être prolongées jusqu'au mois de novembre (arrière saison d'irrigation).

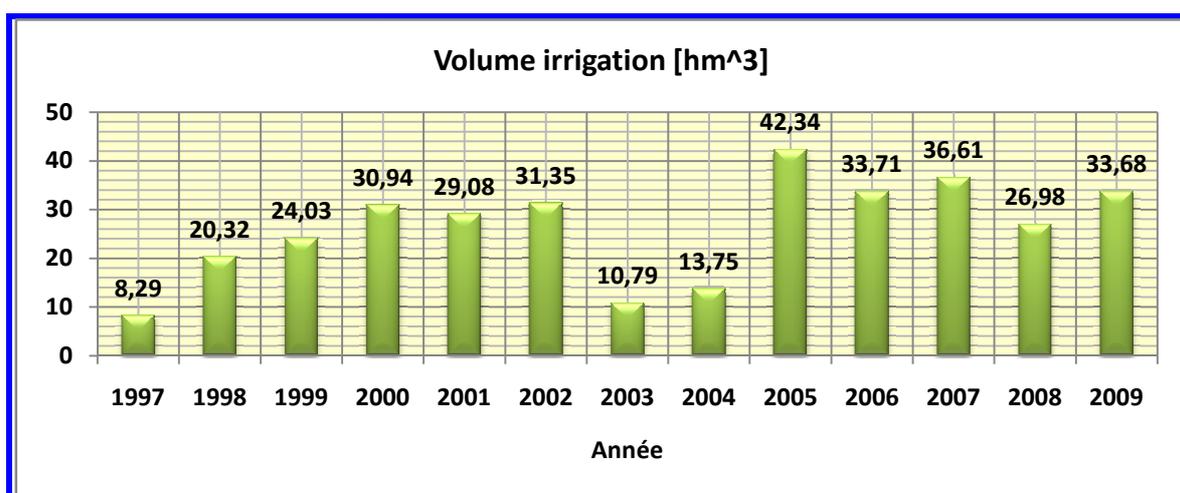


Figure 2.17: Volumes affectés à l'irrigation à partir du barrage Bouhamdane (d'après O.N.I.D. Guelma, mai 2012).



Figure 2.18 : Les lâchers du barrage Bouhamdane

La distribution des eaux du barrage a commencé progressivement (8 hm³ durant l'année 1996/1997). Les années 2003/2004 et 2004/2005 ont enregistré une baisse du volume affecté à l'irrigation à cause du faible nombre des souscriptions des fellahs. Le volume maximal affecté au périmètre irrigué à partir du barrage a été de 40,34 hm³ durant l'année agricole en 2005/2006. Des problèmes techniques ont été relevés par les services de l'O.N.I.D., concernant l'usure des équipements (pompes d'exhaure, pompes de surface, bornes d'irrigation) et les fuites dans le réseau de canalisation.

En conclusion, la vallée de Guelma-Boucheouf, qui recevait des volumes d'eau d'irrigation très irréguliers par pompages directs dans l'oued et dans la nappe alluviale, est désormais alimentée d'une façon plus ou moins régulière par des lâchers d'eau à partir du barrage de Hammam Debagh. Cependant, l'aménagement du périmètre a mis en lumière la longueur des délais de réalisation du projet: barrage, équipement des secteurs composant le périmètre irrigué, mise en fonction effective de l'irrigation. Ce projet permet de poser les problèmes d'aménagement de l'amont à l'aval.

Le secteur dont l'équipement était le plus avancé a commencé à fonctionner durant l'année 1995/1996 et la surface effectivement irriguée peine à dépasser 5000 ha par an. Aussi, les impacts des rejets polluants de l'agglomération de Guelma et des centres urbains avoisinants, ont été ressentis sur le périmètre à l'aval de la ville, jusqu'à la mise en fonction en 2008 d'une station d'épuration (STEP), traitant un débit constant de 7000 m³/j (81 l/s) avant de le restituer dans l'oued Seybouse. Ceci a des effets bénéfiques aussi bien sur la qualité des eaux d'écoulement dans l'oued Seybouse et des nappes alluviales que sur le périmètre de Boucheouf.

2.4.2 L'alimentation en eau potable et industrielle

L'AEPI correspond à la demande en eau des populations et des industries. Elle est déterminée par en fonction des paramètres suivants:

1. Population.
2. Taux de branchement.
3. Dotation par catégorie de consommateurs.
4. Rendement du réseau.

L'alimentation des centres urbains de la vallée de Guelma par le barrage de Hammam Debagh a commencé en 1993/94 et les volumes affectés à l'A.E.P. à partir du barrage de Guelma ont augmenté progressivement jusqu'à atteindre 16,43 hm³ en 2008 (figure 2.19).

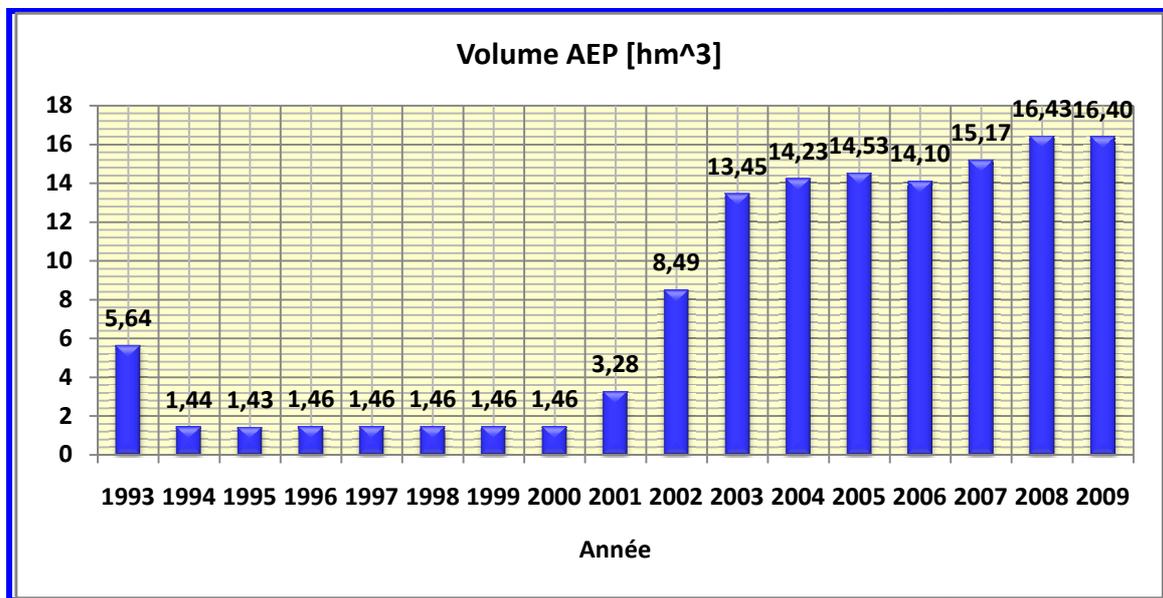


Figure 2.19: Volumes affectés à l'A.E.P. à partir du barrage Bouhamdane

Dans la Moyenne Seybouse, la ville de Guelma (78676 hab.) représente la part prépondérante des besoins en A.E.P. Les besoins en eau industrielle de la Moyenne Seybouse sont évalués à 9600 m³/j (3,504 hm³/an), représentant 12,1 % des besoins globaux. La valeur mensuelle moyenne des volumes alloués à l'AEP est de l'ordre de 0,65 hm³ (figure 2.20)

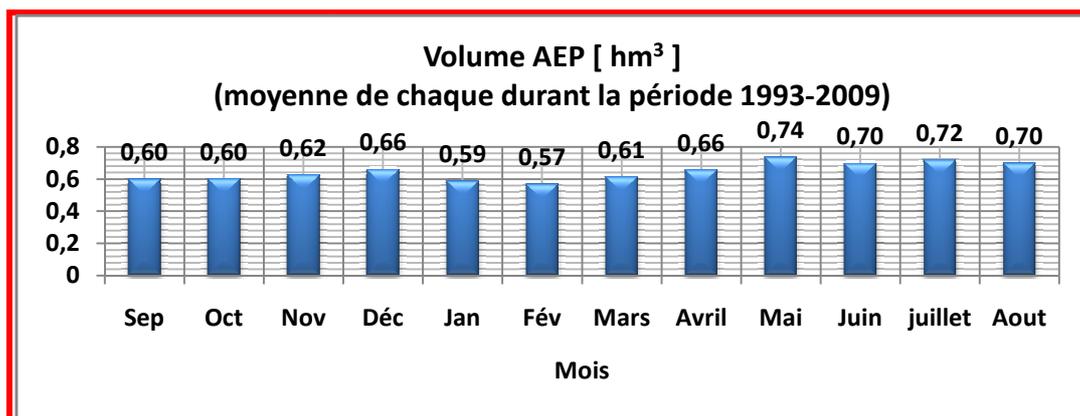


Figure 2.20 : Volume AEP [hm³] (moyenne de chaque durant la période 1993-2009)

2.5 La demande totale

Le tableau (2.6) regroupe les étapes suivies pour le calcul de la demande totale. Dans ce dernier la demande régularisée peut être obtenue par l'expression suivante :

Demande régularisée RQ en m³/s :

$$RQ = [\sum Q_{\text{Apport}} - (\sum V_{\text{pertes}} + \sum V_{(\text{AEP} + \text{Irrigation} + \text{Industrie})}) * N] / (N * 12 * 30 * 24 * 3600) \quad (2.1)$$

La conversion en hm³ est donnée par l'équation (2.2)

$$RQ' = RG * 3600 * 24 * 30 / 1000000 \quad (2.2)$$

Où les pertes ici englobent l'évaporation et les fuites (voir tableau 2.6) et N est le nombre d'année.

Tableau 2.6 : Tableau récapitulatif du calcul de la demande totale

Temps	Evaporation+ Fuites	Irrigation+AEP	Demande régularisée	$V_{\text{dem.tot}} = V_{\text{pertes}} + V_{(\text{AEP} + \text{Irrigation.})} + V_{RQ}$ V (demande totale)
	$V_{(\text{pertes})}$	$V_{(\text{AEP} + \text{Irrigation})}$	V_{RG}	
	$V_{(\text{Evaporation} + \text{Fuites.})}$	$V_{(\text{AEP} + \text{Irrigation.})}$	$V_{(\text{demandes régularisées})}$	
	[Mio. m ³]	[Mio. m ³]	[Mio. m ³]	[Mio. m ³]
S	0,686	5,708	3,547	9,940
O	0,469	3,847	3,547	7,863
N	0,320	2,898	3,547	6,765
D	0,246	1,486	3,547	5,279
J	0,240	0,587	3,547	4,374
F	0,279	0,567	3,547	4,392
M	0,385	0,957	3,547	4,890
A	0,469	2,594	3,547	6,609
M	0,649	2,895	3,547	7,091
J	0,888	4,911	3,547	9,345
J	1,090	5,657	3,547	10,294
A	1,032	6,308	3,547	10,887
Total	6,754	38,415	42,560	87,729

Les résultats de cette démarche sont illustrés par la figure (2.21). A partir de cette figure et du tableau (2.6) on remarque que la demande totale moyenne est de l'ordre de 7,311, et que les mois de Janvier et Aout sont les mois avec la plus petite et grande demande respectivement.

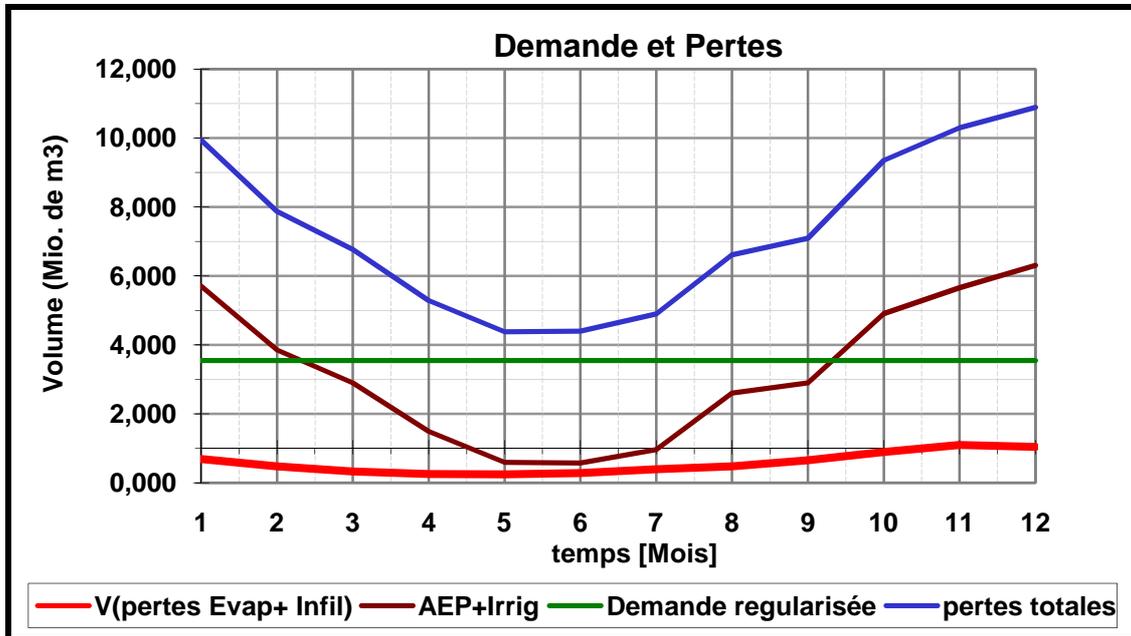


Figure (2.21) : Pertes et demandes

Chapitre 3 : Analyse et traitement des données

3.1 Généralités

Les données de variables hydrométéorologiques, en particulier les informations sur leurs distributions spatio-temporelles, constituent la base de notre connaissance du cycle hydrologique. Que ce soit dans le but de procéder à une étude du cycle de l'eau, d'impacts environnementaux ou pour procéder à la conception, la planification ou l'optimisation de la gestion des systèmes hydriques, elles sont essentielles et constituent un préalable à toute analyse hydrologique. La collecte de telles données consiste généralement à procéder, par le biais d'un instrument de mesure, à l'acquisition de l'information sur une variable hydrométéorologique donnée (par exemple: la hauteur d'eau à une station de jaugeage, la pluie, la température etc.). Au vu de l'importance qualitative et quantitative des données recueillies, il importe de les contrôler en termes de fiabilité et de précision. Ce contrôle permet essentiellement de les valider avant leur mise en disposition à des fins opérationnelles. Pour l'hydrologue, l'élément ultime de cette chaîne opératoire est la mise en œuvre d'un modèle hydrologique pour faire la gestion et la planification des ressources en eau. En effet, certaines caractéristiques statistiques issues de telles données (moyenne, écart-type, autocorrélation) sont utilisées dans les modèles de planification. Ces données sont de ce fait liées à l'environnement hydrologique naturel de leur obtention. Il va sans dire qu'on peut établir un modèle hydrologique très sophistiqué, mais si les données d'entrée sont mauvaises, la sortie rendra caduque toute application.

Souvent, dans la pratique, il arrive que l'on confonde la notion de stationnarité et la notion d'homogénéité en hydrologie. Lorsque l'on vérifie l'homogénéité d'une série d'observations, on veut montrer l'impact sur les observations d'un changement dans les conditions entourant la saisie de ces observations. On entend par conditions, l'appareil de mesure et son environnement, l'observateur et la chaîne d'opérations exécutées par l'observateur avant, pendant et après la lecture de l'appareil de mesure. Ainsi, l'homogénéité garantit que la chaîne d'élaboration d'obtention de la mesure n'introduit pas, à chacune de ses étapes, des erreurs susceptibles de mettre en doute la valeur finale obtenue ou des incertitudes donnant finalement un intervalle de confiance trop grand pour permettre l'utilisation de la valeur obtenue. En revanche la stationnarité se définit quant à elle par rapport à une échelle d'espace et de temps. Ces échelles permettent en quelque sorte de définir le domaine de validité de la mesure qui est assuré par la stabilité du processus sous-jacent: la variable hydrologique conserve la même définition sur toute la période objet de l'étude. Cela dit, la vérification de la stationnarité d'une série de données d'une variable hydrologique n'a un sens que si on a

vérifié au préalable qu'aucun aléa technique n'a perturbé la mesure durant la période d'observation. Autrement dit, on doit d'abord vérifier que la dite série est homogène. C'est pourquoi il est important, avant d'utiliser les données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité en utilisant diverses techniques mathématiques ou statistiques. Ces techniques peuvent être rassemblées dans les catégories suivantes:

- Techniques de recherche des points singuliers (outliers);
- Techniques de détection de non-stationnarités
- Techniques basées sur la modélisation.

Sans entrer dans le détail de ces techniques qui font pour chacune l'objet d'une littérature abondante, on abordera dans cette thèse les techniques de détection de non-stationnarité et d'homogénéité dans un échantillon de données.

La stationnarité est un concept clé pour la validité d'une régression sur séries temporelles. D'un point de vue statistique, la stationnarité suppose que le passé est comparable au présent et au futur. Ainsi, une série chronologique est stationnaire, au sens strict, si sa distribution de probabilité ne change pas au cours du temps. Par ailleurs, un processus temporel Y_t est stationnaire si les conditions exprimées par les équations de (3.1) à (3.3) sont vérifiées :

$$E[Y_t] = \mu, \quad (3.1)$$

- Pour tout t : c'est-à-dire la série stationnaire en moyenne.

$$Var[Y_t] = E[Y_t^2] = \sigma^2 \quad (3.2)$$

- Pour tout t : c'est-à-dire la série est stationnaire en variance.

$$Cov[Y_t, Y_{t+k}] = E[(Y_t - \mu)(Y_{t+k} - \mu)] = \gamma_k \quad (3.3)$$

- L'autocovariance ou la covariance entre deux périodes t et $t+k$ est uniquement fonction de la différence des temps k .

Un processus est stationnaire si celui-ci n'a ni trend, ni saisonnalité et de ce fait, fluctue autour d'une moyenne constante. Il apparait donc que la stationnarité est une exigence qui assure l'utilisation du modèle en dehors de la période sur laquelle il a été estimé. La prise en compte de l'hypothèse de stationnarité est donc capitale pour garantir la fiabilité des modèles de planification des ressources en eau. On peut affirmer, sans exagération, que si cette hypothèse est négligée lors de la conception et du dimensionnement d'ouvrages hydrauliques cela peut entraîner des causes aux conséquences économiques et humaines importantes :

risques de débordement du barrage, dommages matériels, inondations dévastatrices pour les populations riveraines, pertes en vie humaines, etc.

L'étude de la stationnarité des séries de données de variables hydrométéorologiques est pour ainsi dire une des tâches incontournables des hydrologues. Du moment que depuis plusieurs années on cherche aussi à répondre aux questions qui relèvent de la planification de réseaux hydrométriques pour le suivi des modifications climatiques et de ses effets sur les ressources en eau. Pour les hydrologues, les différents types de non-stationnarités considérés dans les séries de données sont : le changement de la moyenne (saut brusque de la moyenne, succession de changements de la moyenne, tendance continue de la moyenne, etc.) ; le changement de la variance (augmentation ou diminution). Il existe un certain nombre de tests statistiques pour vérifier ces différents types de discontinuités ou dérives. Ce sont des tests du caractère aléatoire et simple d'une suite de variables indépendantes qui impliquent l'hypothèse de non-organisation chronologique de l'échantillon observé. Le choix entre les différentes statistiques de test et leurs différents modes d'utilisation n'est pas aisé. Il dépend fortement d'hypothèses préalables faites sur les données (par exemple: les échantillons sont supposés être distribués selon une loi normale).

Notre initiative de recherche se préoccupe essentiellement

- ✓ de la vérification de la stationnarité
- ✓ de la vérification de l'homogénéité des données
- ✓ de la vérification de la normalité

3.2 Test statistiques de stationnarité

Grâce aux efforts méthodologiques accomplis au cours des dernières années dans le domaine de validation des données hydrologiques, il est aujourd'hui possible de spécifier correctement la non-stationnarité des séries temporelles hydrologiques. Du point de vue statistique, celle-ci a souvent été expliquée par l'existence d'une singularité, en particulier par un changement de moyenne (ou de variance), provoquée par une modification d'origine naturelle et /ou anthropique du processus physique générateur. Cavadias (1992) a identifié différents types de modifications que l'on peut associer à des évolutions possibles des variables hydrologiques:

- un saut brusque de la moyenne de la série ;
- une succession de changements de la moyenne de la série;
- une tendance continue de la moyenne de la série ;
- une évolution cyclique de la série ;

→ un changement de la variance de la série.

Les causes de non stationnarité peuvent être :

- soit une modification graduelle de la série au cours du temps, qui se manifeste par une tendance à la baisse (ou à la hausse) des valeurs de la série,
- soit une (ou plus) d'une rupture survenant à une certaine date, les caractéristiques de la série n'étant plus les mêmes à partir de la date de rupture,
- soit un changement dans la distribution de probabilité d'une variable caractéristique à partir d'une date donnée.

De manière plus générale, on peut considérer qu'il existe deux grands types de non-stationnarité à suivre pour les variables hydrologiques :

- ◆ changement de la moyenne générale de la série temporelle ;
- ◆ changement de la variance (diminution ou augmentation) de la série temporelle.

Ces différents types de changements dans une série temporelle peuvent correspondre soit à des modifications climatiques sur le régime hydrologique :

- ❖ Un réchauffement du climat entraînera une certaine redistribution des régimes des écoulements, en particulier, en hiver, les crues pourraient être plus fréquentes alors qu'en été, elles auraient tendance à se raréfier ;
- ❖ A une influence humaine sur le régime hydrologique : conséquences des modifications de l'accessibilité à la ressource en eau sur l'aménagement du territoire et sur les pratiques agricoles par exemple ;
- ❖ Aux variations du régime des débits dues à un changement spontané du cours d'eau (déforestation ou un reboisement), etc.

Diverses méthodes statistiques ont été proposées dans la littérature pour vérifier la stationnarité d'une série de données. Ces méthodes aboutissent principalement aux deux catégories suivantes. La première concerne les méthodes graphiques qui sont généralement simples à mettre en œuvre et ne prétendent pas découvrir un type particulier de violation de stationnarité. Elles constituent une simplification des méthodes de détection de non-stationnarités dans une série de données. La seconde catégorie se rapporte aux méthodes d'inférence statistique. Ces dernières consistent le plus souvent à la mise en œuvre et à l'interprétation des tests statistiques. Ce sont des tests du caractère aléatoire d'une suite de variables indépendantes, qui impliquent l'hypothèse de stationnarité (jouant le rôle

d'hypothèse "principale") et contre laquelle on teste diverses contre-hypothèses dont les plus importantes sont :

- l'existence d'une tendance déterministe dans la série (changement continu ou discontinu de la moyenne générale et/ou de la variance de la série) ;
- l'existence d'une tendance stochastique dans la série (changement de la moyenne de la série suivant une "marche aléatoire") ;
- l'existence d'une dépendance quelconque (existence d'une persistance ou d'une saisonnalité dans la série).

Chacune de ces "infractions" à la stationnarité est testée au moyen de procédures appropriées à chaque cas, de telle sorte que le rejet de l'hypothèse de stationnarité donne, en même temps une indication sur le type de non-stationnarité suspectée dans la série.

Tester la stationnarité d'une chronique sera donc par exemple de rechercher la présence d'une tendance. En effet, par définition, **une tendance** (au sens mathématique) correspond à une certaine orientation prise par les valeurs d'une série de données en fonction du temps, c'est-à-dire à une évolution du processus observé en fonction du temps.

3.3 Méthodes sélectionnées

Pour rappel, une tendance d'évolution peut être identifiée de deux manières, visuellement ou par l'application d'une méthode statistique (Lopez, 2011). La première méthode, généralement associée à l'élaboration de graphiques, présente l'avantage d'être un moyen de communication simple sur l'existence de tendances, surtout pour les non-initiés. Néanmoins, cette approche ne permet pas d'estimer la « véracité » de la tendance ou de quantifier la pente de celle-ci. A l'opposé et malgré les nombreuses contraintes sur les conditions initiales d'application des tests et les erreurs possibles, l'approche par application d'une méthode statistique permet d'identifier des tendances difficiles à voir, propose un résultat répétable et permet d'estimer les probabilités de se tromper. Dans la littérature il existe plusieurs méthodes statistiques, pour identifier les tendances dans une série temporelle, tels que les tests non paramétriques et des tests paramétriques.

Parmi les méthodes qui ont été menées dans l'optique de la détection des tendances on peut citer Le test non paramétrique de Mann-Kendall, qui est un outil efficace pour analyser le changement tendance.

3.3.1 Le test de Mann-Kendall

Ce test non-paramétrique constitue le meilleur compromis en terme de robustesse, surtout dans le cas où un nombre important de chroniques doit être testé, et que le temps vient à manquer pour décrire de façon individuelle chacune des séries temporelles.

Ce test présente l'avantage d'être approprié aux données environnementales dont les distributions s'écartent souvent de la normalité, permettent de s'affranchir du « nettoyage » des chroniques étudiées, ne sont pas trop sensibles aux outliers et leurs résultats restent acceptables même dans le cas d'autocorrélation des données (Lopez et Leynet, 2011).

Ce test est non paramétrique et ne demande donc pas de vérification de la distribution des données. Il est l'un des tests statistiques non paramétriques le plus utilisé dans les études hydrologiques (Yue et al., 2002).

Dans cette étude, le test de Mann-Kendall a été appliqué pour identifier une tendance dans la série chronologique. Le test MK est défini comme suit:

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{sgn}(x_j - x_i) \quad (3.4)$$

Où x_i sont les valeurs séquentielles de données, n est la longueur de l'ensemble de données, et

$$\text{sgn}(\theta) = \begin{cases} 1 & \text{if } \theta > 0 \\ 0 & \text{if } \theta = 0 \\ -1 & \text{if } \theta < 0 \end{cases} \quad (3.5)$$

Une valeur positive très élevée de S est un indicateur d'une tendance à la hausse, et une valeur négative très faible indique une tendance à la baisse. Cependant, il est nécessaire de calculer la probabilité associée à S et la taille de l'échantillon, n , pour quantifier la signification statistique de la tendance.

Kendall (1975) a démontré que lorsque $n \geq 10$, S est distribué selon une loi normale avec la moyenne et la variance de la manière suivante:

$$E(S) = 0 \quad (3.6)$$

$$\text{Var} \left(S = \frac{n(n-1)(2n+5) - \sum_{i=1}^n t_i(t_i-1)(2t_i+5)}{18} \right) \quad (3.7)$$

Où t_i est le nombre de points de données de l' i ème groupe lié.

Si le nombre n de valeurs de la série est supérieur à 10, la mise en œuvre du test fait intervenir la variable aléatoire Z définie par :

$$Z_{MK} = \begin{cases} \frac{S-1}{\sqrt{\text{Var}(S)}} & S > 0 \\ 0 & S = 0 \\ \frac{S+1}{\sqrt{\text{Var}(S)}} & S < 0 \end{cases} \quad (3.8)$$

Cette variable suit (approximativement) une loi normale centrée réduite. La probabilité d'observer une tendance pour laquelle la valeur de Z est au moins égale en valeur absolue à zobs est alors : Une valeur positive de S indique une tendance à l'augmentation et vice versa. La Fonction Microsoft Excel, LOI.NORMALE.STANDARD (), a été utilisée pour calculer cette probabilité. Le niveau de signification de probabilité (95% en général) est utilisé. La tendance est dite décroissante si Z est négatif et la probabilité calculée est supérieure au niveau de signification. La tendance est dit croissante si le Z est positive et la probabilité calculée est supérieure au niveau de signification. Si la probabilité calculée est inférieure au niveau de signification, il n'y a pas de tendance. Dans cette étude, la probabilité calculée est 91,77 % ; donc la série d'apport est dépourvu de tendance 5(voir tableau3.1).

Tableau 3.1 : Calcul récapitulatif du test Mann-Kendall

N	Σ i	Σ Q	Σ (Q * i)	Σ (i ^ 2)	Σ (Q ^ 2)
216,	23 436,	1 667,3327	195 079,1335	3 382 596,	87 657,5359
Valeur max		Valeur min	S	Z	
2. 835		8. 7	25	1,35129798	
α	Probabilité		Pas de		Tendance
95%	91,77%				

Pour les séries de données utilisées dans cette étude peu d'informations sur la collecte des données étaient disponibles. Des inexactitudes et des problèmes dans les données peuvent être d'origines différentes et ils ne sont pas toujours aussi facilement identifiables comme manquant de peu de données. Dans cette étude, les valeurs individuelles provoquant des pics soudains ou qui étaient incompatibles avec le reste de la série de données ont été, et il a été interpolées à la place. Par exemple les données de série temporelle de la station Bouhamdane à trois pics soudains. Ces derniers ont été éliminés.

3.4 Test d'homogénéité

L'étude de variables hydrologiques repose sur l'homogénéité des séries mesurées. Une critique des données permet de s'assurer de la cohérence des observations disponibles et de détecter avant tout traitement ultérieur une hétérogénéité et une dérive des quantités mesurées (François et al., 1993). De nombreux facteurs influent sur la qualité et la fiabilité des données obtenues à partir des stations d'observation. Les séries chronologiques sont influencés par la position de la jauge, l'outil et le procédé utilisé et la qualité de l'observation, par voie de conséquence la série temporelle pourrait avoir une structure non homogène (Dikbas et al., 2010). Des éventuelles homogénéités peuvent biaisées la série et conduire a des interprétations erronées. Il est important, par conséquent, pour d'éliminer les défauts d'homogénéité ou a défaut détecter les erreurs qu'ils peuvent engendrées. Il existe de nombreuses méthodes pour la détection de l'homogénéité de la série chronologique. Ces méthodes peuvent être regroupées en deux catégories, les méthodes directes ou indirectes, en fonction de la disponibilité.

Etant donnés deux échantillons, on fait un test d'homogénéité lorsqu'on veut savoir si on peut considérer les deux échantillons comme provenant d'une même population : c'est l'hypothèse nulle.

La question de l'homogénéité ou de la non homogénéité des observations est un problème important, compte tenu des conséquences que peut entraîner l'utilisation de séries non homogènes, considérées en fait comme homogènes. Une série est dite homogène si les observations qui la composent ont été observées de la même façon et sont issues de la même population. Une série temporelle est considérée comme homogène si aucun élément perturbateur ne l'a affectée, c'est-à-dire si la loi de distribution de l'élément mesuré (considéré comme une variable aléatoire) n' a pas changé pendant toute la période étudiée. Pour les statisticiens, la série de données est dite homogène si les propriétés statistiques de l'erreur de mesure affectant ces données sont restées invariables au cours de la période d'observation.

Les hétérogénéités peuvent être d'origine :

- climatique (tendance...), se traduisant alors de manière progressive ;
- artificielle (principalement par déplacements successifs des instruments, le mauvais état ou la défectuosité d'appareils de mesures, changement d'observateur, Le changement de type d'appareils, de leurs conditions d'installations (hauteur au-dessus du sol), apparaissant dans ce cas par des erreurs systématiques sur les mesures qui

affectent tous les relevés à partir d'un moment précis. On parle alors de rupture d'homogénéité, validée en principe par le fichier historique des postes.

L'utilisateur des données doit connaître l'historique des stations d'observations ce qui permettra d'expliquer les causes de l'hétérogénéité lorsqu'elle existe. Cet historique comprend le nom de la station, les coordonnées, les périodes et le personnel d'exploitation et les détails sur son équipement. Avant d'aborder l'étude de l'homogénéité de nos séries et donner les résultats nous allons présenter la méthode traitant cette question. Il existe des tests graphiques et numériques comme par exemple.

3.4.1 Tests graphiques

3.4.1.1 Le simple cumul

Le principe consiste à cumuler les valeurs annuelles observées de chaque paramètre à traiter ; une fois que les valeurs sont cumulées, il faut les mettre en ordonnées et le temps en abscisse. A partir de cumuls en fonction du temps on dispose d'un nuage de points, ces derniers fluctuent autour d'une droite. Si on constate une cassure de la droite on conclut que la série correspondante présente une tendance, des observations erronées ou des valeurs exceptionnelles. Lorsque la cassure est nette on peut par simple lecture sur le graphique déterminer l'époque où s'est manifestée la tendance et contrôler dans les documents les causes de cette tendance.

La méthode du simple cumul ne permet pas de différencier dans le cas où l'on observerait une tendance, celle qui est propre à la station (hétérogénéité) d'une tendance climatique. Nous avons relégué ce test de notre étude, pour cette raison.

3.4.1.2 Le double cumul

Le principe de la méthode des doubles cumuls consiste à tracer progressivement le cumul d'un paramètre du poste à tester en fonction de celui du même paramètre de la série de référence. Lorsque les séries sont homogènes, les points sont sensiblement alignés sur une droite. Les cassures dans la pente de la droite donnent les dates probables de rupture d'homogénéité.

On suit le cumul des valeurs mesurées en un point en fonction du temps, à partir d'une date initiale. Des changements de pentes, indiquent des évolutions de valeurs moyennes donc une série non-homogène; en portant en ordonnée le cumul dans l'ordre chronologique des valeurs de la série de données à vérifier et en abscisse le cumul des valeurs concomitantes d'une série de contrôle, on repère les ruptures de pentes, et donc de non-homogénéités, en suivant le

cumul des valeurs de la série en fonction du cumul des valeurs de la série de contrôle (voir l'illustration à la figure 3.1).

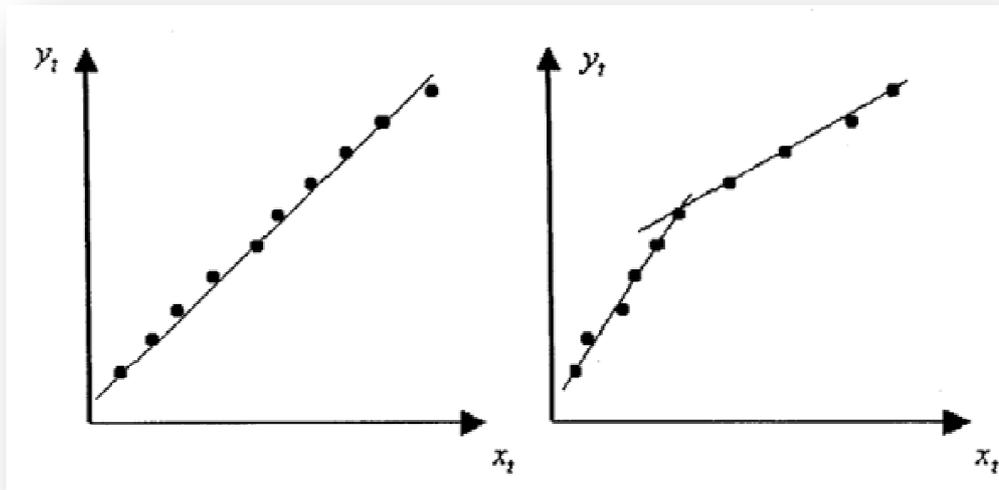


Figure 3.1 : Illustration de la méthode du cumul

3.4.1.3 La méthode du cumul des résidus

Dans la méthode du cumul des résidus, on calcule d'abord la régression entre la série étudiée et la série de référence. On peut alors former la série des résidus (le résidu étant l'écart entre la valeur vraie et la valeur estimée par régression). On effectue ensuite la somme de ces résidus que l'on porte sur un graphe en fonction du temps. Si la série testée est homogène, la distribution de ces résidus est complètement aléatoire. Par contre, si la série est hétérogène, la courbe présente des portions anormalement croissantes ou décroissantes. Si elle sort d'une ellipse de significativité définie pour un intervalle de confiance donné, on peut conclure qu'une hétérogénéité est détectée à la cassure de la courbe.

3.4.5 Tests numériques

Une hypothèse statistique est simplement une assertion au sujet d'une population que l'on peut mettre à l'épreuve en tirant un échantillon au hasard. Une utilisation courante des statistiques est la notion du test. Un test est un mécanisme qui permet de trancher entre deux hypothèses au vu des résultats d'un échantillon : soient H_0 (l'hypothèse nulle) et H_1 (l'hypothèse alternative) ces deux hypothèses, dont une et une seule est vraie.

Le point de départ pour la mise en œuvre d'un test statistique est la définition d'une hypothèse dite nulle (H_0) et de son alternative (H_1). Dans le cas d'un test de tendance d'une série

chronologique, H_0 est l'absence de tendance dans la série de données, et H_a est la présence d'une tendance croissante ou décroissante. Dans le cas d'un test de rupture de pente, l'hypothèse H_0 est l'absence de rupture, H_a correspondant à la présence d'une rupture de pente dans la série de données.

Dans le processus de prise de décision, on court le risque de commettre deux sortes d'erreurs distinctes:

- La première est de rejeter à tort H_0 qui est vraie, c'est l'erreur de première espèce et sa probabilité est α , le seuil d'erreur de test.
- La deuxième est d'accepter H_0 alors qu'elle est fautive, c'est l'erreur de deuxième espèce et sa probabilité est notée β .

Le test statistique est le moyen de comparer les deux hypothèses H_0 et H_1 . C'est une valeur numérique calculée à partir de la série de données testée (on calcule la valeur d'une certaine variable appelée la « statistique » du test). Le test permet de choisir, parmi les deux hypothèses émises, celle qui a le plus de chances d'être vraie. Toutefois, en statistique, les hypothèses ne sont jamais « acceptées ». Il est préféré l'expression « on ne peut rejeter l'hypothèse H_0 à un niveau de confiance » ou bien, dans le cas de l'alternative, « on doit rejeter l'hypothèse H_0 et retenir l'hypothèse H_a à un niveau de confiance ».

Le niveau de confiance, ou niveau de signification, est un seuil de probabilité donné, comparé à la valeur calculée de la "statistique" du test pour savoir si l'écart observé est compatible avec l'hypothèse nulle ou non. On appelle **p-value** le niveau de signification le plus bas où l'hypothèse nulle peut être rejetée. Ainsi donc si $p\text{-value} > \alpha$ alors l'hypothèse nulle ne peut être rejetée.

La p-value se définit donc comme la probabilité d'obtenir la grandeur tirée de l'échantillon (moyenne par exemple) égale à celle spécifiée dans l'hypothèse nulle H_0 . Si la valeur de la p-value est inférieure ou égale au risque de première espèce α on en déduit alors que l'hypothèse H_0 peut être rejetée et donc qu'on peut accepter l'hypothèse H_1 . La p-value est intéressante car elle permet en fait de déterminer le risque α qui pourrait être fixé pour ne pas rejeter une hypothèse H_0 ; donc il n'est pas utile de fixer le risque a priori.

Le tableau (3.2) résume le dilemme du test d'hypothèses : l'état de la réalité est inconnu. On ne sait si H_0 est vraie ou fautive. Si une décision de rejet ou de non-rejet doit être prise face à

cette incertitude, on doit prendre le risque de commettre l'une ou l'autre des erreurs. Il y a quatre résultats possibles d'un test d'hypothèses.

Tableau (3.2) : Procédure d'un test statistique

Résultats	Décision	
	H ₀ acceptable	H ₀ rejetée
Si H ₀ est vraie	Décision correcte Probabilité = $1-\alpha$ = Seuil de confiance	<u>Erreur de 1^{ère} espèce</u> Probabilité = α =Seuil du test
Si H ₀ est fausse (H ₁ est vraie)	<u>Erreur 2^{ème} espèce</u> Probabilité = β	Décision correcte Probabilité = $1-\beta$ =Puissance du test

Plus α sera grand (respectivement petit), plus β sera petit (respectivement grand). Le fait d'imposer un α faible conduit à une règle de décision plus stricte qui aboutit le plus souvent à n'abandonner l'hypothèse H₀ que dans des cas rarissimes, et donc à conserver cette hypothèse quelque fois à tort. Le compromis entre les valeurs de α et β est donc souhaitable bien que difficile à réaliser. Les valeurs les plus courantes sont 5%, 1% ou 10%.

Le niveau de confiance correspond à la probabilité qu'a la valeur du test statistique d'égaliser ou de dépasser la valeur observée lorsque l'hypothèse H₀ (pas de tendance) est vraie. Par exemple, pour $\alpha = 0,05$ la valeur critique du test statistique est celle qui serait dépassée par 5 % des valeurs des tests statistiques réalisés sur des données aléatoires. Si la valeur du test statistique est plus importante que la valeur critique, alors l'hypothèse H₀ est rejetée. Le niveau de confiance permet de rendre compte de la probabilité pour un test de détecter une tendance (rejet de H₀) alors qu'aucune n'est effectivement présente (erreur de Type I ou erreur de première espèce).

Ainsi le niveau de confiance peut être interprété comme suit :

$> 0,1$ faible preuve contre l'hypothèse H₀

$0,05 < \alpha < 0,1$ preuve possible contre l'hypothèse H₀

$0,01 < \alpha < 0,05$ forte preuve contre l'hypothèse H₀

$< 0,01$ très forte preuve contre l'hypothèse H₀

Lorsque α étant fixé, il faut choisir *une variable de décision*, variable qui doit apporter de l'information sur le problème posé, à savoir le choix entre les deux hypothèses. La loi de cette variable doit être parfaitement connue dans au moins une hypothèse (le plus souvent H₀) afin de ne pas introduire de nouvelles inconnues dans le problème. On appelle alors *région critique* l'ensemble des valeurs de la variable de décision qui conduisent à écarter H₀ au profit de H₁. On appelle *région d'acceptation* la région complémentaire de la région critique.

La zone ou région d'acceptation correspond à l'intervalle dans lequel les différences observées entre les réalisations et la théorie sont attribuables aux fluctuations d'échantillonnage. La région critique ou zone de rejet correspond donc aux intervalles dans lesquels les différences sont trop grandes pour être le fruit du hasard d'échantillonnage.

La construction d'un test est la détermination *a priori* de la région critique sans connaître le résultat de l'expérience. On peut donc résumer cette démarche de la manière suivante:

- Choix de H_0 et de H_1 .
- Choix de la valeur du risque de première espèce α
- Détermination de la région critique en fonction de α
- Calcul de la valeur expérimentale de la statistique
- Rejet ou acceptation de l'hypothèse nulle en fonction de la valeur observée.

La littérature hydrologique recèle un volume important de tests reliés au problème de détection de non-stationnarités dans une série temporelle. On rappelle les travaux pionniers de Kendall et Stuart (1943) et de l'Organisation Mondiale de la Météorologie (WMO, 1966). Ces premiers travaux préconisent la mise en œuvre de tests statistiques de stationnarité qui portent sur la constance de la moyenne (ou de la variance) de la série tout au long de sa période d'observation.

Depuis ces premiers travaux, les recherches se sont orientées vers une modélisation plus riche de la contre-hypothèse. De façon générale, l'hypothèse principale considère maintenant que la série est aléatoire simple tandis que les contre-hypothèses dépendent fortement de la mise en évidence d'une non-stationnarité basée sur le type d'infraction à la stationnarité. C'est-à-dire soit que la série démontre une tendance déterministe ou stochastique, soit que la série démontre une persistance, une saisonnalité ou encore une combinaison des deux. Dans ce qui suit, on fait un survol des tests de stationnarité les plus utilisés en hydrologie, et de préférence déjà éprouvés dans les études pratiques.

Lorsque la date de rupture t_0 est connue, il existe un certain nombre de tests statistiques que l'on utilise dans la littérature hydrologique pour vérifier la stationnarité de la série. Ce sont des tests de conformité et des tests d'homogénéité. Les tests de conformité impliquent habituellement la comparaison de la moyenne (respectivement la variance) de l'échantillon avant ou après la date t_0 à la moyenne (respectivement la variance) de la loi théorique de la population dont il est issu. En revanche les tests d'homogénéité comparent des caractéristiques

statistiques d'échantillons (moyenne ou variance) : étant donné l'échantillon avant et l'échantillon après la date de rupture, on cherche principalement à vérifier s'ils ont été prélevés dans une même population indépendamment l'un de l'autre. Par ailleurs, on utilise aussi les tests d'ajustement pour vérifier si l'échantillon avant et après la date t_0 ont été tirés d'une même population parente. Parmi les tests non-paramétriques les plus usités pour détecter une rupture de la moyenne de la série, on peut citer le test de Mann-Whitney (Mann et Whitney, 1947) et le test Wilcoxon. Pour les tests paramétriques, on peut citer le test de Student et le test de Fisher.

Dans l'autre situation où la date de rupture t_0 est inconnue, la littérature hydrométéorologique est moins développée parce que la nature du problème est beaucoup plus complexe. Les quelques tests de détection que l'on retrouve dans cette littérature sont des tests de type supremum dont le principe consiste à rechercher la date la plus probable de la rupture en la faisant varier, et en supposant qu'il n'y a qu'une seule rupture dans l'échantillon. On calcule ainsi, pour chaque date probable de rupture, la valeur qu'une statistique de test d'homogénéité donnée prend sur la série étudiée. L'instant de rupture est estimé à la date pour laquelle cette statistique de test atteint son maximum dans la série.

Les tests paramétriques présument que les données des séries chronologiques ainsi que leurs erreurs (écarts à la tendance par exemple) suivent une distribution particulière (généralement une distribution normale). Cette condition doit être remplie pour pouvoir appliquer ces tests. Ils sont utiles car ils permettent de quantifier les changements dans les données (amplitude du changement de moyenne ou gradient de tendance) et sont généralement plus puissants que les tests non-paramétriques. Lorsque l'hypothèse de distribution normale des données n'est pas satisfaite, il est parfois possible de procéder à un ré-échantillonnage pour estimer le niveau de confiance ou les valeurs critiques du test statistique pour différents niveaux de confiance.

Les tests non-paramétriques ne nécessitent pas d'hypothèse de distribution des données des séries chronologiques. Ces tests permettent de détecter des tendances ou des changements mais ne sont généralement pas appropriés pour quantifier les pentes des tendances ou l'amplitude des changements. Ils sont toutefois très utiles dans le domaine des sciences de l'eau car beaucoup de séries hydrologiques, hydrogéologiques ou hydrochimiques ne suivent pas une loi de distribution normale. Quelques tests non-paramétriques sont utilisés conjointement avec des méthodes permettant de quantifier les phénomènes (tendances ou ruptures) identifiés.

Il existe deux types possibles d'erreurs. Une erreur de Type I, ou risque de première espèce, qui apparaît lorsque l'hypothèse H_0 est incorrectement rejetée. Une erreur de type II, ou risque

de seconde espèce, exprime le fait que l'hypothèse H_0 n'est pas rejetée alors que l'hypothèse H_a est vraie. Un test statistique avec une faible erreur de type II est dit puissant.

La première qualité d'un test statistique est de respecter le risque de première espèce (erreur de type 1). Or, les valeurs critiques des tests ne sont en général valables que sous certaines conditions d'application (nombre de données, distribution...). Si ces contraintes ne sont pas respectées, le test pourra avoir tendance à rejeter l'hypothèse H_0 trop souvent (test dit « libéral ») ou au contraire trop rarement (test dit « conservatif »). Les tests conservatifs sont généralement préférés aux tests libéraux car le risque de première espèce sera en réalité plus faible que celui spécifié (au détriment de la puissance définie ci-après). Si le risque reste stable même en dehors des conditions d'applications requises, le test sera dit robuste.

C'est la probabilité de rejeter à raison l'hypothèse H_0 . Dans le cadre de la détection de non-stationnarités il s'agit de la probabilité de détecter correctement une tendance ou une rupture. Cette probabilité dépend d'un certain nombre de facteurs comme la taille de l'échantillon, l'importance du changement à détecter, la position de la rupture, la distribution de la série à traiter, etc. Il existe plusieurs tests statistiques qui sont utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série statistique. Dans ce contexte on peut citer le test de Mann-Whitney et celui de Wilcoxon.

3.4.5.1 Le test de Mann–Whitney U

Le test de Mann-Whitney U est souvent considéré comme l'équivalent non paramétrique de test Student t . De même que le test paramétrique de Student t , le test non-paramétrique de Mann-Whitney U sert à déterminer s'il y a une différence entre deux groupes. La principale différence entre le test Mann-Whitney U et Student t implique la notion de distribution normale: Mann-Whitney est un test non-paramétrique, donc la distribution normale des données n'est pas nécessaire pour l'utilisation de ce test. L'application de ce test consiste à :

- a) on divise l'échantillon en deux sous-échantillons de taille respectives N_1 et N_2 avec $N_1 > N_2$. La taille de l'échantillon originale est égale à $N = N_1 + N_2$.
- b) On classe ensuite les valeurs par ordre croissant de 1 à N et l'on note les rangs R_1 du premier sous-échantillon et les rangs du deuxième sous-échantillon R_2
- c) On définit U_1 et U_2 comme suit :

$$U_1 = (N_1 N_2) + \frac{N_1(N_1+1)}{2} - \sum R_1 \quad (3.9)$$

$$U_2 = (N_1 N_2) + \frac{N_2(N_2+1)}{2} - \sum R_2 \quad (3.10)$$

La valeur plus petite de U_1 et U_2 est celle utilisée en consultant les tableaux de signifiante. La somme de deux valeurs est donnée par

$$U_1 + U_2 = R_1 \frac{N_1(N_1+1)}{2} + R_2 - \frac{N_2(N_2+1)}{2} \quad (3.11)$$

En sachant que $R_1 + R_2 = N(N+1)/2$ et $N = N_1 + N_2$, et en faisant certains calculs algébriques, on trouve que la somme est

$$U_1 + U_2 = N_1 * N_2 \quad (3.12)$$

d) La valeur maximale de U est le produit de la taille de l'échantillon pour les deux échantillons.

On dit que le test Mann-Whitney teste des différences dans les médianes, mais ce n'est pas tout à fait vrai. L'hypothèse nulle du test Mann-Whitney est que les deux échantillons sont prélevés à partir d'une seule population, et donc que les distributions de probabilité respectives sont égales. Il nécessite que les deux échantillons soient indépendants, et que les observations soient des mesures ordinales ou continues, c'est-à-dire au moins on peut dire, de deux observations, laquelle est la plus grande.

Dans une formulation plus générale, le test peut être considéré comme tester l'hypothèse nulle que la probabilité d'observation d'une population dépasse la probabilité d'observation d'une autre population de 0,5, le nombre U le plus faible est comparé à sa valeur critique.

$$\left| W_x - \frac{N_1(N_1+N_2+1)}{2} \right| > u_\alpha * \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1+N_2+1)}{12}} \quad (3.13)$$

Avec α le seuil de confiance et u la valeur prise par la loi normale inverse pour ce seuil de confiance.

3.4.5.2 Le test de Wilcoxon.

Ce test permet de tester si deux séries indépendantes proviennent de la même distribution.

Il permet d'effectuer des comparaisons entre deux sous-échantillons et de vérifier si les moyennes des deux sous-échantillons sont significativement différentes. Dans un langage mathématique la formulation du problème concernant ce test se pose comme suit :

Considérons, en cas de déplacement d'une station, une population formée de deux séries de données qu'on note respectivement :

$$X = (x_1, x_2, \dots, x_n) \text{ et}$$

$$Y = (x_{n+1}, x_{n+2}, \dots, x_m)$$

Ayant les moyennes respectives μ_1 et μ_2 .

Le test de Wilcoxon est un test qui permet de comparer les hypothèses suivantes

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 \text{ ou } H_1: \mu_1 \neq \mu_2 \quad (3.14)$$

L'hypothèse nulle stipule que les deux échantillons sont comparables à deux échantillons qui auraient été tirés de la même population, c'est à dire que la différence de moyenne entre les deux échantillons est due au hasard d'échantillonnage. Il n'a pas d'exigences sur la distribution des valeurs. C'est un test non paramétrique utilisant les rangs des valeurs.

Il repose sur l'idée que si l'on mélange les deux séries de valeurs et que l'on ordonne le tout par valeurs croissantes, l'on obtient un mélange homogène. Si l'échantillon X est issu de la même population que l'échantillon Y, alors l'échantillon XUY (Union de X et Y) en est également. On procède comme suit :

Soit une série d'observation de taille N. A partir de cette série on tire deux échantillons X et Y : N_1 et N_2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N_1 + N_2 = N$ et $N_1 \leq N_2$.

On classe ensuite les valeurs de nos séries par ordre croissant. Par la suite, on s'intéresse au rang de chaque élément des deux échantillons. On calcul la somme W_X des rangs des éléments du premier échantillon : $W_X = \sum \text{Rang } X$.

Wilcoxon a montré que , dans le cas ou les deux échantillons , a savoir X et Y, constituent une série homogène, alors la quantité W_X serait comprise entre W_{\max} et W_{\min} . Ces dernières valeurs sont données par les formules suivantes :

$$W_{\min} = \frac{N_1 + N_2 + 1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{\frac{N_1 * N_2 + (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (3.15)$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{\min} \quad (3.16)$$

$Z_{1-\frac{\alpha}{2}}$ est la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à $(1 - \frac{\alpha}{2})$ (au seuil de confiance de 95%).

Application

On l'aura compris, on est obligé de définir une série de référence. Cette série doit impérativement présenter les deux caractères suivants : elle est elle-même homogène et elle est bien corrélée avec la série étudiée. S'il est facile de trouver pour chaque poste à tester un poste proche présentant une bonne corrélation, il est par contre délicat de caractériser l'homogénéité interne de chaque poste. On est donc obligé de se tourner vers le calcul de moyennes de séries pour définir une série de référence dans laquelle les hétérogénéités soient estompées. L'étude de l'homogénéité des séries par la méthode du double cumul est généralement confrontée au manque de tests statistiques valables pour préciser la signification des cassures apparentes. Etant donné que les deux tests numériques sont presque identiques

nous avons opté pour le plus maniable parmi eux à savoir le test de Wilcoxon. Les résultats de ce test, appliqué sur les données de 24 heures, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3 : Application du test de Wilcoxon

Nombre de valeurs échantillon A :	$N_1 =$	74	[-]
Nombre de valeurs échantillon B :	$N_2 =$	142	[-]
moyenne estimée échantillon A =		8029	[-]
Ecart type estimée de l'échantillon A =		435,9	[-]
Eeuil de confiance =		0,05	[-]
variable normale centrée-réduite =		1,960	[-]
$W_{\min} =$		7174,6	[-]
$W_{\max} =$		8883,4	[-]
somme des rangs échantillon A (statistique de Wilcoxon)			
$W_A =$		7325	[-]
		échantillons A et B de la même population	

$$W_{\min} < W_X < W_{\max} \leftrightarrow 151,4 < 216 < 232,6 :$$

L'inégalité est vérifiée, et par voie de conséquence la série est homogène. La même conclusion peut être faite pour les autres séries dérivées à partir de cette série pour de différentes durées.

3.5 Tests de normalité

La non-normalité des données et leur autocorrélation apparaissent par exemple comme des phénomènes très perturbateurs des résultats des tests statistiques classiques. La loi normale est caractérisée par un coefficient d'asymétrie et un coefficient d'aplatissement nuls. Très souvent on procède au calcul de leurs valeurs pour se donner une idée, ne serait ce que très approximative, du rapprochement possible de la distribution empirique avec une gaussienne. D'autres indicateurs sont également mis à profit pour apprécier rapidement l'écart à la loi normale. Par exemple, la distribution normale étant symétrique, l'écart entre la médiane (M) et la moyenne arithmétique (\bar{x}) ne devrait pas être très élevé. Très commodes, les approches empiriques n'ont pas la rigueur des techniques statistiques. Le calcul de ces indicateurs pour apprécier la normalité d'une série est une approche empirique et n'a pas la rigueur des tests statistiques. Ainsi, l'application des tests statistiques pour vérifier l'adéquation d'une série à la loi normale est plus conseillée.

Dans ce chapitre, nous présentons les tests de compatibilité à la loi normale. Encore une fois, il s'agit bien de vérifier l'adéquation (la compatibilité) à la loi normale et non pas déterminer la loi de distribution. Il existe de nombreuses méthodes pour vérifier si une série de données présente les caractéristiques d'une loi normale. Mis à part le test de Shapiro-Wilk, tous les

tests présentés dans ce travail sont, soit des variantes plus puissantes du test de Kolmogorov-Smirnov, soit basés sur les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement. La majorité de ces techniques sont présents dans les logiciels. Pour étudier la normalité des mes données on se limite dans le cadre de ce travail à l'application de deux tests, à savoir, le test d'Anderson, le test de Kolmogorov, et le test de Shapiro et Wilk.

3.5.1 Le test de normalité de Shapiro-Wilk (Shapiro & Wilk, 1965)

Ce test est une très bonne alternative au test de Kolmogorov-Smirnov. En quelques phrases, le test consiste à mesurer la conformité de la distribution observée avec une distribution normale théorique, sur une représentation permettant de visualiser la distribution de fréquence cumulée normale comme une droite (graphique à échelle fonctionnelle normale ou *probit*). Le test de Shapiro - Wilk (1965) est un test de normalité puissant. Il utilise une technique d'analyse de variance pour détecter l'écart d'un échantillon à la normalité. De manière simple, il recherche à quel point une distribution de fréquence observée correspond à la distribution de fréquence attendue. Le test de Shapiro - Wilk est sensible à la fois à l'asymétrie et à l'aplatissement. Il est basé sur le rapport W de deux estimations liées à la variance de la population dont provient l'échantillon. Ce rapport sera comparé à une valeur théorique $W_{1-\alpha,n}$ et dans le cas où $W \geq W_{1-\alpha,n}$ nous pourrions affirmer avec un risque d'erreur α que la distribution suit une loi normale.

La règle de test est alors la suivante :

- Si $W_n < W_{1-\alpha,n}$: on accepte, au risque choisi, l'hypothèse de normalité de la série de mesure
- Si $W_n > W_{1-\alpha,n}$: on rejette l'hypothèse de normalité de la série de mesure.

La statistique W de Shapiro-Wilk est définie de la manière suivante :

$$W = \frac{\sum a_i x_i^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \quad (3.17)$$

Où a_i sont les coefficients de Shapiro - Wilk (dérivés des approximations de Royston) ; x_i est le rang de la i ème valeur et \bar{x} est la moyenne de l'échantillon. L'hypothèse nulle (H_0) du test est que les données sont normalement distribuées, et que par conséquent si la p -value de W est < 0.05 , l'hypothèse de normalité doit être rejetée.

Plus W est grand, plus la distribution est proche de la normale et plus la probabilité p du test s'approche de 1. Lorsque p est égal ou inférieur au seuil α préétabli (p.ex. 0.05), l'hypothèse H_0 de normalité est rejetée.

La statistique W peut donc être interprétée comme le coefficient de détermination entre la série des quantiles générés à partir de la loi normale et les quantiles empiriques obtenus à partir des données. Le test de Shapiro - Wilk est réputé robuste pour des petits effectifs, mais seulement à certaines conditions. En pratique, avec des effectifs < 20, il risque d'accepter l'hypothèse de normalité alors qu'elle n'est pas remplie. En tout état de cause, on peut accepter le résultat quand c'est un rejet de l'hypothèse nulle. C'est le seul test adapté à des échantillons inférieurs à 2000. Tant que les échantillons sont de taille suffisante il n'est pas trop permissif. Si l'échantillon est inférieur à 30 le test a tendance à indiquer que la distribution ne s'écarte pas d'une distribution normale même si ce n'est pas le cas de la population d'où est tiré l'échantillon. Dans tous les cas, si le test indique que l'on s'écarte significativement d'une distribution normale, on peut avoir confiance dans la conclusion.

Tableau 3.4 : application du test de normalité de Shapiro-Wilk

Statistiques descriptives			
Taille d'échantillon (N):		216	
Mesures de tendance centrale			
Moyenne :	7,719	Médiane :	0,678
Mesures de dispersion			
Ecart type :	18,651	Variance:	347,847
Plage :	110,254	Q3 - Q1 :	4,061
Mesures de la forme de la distribution			
Asymétrie :	3,564	Aplatissement:	13,253
Test de normalité de Shapiro-Wilk stipule que			
H0:	Les données sont normalement distribuées		
HA:	Les données ne sont pas normalement distribuées		
W Statistics:	0,46196		
p-value:	0,00000		
Level of significance:	of 0,05000		
Conclusion:	Reject		
La distribution n'est pas normale			

A partir du graphique (3.2) on peut conclure que les valeurs ne s'alignent pas sur la droite de Henry, ce qui confirme la non-normalité de l'échantillon étudié. Il est également clair que les valeurs (à l'extrémité haute) ont tendance à basculer vers la droite, indiquant ainsi la présence d'une asymétrie visible

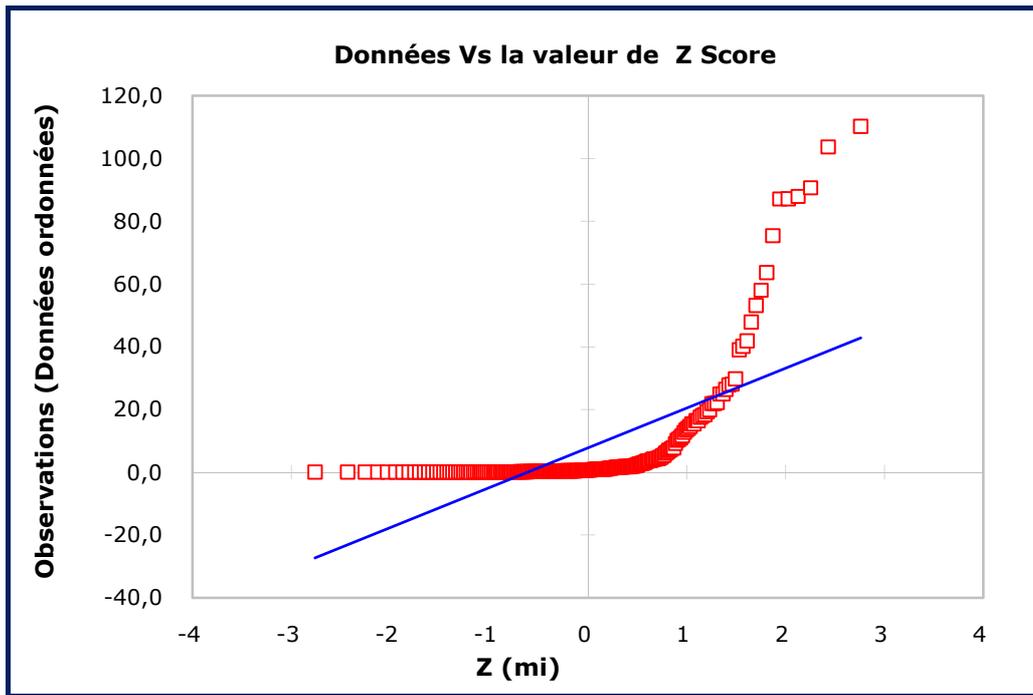


Figure 3.2 : Ajustement du test de normalité de Shapiro-Wilk

3.5.2 Test d'Anderson-Darling

Le test d'Anderson-Darling (1952) est une variante du test de Kolmogorov - Smirnov. Le test de Kolmogorov - Smirnov est conçu en ne s'appuyant que sur une seule observation de l'échantillon et un seul point de la fonction de répartition candidate. Il semblerait plus efficace de mesurer la différence entre les deux fonctions de répartition en comparant ces fonctions sur l'intégralité de leur domaine. Il existe une famille de tests dont les statistiques sont basées sur l'intégrale du carré de la différence entre la fonction de répartition empirique et la fonction de répartition de référence. Dans une analyse, on est souvent confronté à la question de savoir si la distribution d'évènements rares (représentés par ces observations extrêmes) se conforme à une certaine idée a priori sur la nature de la distribution globale. De ce point de vue, le test d'Anderson - Darling est le plus indiqué. Il est l'un des plus puissants outils de statistique pour la détection des écarts à la normalité d'un ensemble de données (Stephens, 1974). La statistique du test s'écrit :

$$A = -N - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (2i - 1) [\ln(F_i) + \ln(1 - F_{N-i+1})]$$

Où F_i est la fréquence théorique de la loi de répartition normale centrée et réduite associée à la valeur standardisée Z tel que :

$$Z_i = \frac{x_i - \bar{x}}{s}$$

Une correction est recommandée pour les petits effectifs ($10 \leq n \leq 40$) ; cette statistique corrigée est également utilisée pour calculer la p - value :

$$\hat{A} = A \left(1 + \frac{0,75}{N} + \frac{2,25}{N^2} \right)$$

Pour chaque niveau de risque, l'hypothèse de normalité est rejetée lorsque la statistique A ou \hat{A} est supérieur à la valeur critique fournie par la table d'Anderson - Darling.

$$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) [\ln F(Y_i) + \ln(1 - F(Y_{n+1-i}))]$$

$$S = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) [\ln F(Y_i) + \ln(1 - F(Y_{n+1-i}))]$$

$$A^{2*} = A^2 \left(1 + \frac{0.75}{N} + \frac{2.25}{N^2} \right)$$

Xbar =	7,72
S =	18,65
n =	216
A² =	44,007
A^{2*} =	44,162

La valeur critique du test est donnée par la relation suivante :

$$V_{critique,0,95} = \frac{0,752}{1 + \frac{3}{4N} + \frac{9}{4N^2}}$$

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau (3.5). Le détail du calcul est présenté dans l'annexe (2)

Tableau 3.5 : Résultats du test d'Anderson-Darling

Nombre des valeurs	216	Valeur A:	44,0067
Moyenne:	7,72	Valeur critique a [95%]:	0,7494
Ecart-type:	18,65	Significative	Les données ne suivent pas une loi normale

D'après la figure suivante, on peut conclure également que les données ne s'ajustent pas a une loi normale. Les données sont obliques vers la droite, confirmant, par voie de conséquence, l'existence de l'asymétrie

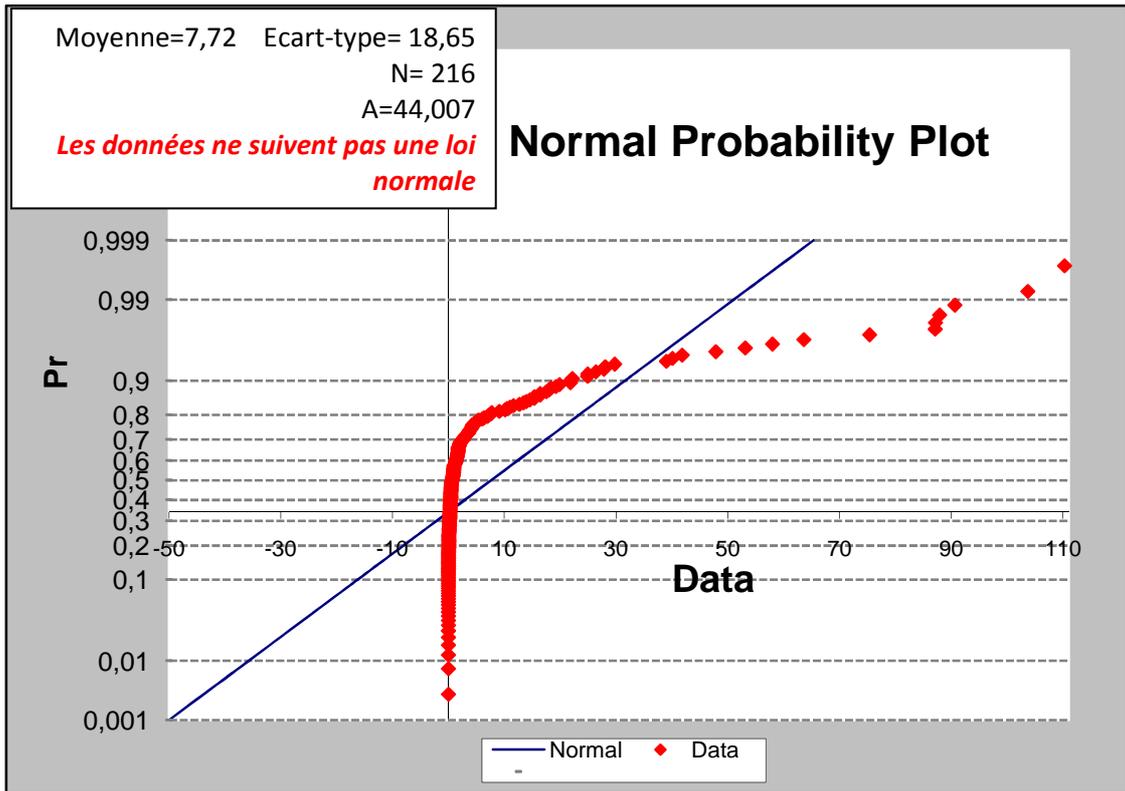


Figure 3.3 : Ajustement du test d'Anderson-Darling

Chapitre 4 : Les modèles capacités-fourniture

4.1 Introduction

En raison de la nature stochastique du processus de l'écoulement, une autre contrainte pourrait surgir. Il s'agit d'une éventuelle incapacité d'un un réservoir de garantir un approvisionnement ininterrompue, et ce même si la demande est inférieure à la moyenne des débits d'apport. L'approche traditionnelle utilisée dans ce type de situation est de déterminer la capacité de stockage du réservoir sur la base des débits historiques, en supposant que le future ne sera pas très différent du passé (Kleme_s, 1987). La détermination de la capacité de stockage des réservoirs dépend de plusieurs facteurs, tels que la variabilité des débits naturels, la taille de la demande, et les performances souhaitées du réservoir pour qu'il puisse assurer à cette demande. La problématique pourrait être posée d'une manière différente est réduite a la recherche d'une relation entre les caractéristiques de l'apport, la capacité du réservoir, à la demande contrôlée, et la performance souhaitée (McMahon & Adeloye, 2005). Les méthodes utilisées pour trouver une solution d'un problème de stockage des réservoirs sont basées essentiellement sur les modèles de stockage-fourniture. La terminologie utilisée dans les analyses de stockage des réservoirs est différente d'un auteur à un autre, il est donc nécessaire de classer les termes utilisés dans ce travail comme suit :

- La capacité de stockage, ou de stockage actif d'un réservoir est le volume d'eau stocké au-dessus du niveau le plus bas de la retenue. C'est est le volume total d'eau dans le réservoir soustrait du volume d'eau dans l'espace mort (volume d'eau en dessous du soutirage la plus faible).
- Stockage mobilisable est le volume d'eau stocké à la fin d'une année pour être transféré à l'année suivante.
- Le rendement est le débit régulé fourni à partir d'un réservoir au cours d'une période de temps donnée.
- La demande, le volume exigé, ou cible, est le rendement désiré du réservoir. Ce terme synonyme sera utilisé dans ce travail, pour exprimer le pourcentage de la demande de la moyenne des apports.
- Le déversement est considéré comme les lâchées incontrôlées de l'eau d'un réservoir.

Les méthodes classiques utilisées dans la gestion des barrages comprennent les méthodes empiriques et les méthodes stochastiques, celles qui sont les plus pratiquées sont :

- La méthode des débits cumulés
- La méthode des débits classés
- La méthode stochastique.....etc.

En pratique, on utilise souvent la combinaison de certaines des méthodes ci-dessus. Une analyse complète ou même un bref résumé de toutes ces méthodes existantes dépasserait largement le cadre de cette thèse.

McMahon et Mein (1986) proposent la classification en trois principaux groupes (figure 4.1). Le premier groupe inclue les techniques des périodes critiques, tandis-que les méthodes basées sur la théorie de Moran et autres méthodes similaires sont incluses dans le deuxième groupe. Le troisième groupe englobe les méthodes basées sur la génération des données synthétiques.

Brièvement on peut dire que les techniques des périodes critiques incluent les méthodes dans lesquelles une séquence (ou séquences) d'apport est utilisée pour déterminer la taille du stockage, et ce pour une demande dépassant l'apport. Elles peuvent être classées en différentes approches (figure 4.1).

Le second groupe des procédures peut être considéré comme étant un développement de la théorie de Moran pour le stockage (1954, 1955, and 1959). Moran suppose que le temps et l'apport sont des variables continues. Il a met simultanément en relations la capacité, la demande, et l'apport dans un système d'équation. Gould (1961) a modifié le model simultané de Moran par l'introduction de ladite matrice de transition (Srikanthan and McMahon, 1985b). Finalement la méthode des pics séquentiels (sequent peak algorithm) développé par Thomas and Burden (1963). .

Il faut noter que Les méthodes du troisième groupe sont similaires aux méthodes du premier et troisième groupe, la seule distinction étant que les débits d'entrée sont synthétiquement générés. McMahon & Adeloye (2005), notent que toutes les techniques peuvent être fondées sur des données générées. Bien que les méthodes stochastiques ont été utilisés pour la première fois il ya plus de soixante ans, il a fallu attendre l'avènement des ordinateurs à haute vitesse dans les années 60 pour que telles procédures soient établis dans l'hydrologie de l'ingénierie.

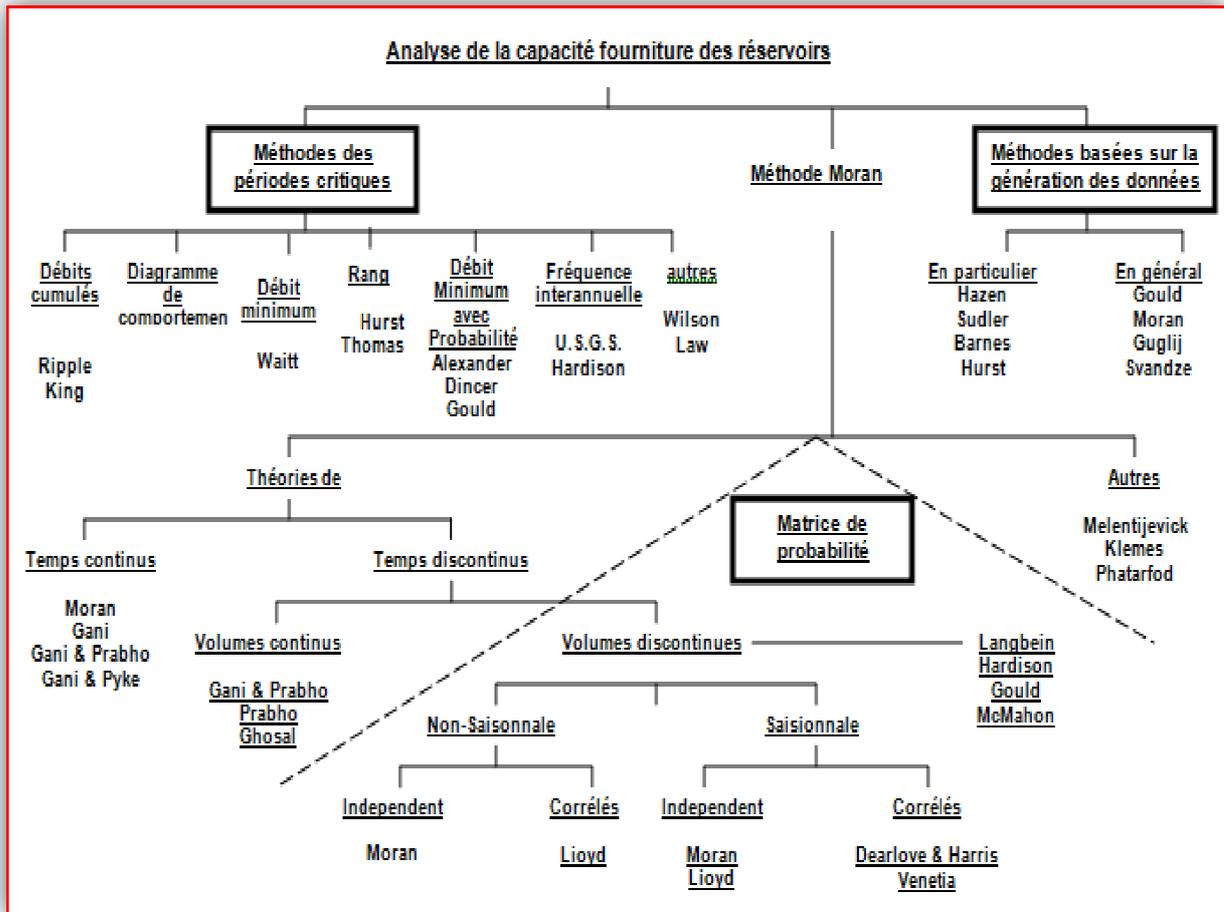


Figure 4.1: classification théorique des différentes méthodes pour l'analyse du stockage fourniture (McMahon and Mein, 1986)

Les méthodes basées sur la matrice de probabilité sont étroitement liés à la théorie de Moran (Moran, 1959). Ces méthodes ne seront pas utilisées dans le cadre de ce travail, par conséquent, ils ne seront pas présentés dans cette section. Une analyse exhaustive de ces méthodes peut être trouvée dans McMahon & Mein (1978) et dans McMahon & Adeloye (2005).

Les méthodes dites des périodes critiques utilisent des apports historiques ou générés, et une demande projetée pour simuler le comportement volumétrique d'un réservoir. En d'autres termes ce comportement n'est autre que la variation des fluctuations de stockage en fonction du temps. Bien qu'il n'y ait pas de définition unique pour la période critique, elle peut être définie comme la période pendant laquelle le réservoir est rempli ou vide sans déversement (McMahon & Mein, 1978).

Une période critique peut être donc définie comme étant une période au cours de laquelle un réservoir passe d'un état de remplissage à un état vide sans déversement dans un intervalle de

temps donné. Le début d'une période critique est un réservoir plein; la fin de la période critique est celle où le réservoir est pour la première fois vide. Ainsi, une seule défaillance peut se produire pendant une période critique. La Figure (4.2) illustre l'apparition d'une période critique.

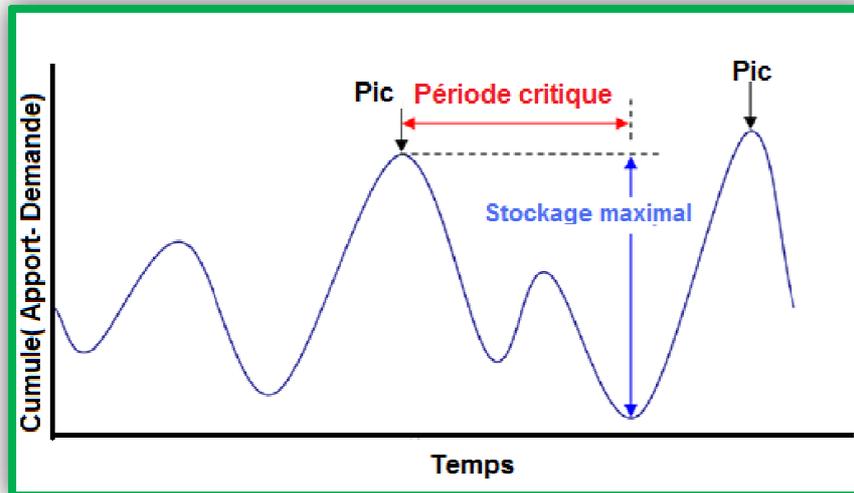


Figure (4.2) : Illustration d'une période critique

Une étude plus complète des méthodes des périodes critiques utilisées pour la détermination de la capacité de stockage des réservoirs artificiels peut être obtenue dans McMahon et Adeloye (2005).

4.2 Aperçu sur l'utilisation des modèles Capacité-fourniture

Harris (1965) a appliqué la méthode de la probabilité stationnaire de Moran et la méthode de probabilité Gould pour déterminer la probabilité de défaillance du réservoir Alwen à Wales. Il a supposé que les apports historiques vers le barrage Alwen suivent une loi normale. Il a trouvé que l'apport est saisonnier et indépendant, et par la suite il a établi des matrices de transition pour la saison sèche et pour la saison humide.

McMahon et al. (1972) ont examiné l'approche du comportement et la méthode de Gould sur six rivières australiennes. En analysant des séquences représentatives des apports mensuels générés par un modèle Thomas et Fiering ils ont déterminé le volume de stockage. Les deux procédures ont donné de grands écarts dans les estimations de stockage. Il a été mentionné que l'évaluation du comportement était influencée par les conditions initiales de stockage. Ils ont constaté que les variations de stockage résultant de l'analyse Gould étaient plus petites que celles obtenues par l'approche du comportement.

Codner et McMahon (1973) ont examiné plusieurs aspects dans l'utilisation du modèle log-normale de Markov pour la génération d'apport, y compris les variations entre les modèles saisonniers log-normales à deux paramètres et à trois paramètres. Les résultats de l'application des modèles, à savoir asymétrique, LN2, et LN3 sur plusieurs rivières australiennes ont montré, que ces derniers ne reproduisent pas de manière satisfaisante le stockage et les paramètres d'apport. Les estimations de stockage par le modèle log-normale à deux paramètres ont été jugés inférieures par rapport à celles obtenues à l'aide du modèle log-normale à trois paramètres.

Hoshi et al. (1978) ont utilisé l'algorithme des pics séquentiels (SPA) afin de déterminer la taille du réservoir nécessaire pour satisfaire une demande donnée. Les fonctions des distributions de probabilité pour le stockage ont été déterminées comme suit: 500 séries de d'apports mensuels synthétiques, chaque série ayant une taille de 40 ans ont été générées. Chacune de ces séries synthétiques a été acheminée à travers le (SPA) pour obtenir une valeur du volume de stockage requis. En outre ils ont utilisé le modèle de Thomas-Fiering et le modèle de désagrégation (générateur annuel de Markov et ARMA) pour synthétiser l'apport mensuel. Les résultats obtenus ont montré des différences significatives dans les distributions de probabilité de stockage nécessaire, lorsque celle-ci est déterminée à partir des procédures de distributions normales et 3PLN distribution; les séries mensuelles distribuées selon 3PLN donnent des volumes de stockage inférieures à ceux obtenus lorsque les apports mensuels sont normalement distribués.

Vogel et Stedinger (1988) illustrent la variabilité des évaluations de la capacité de stockage requises d'un réservoir en fonction des données d'apport s'étalant sur 20-80 ans. Les Modèles stochastiques: AR (1) log-normale, AR (1) normale, AR (1) Gamma, et un ARMA (1,1) log-normale ont été appliquées. Leurs résultats ont montré que l'utilisation des modèles stochastiques peut conduire à l'amélioration de la précision des estimations de la capacité d'un réservoir. Dans leurs simulations, un AR (1) modèle log-normale était à recommandé.

Kheder (1990) a généré une série de 100 ans d'apport mensuel dans une région aride en utilisant le modèle de Thomas-Fiering modifié. Ce modèle a nécessité l'utilisation de nombres aléatoires qui ont des différentes distributions. La comparaison de la moyenne et l'écart-type mensuel des données historiques et synthétiques a indiqué une bonne concordance.

Al-Shareef (1996) a utilisé le modèle Moran pour estimer la probabilité de défaillance du réservoir Al-Adhaim. Seuls deux distributions de probabilité ont été utilisées, à savoir, la loi

normale et la loi log-normale. Il a été constaté que les probabilités d'échec étaient de 2,9% pour le cas de la loi normale et 6,3% pour le cas de la loi log-normale.

Madhloom (2000) a appliqué deux procédures pour estimer la probabilité de défaillance de réservoir Al-Adhaim. Ces méthodes sont la méthode de comportement et la méthode de Gould. En outre, les données d'apports ont été générées en utilisant le modèle mensuel Thomas-Fiering. Madhloom (2000) a conclu que la méthode de Gould pourrait estimer la fiabilité uniquement par l'utilisation des données historiques, alors que la méthode de comportement nécessite des données synthétiques.

Rugumayo (2001) a développé une approche analytique pour la détermination de la capacité initiale du stockage requis en Ouganda. Il a utilisé la technique de la courbe de masse, et les résultats ont été comparés avec ceux issus de la méthode d'analyse du comportement. La méthode de la courbe de masse analytique a donné des résultats similaires à ceux obtenus par la méthode graphique de la courbe de masse. Il a conclu que l'analyse du comportement donne une estimation plus spécifique.

Al-Fatlawi (2003) a appliqué l'analyse du comportement et la méthode de Gould dans son travail sur le réservoir Haditha. Son objectif était l'évaluation des indices de performance, à savoir :

- ◆ la fiabilité,
- ◆ la vulnérabilité et
- ◆ la résilience du réservoir.

Les techniques de génération de données ont été également incorporées pour estimer les trois indices précités. Les données synthétiques ont été générées en utilisant cinq méthodes, à savoir, le modèle Thomas-Fiering avec transformation logarithmique, le modèle Thomas-Fiering avec transformation de Box-Cox, le modèle à deux niveaux, le modèle à deux niveaux modifiée, et le modèle de fragment. Ces approches ont été testées et utilisées pour déterminer la probabilité de défaillance. Il s'avère que le modèle à deux niveaux, et le modèle à deux niveaux modifié s'adaptent le mieux pour la représentation du comportement des apports du barrage Haditha.

4.3 Méthode des courbes des débits cumulés

A l'origine les techniques des courbes des débits cumulés ont été développées comme étant des méthodes graphiques, qui utilisent la courbe des débits cumulés de la série chronologique pour déterminer la capacité de stockage d'un réservoir. Ce concept a été introduit par Rippl (1883), et marque le début de la célèbre théorie du stockage des réservoirs (Klemes, 1987;

McMahon et al, 2007a). Avant l'article de Rippl, la conception de la capacité de stockage d'un réservoir a été régie par un seul critère, à savoir, qu'elle doit être assez grande pour satisfaire la demande dans l'année la plus sèche de la série l'historique. Rippl reconnu l'insuffisance de cette approche et a souligné que le réservoir ne peut être rempli entre deux années de sécheresse successives, et qu'une séquence de périodes de débits rares produirait un effet cumulatif négatif. Pour cette raison il recommande de considérer l'apport du réservoir comme étant une série temporelle, plutôt que d'un traitement séparatif des apports annuels (Klemes, 1987). Au moment de la publication de Rippl, les calculs numériques ont été réalisés à la main et nécessitent beaucoup de temps. Les méthodes graphiques ont été le principal outil pour augmenter l'efficacité des calculs. La méthode de Rippl constitue sans aucun doute un acquis considérable.

L'objectif de la méthode des courbes des débits cumulés est de déterminer la capacité de stockage minimale, nécessaire pour satisfaire une demande donnée, d'un réservoir avec une série temporelle d'apport d'une taille donnée.

La méthode repose sur deux hypothèses de base:

- (i) le réservoir est plein au temps zéro, et
- (ii) l'échantillon d'apport historique est représentatif pour les apports futurs.

Dans ce qui suit est une description des quatre différentes méthodes graphiques sera présentée. Les algorithmes des méthodes sont identiques, et peuvent être adaptés pour une exécution sur un ordinateur.

4.3.1 Exécution de la méthode de Rippl

La méthode de Rippl est basée sur la construction de deux courbes de volumes cumulés. Une courbe correspond aux apports naturels dans le temps qui arrivent au réservoir à dimensionner. Pour chaque année on cumule les volumes entrants, en supposant que le réservoir au début est vide. La deuxième courbe correspond aux débits tirés pour divers types de demandes. Dans la méthode Rippl on fait l'hypothèse que le débit tiré est constant à chaque pas de temps. On cumule donc le débit tiré pour chaque pas de temps et on obtient une droite qui correspond à la demande en eau. La réserve utile requise est le plus grand écart (qui exprime un déficit) entre le volume tiré cumulé et la courbe des volumes cumulés disponibles. Cette méthode peut être efficace si on dispose de séries de débits suffisamment longues pour que le risque d'une sécheresse prononcée soit pris en compte. Cela suppose implicitement que la gestion du réservoir devrait être faite de telle façon qu'au début d'une telle période d'abaissement le réservoir soit plein.

Pour pouvoir utiliser la méthode de Rippl les étapes suivantes sont à réaliser (Figure 4.3):

- 1) Tracer la courbe des apports cumulés nets (la différence entre les entrées cumulées, Q et Q_t , et les sorties ou la demande, D et D_t).

$$\sum(Q - D) = \sum_{t=1}^N Q_t - D_t, \quad t = 1, 2, \dots, N \quad (4.1)$$

Dans cette relation t étant l'indice de la période et N le nombre total de périodes de temps.

- 2) À partir d'extrémité de la courbe (recul), on localise le premier point minimum m_1 .
- 3) localiser le deuxième point minimum, m_2 .
- 4) Localisez le point maximum, M_1 , entre m_1 et m_2 , et calculer la différence ($M_1 - m_1$).
- 5) Répétez les étapes 2 à 4 jusqu'à ce que le début de la courbe soit atteint.
- 6) Calculer la capacité de stockage en tant que $C = \max (M_k - m_k)$, avec $k = 1, 2, \dots, K$, où K est le nombre total des minimums locaux.

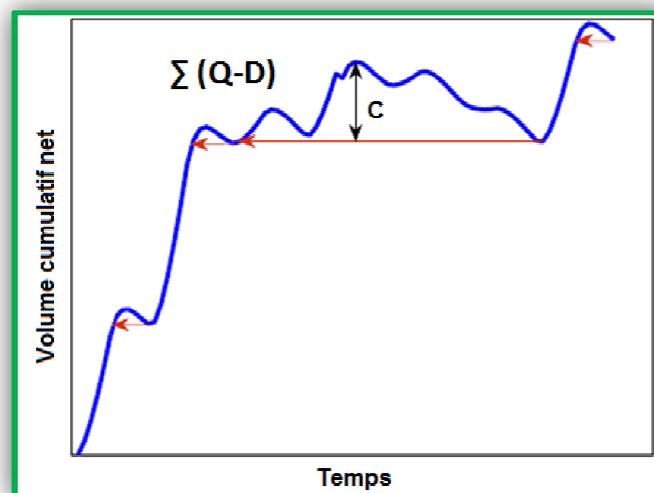


Figure 4.3 : La méthode de Rippl pour la détermination la capacité de stockage d'un réservoir, C , alimenté par la série d'apport Q , nécessaire pour la satisfaction continue d'une demande cible D .

Dans le cadre de ce travail la méthode de Rippl a été appliquée sur la série d'apport du barrage Bouhamdane. Dans une première étape la demande a été supposée égale au débit d'apport moyen ($Q_a=7,7 \text{ m}^3/\text{s}$), ce qui représente un volume de $15,37$ millions de m^3 (Figure 4.4 a et 4.4 b). Dans une seconde étape les calculs ont été réalisés pour une demande de l'ordre de $0,5$ de l'écoulement moyen, en d'autres termes l'équivalent de $22,80$ million de m^3 (Figure 4.5 a et 4.5.b).

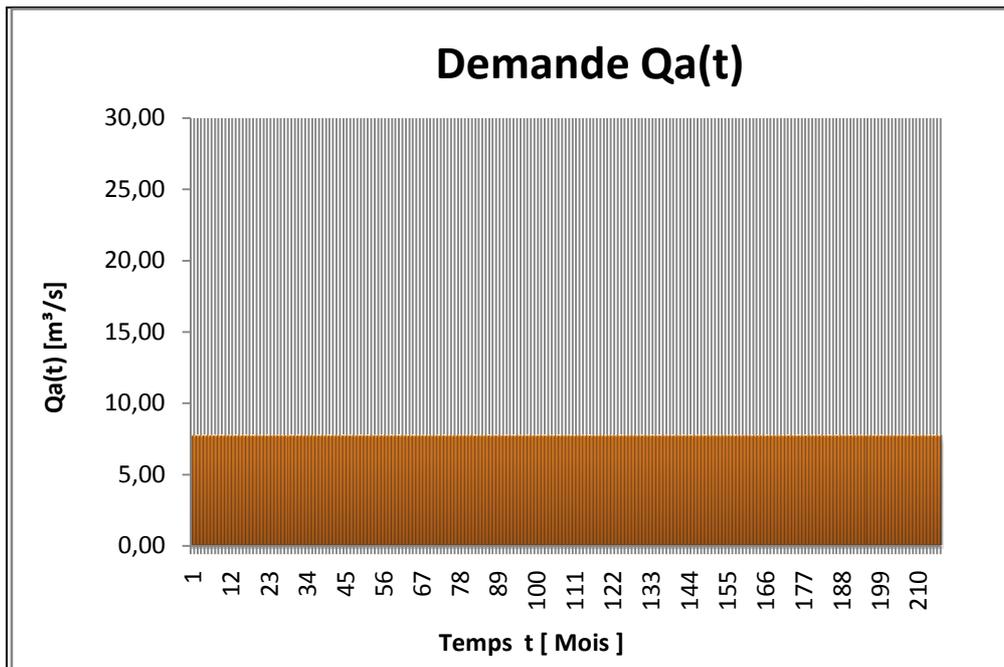


Figure (4.4 a) ; Demande constante $Q_a = MQ$ (débit d'apport moyen)

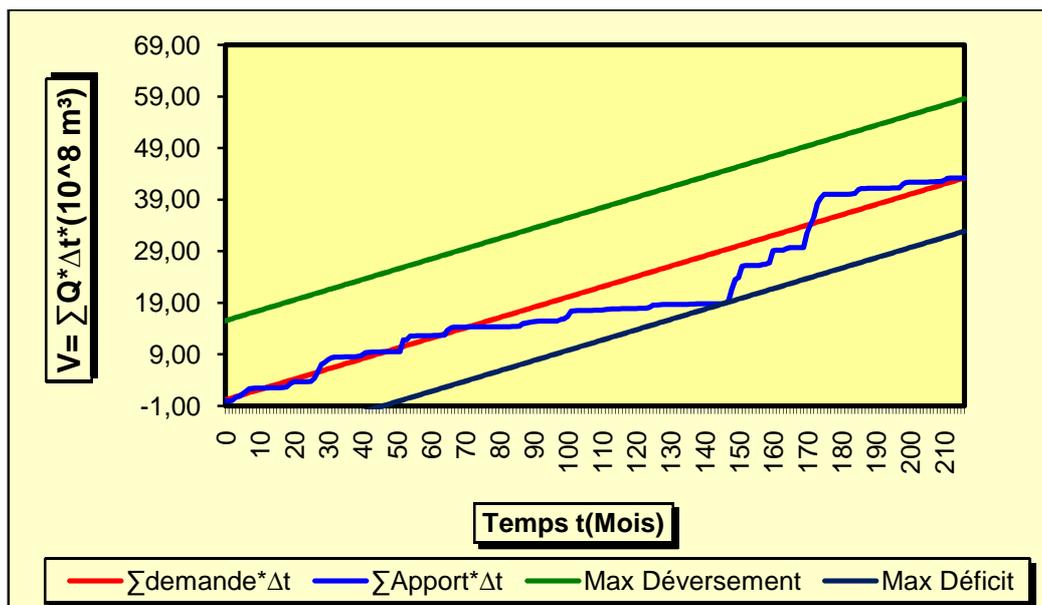


Figure (4.4 b) : Courbes des débits cumulés pour une demande égale au débit d'apport moyen

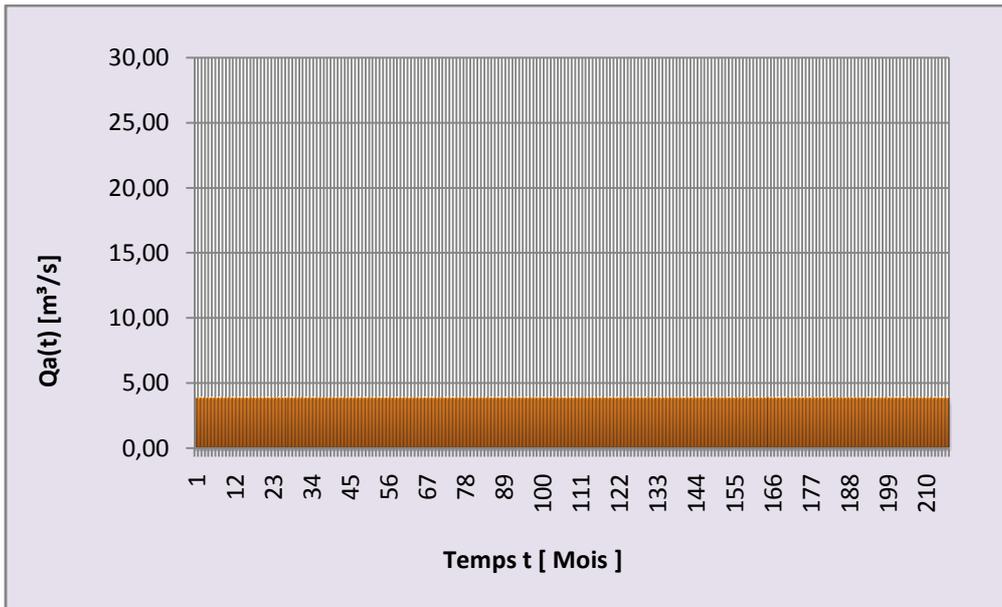


Figure (4.5 a) ; Demande constante $Q_a = \frac{1}{2} MQ$ (débit d'apport moyen)

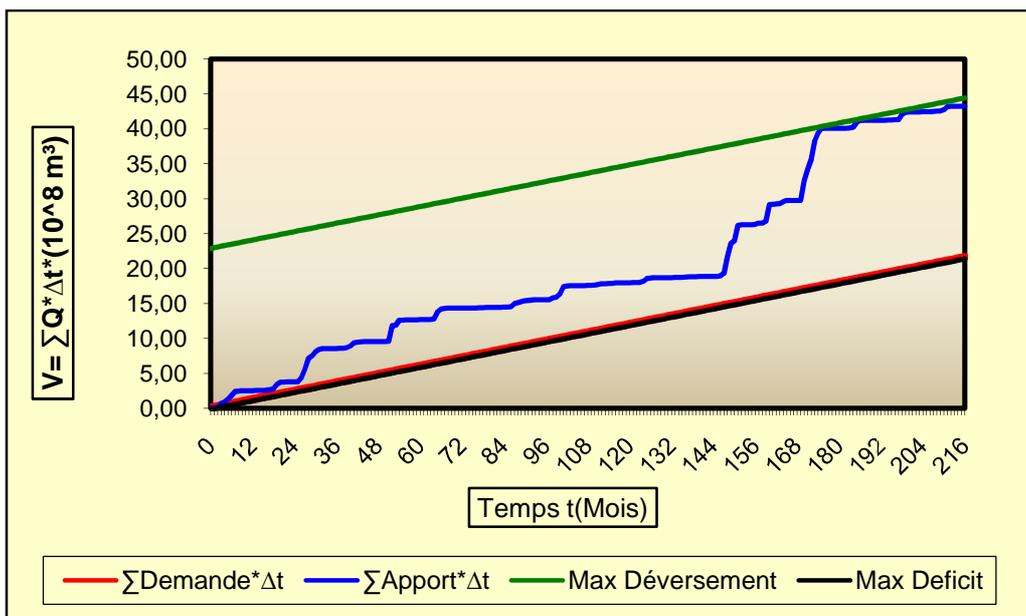


Figure (4.5 b) : Courbes des débits cumulés pour une demande égale a la moitié au débit d'apport moyen

4.3.2 Méthode de la courbe des apports massiques

Cette méthode connue communément sous le nom de la méthode de la courbe de masse (Figure 4.6). Cette méthode est souvent, mais à tort, appelé 'méthode de Rippl' ou 'diagramme Rippl' (McMahon & Adeloye, 2005, Klemes, 1987). Le procédé comprend les

étapes suivantes, dans lesquelles les variables ont la signification présentée dans le paragraphe précédent:

- 1) Tracer la courbe des apports cumulés (courbe de masse) :

$$\sum Q = \sum_{t=1}^N Q_t, \quad t = 1, 2, \dots, N \quad (4.2)$$

- 2) Tracer la ligne de la demande cumulative:

$$\sum D = \sum_{t=1}^N D_t, \quad t = 1, 2, \dots, N \quad (4.3)$$

- 3) Superposer sur les parallèles de la courbe de masse la ligne de la demande, tangentielle à chaque bosse de la courbe d'apport massique.
- 4) Mesurer les différences successives entre les parallèles et la courbe de masse.
- 5) Déterminer de la capacité du réservoir correspondant au maximum des différences mesurées.

Cette méthode à l'avantage d'éviter de représenter la courbe de masse à chaque fois qu'une nouvelle demande est envisagée.

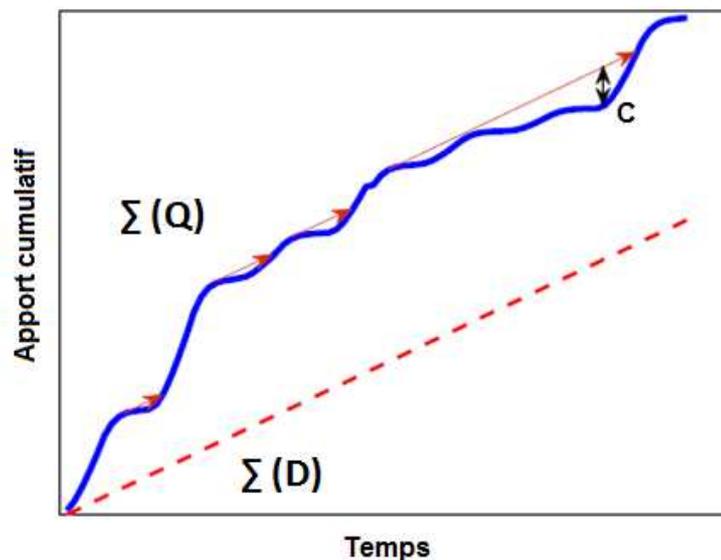


Figure 4.6: La méthode de masse pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimentée par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction en continu la demande cible D

4.3.3 Méthode de la courbe de la masse résiduelle

Cette méthode est proposée par Sudler (1927) (figure 4.7). Les étapes de l'application de la méthode sont les suivantes :

Q étant la moyenne de la série d'apport.

- 1) Tracer la courbe de la masse résiduelle, obtenue par la soustraction de la moyenne de la série d'apport, Q, de chaque apport Q

$$\sum(Q - \bar{Q}) = \sum_{t=1}^{t=N} (Q_t - \bar{Q}) \quad t = 1, 2, \dots, N \quad (4.4)$$

- 2) Superposer à la courbe de la masse résiduelle, des parallèles a la ligne de demande cumulative résiduelle, obtenue par la soustraction la moyenne de la série d'apport de demande cumulative:

$$\sum(D - \bar{Q}) = \sum_{t=1}^{t=N} (D_t - \bar{Q}) \quad t = 1, 2, \dots, N \quad (4.5)$$

- 3) Mesurer les différences successives entre les parallèles et la courbe de masse résiduelle.
- 4) Déterminer la capacité du réservoir correspondante au maximum des différences mesurées.

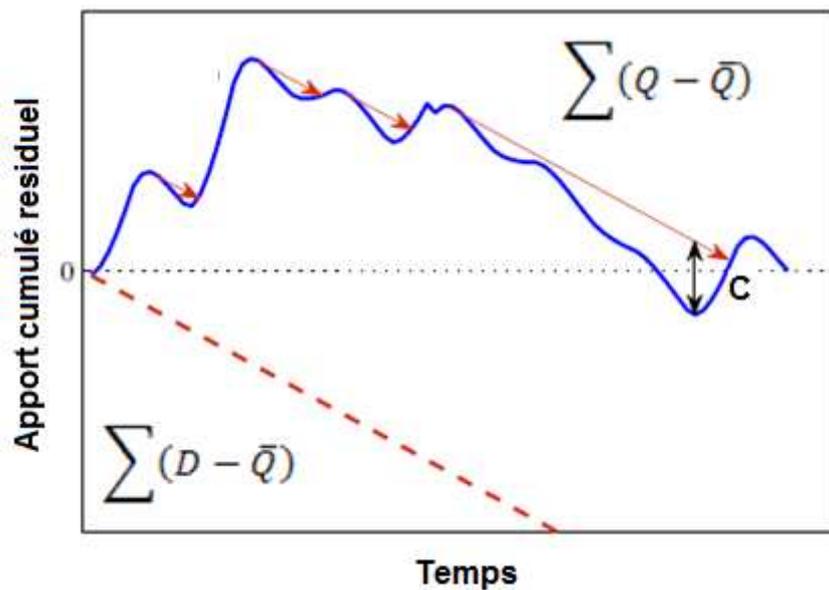


Figure 4.7: Méthode de la courbe de masse résiduelle pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimentée par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction en continu la demande cible D.

4.3.4 La méthode des pics séquentiels

L'algorithme des pics des séquentiels en anglo-saxon (SPA : Sequent Peak Algorithm). Cette méthode, proposée par Thomas & Burden (1963), est similaire à La méthode de Rippl. La seule différence réside dans le sens du mouvement. Dans le SPA on se déplace vers l'avant de pic en pic, tandis que les mouvements de Rippl se font a partir de l'extrémité (arrière) (Figure 4.8):

- 1) Tracer la courbe d'apport cumulé net, en d'autres termes, la différence entre les entrées et les sorties cumulées selon l'équation (2.3);

$$\sum(Q - D) = \sum_{t=1}^N Q_t - D_t, \quad t = 1, 2, \dots, N \quad (4.6)$$

- 2) A partir du début de la courbe, localiser le premier maximum local, M1.
- 3) localiser le deuxième maximum, M2.
- 4) Localisez le minimum local, m1, entre M1 et M2, et calculer la différence (M1 - m1).
- 5) Répétez les étapes 2 à 4 de pic en pic jusqu'à la fin de la courbe.
- 6) Calculer la capacité de stockage $C = \max (M_c - m_k)$, avec $k = 1; 2; \dots; K$, où K est le nombre total de pics.

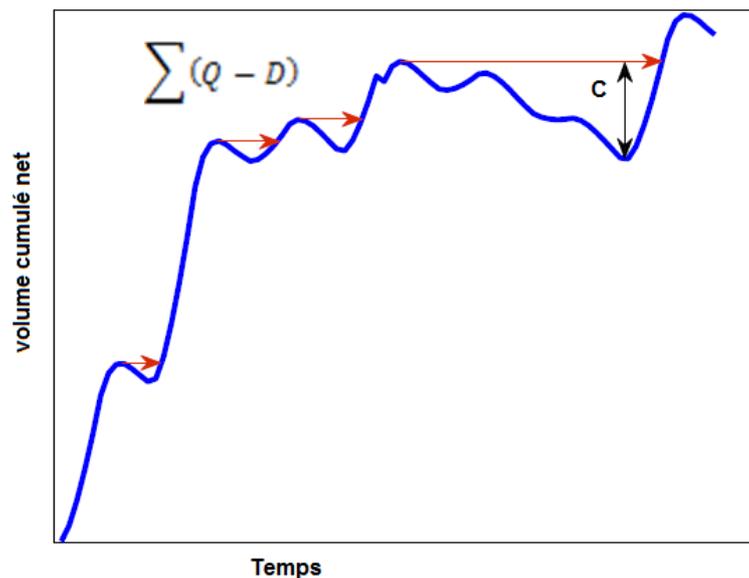


Figure 4.8: algorithme SPA pour la détermination de la capacité de stockage d'un réservoir, C, alimentée par la série d'apport Q, nécessaire pour la satisfaction en continu la demande cible D.

L'hypothèse stipulant que le réservoir devrait être plein, au début de son exploration, limite l'utilisation des méthodes des courbes de masse. Cette pratique implique une sous-estimation de la capacité de stockage du réservoir, car il est rarement possible de commencer l'exploitation d'un réservoir lorsque le stockage est à pleine capacité.

Les figures de (4.3) à (4.8) représentent les applications des techniques de courbes des débits cumulés, avec la restriction qui considère uniquement des demandes uniformes. Cependant, il est possible d'envisager une structure saisonnière. Le concepteur peut opter pour un pas de temps annuel, mensuel ou journalier pour la discrétisation de la série chronologique d'apport. La littérature technique recommande l'adoption d'un pas de temps mensuel pour les procédures de capacité- fourniture (McMahon & Adeloye, 2005).

4.4 Méthode de simulation

Cette méthode est basée sur la reproduction du fonctionnement d'un réservoir durant une période de temps équivalente à la taille de la série d'apport d'entrée. La technique permet de considérer l'évaporation et autres pertes à partir du réservoir. Elle se distingue par rapport à la méthode des courbes des débits cumulés, par le fait qu'elle permet au concepteur d'envisager des restrictions dans l'alimentation en eau, et ce lorsque le réservoir est en état de défaillance (McMahon & Adeloye, 2005). En outre elle permet d'évaluer les performances du réservoir. La simulation est réalisée sur des périodes de temps consécutives, chacune possède une durée Δt constante. On commence le calcul par une valeur initiale hypothétique de la capacité de stockage. Le volume stocké dans chaque nouveau pas de temps, est calculée en appliquant l'équation du bilan suivante:

$$S_{t+1} = S_t + Q_t - D_t - E_t + P_t - L_t \quad (4.7)$$

Où S_t et S_{t+1} sont les volumes de stockage au début de périodes t et $t + 1$, respectivement. Les variables restantes représentent les variations du volume de stockage pendant la t ème période de temps, Q_t est le volume d'apport, D_t est la demande cible, E_t représente les pertes par évaporation, P_t est la précipitation sur le réservoir, et L_t sont d'autres pertes du réservoir.

La méthode de simulation est adaptable pour l'étude du comportement et l'évaluation des performances du réservoir. Dans le cas du barrage Bouhamadane deux cas ont été traités, il s'agit d'un cas où la demande est supposée variable, et le cas d'une demande constante (figure (4.9), et figure (4.10)). Les détails du calcul sont regroupés dans les annexes (3) et (4).

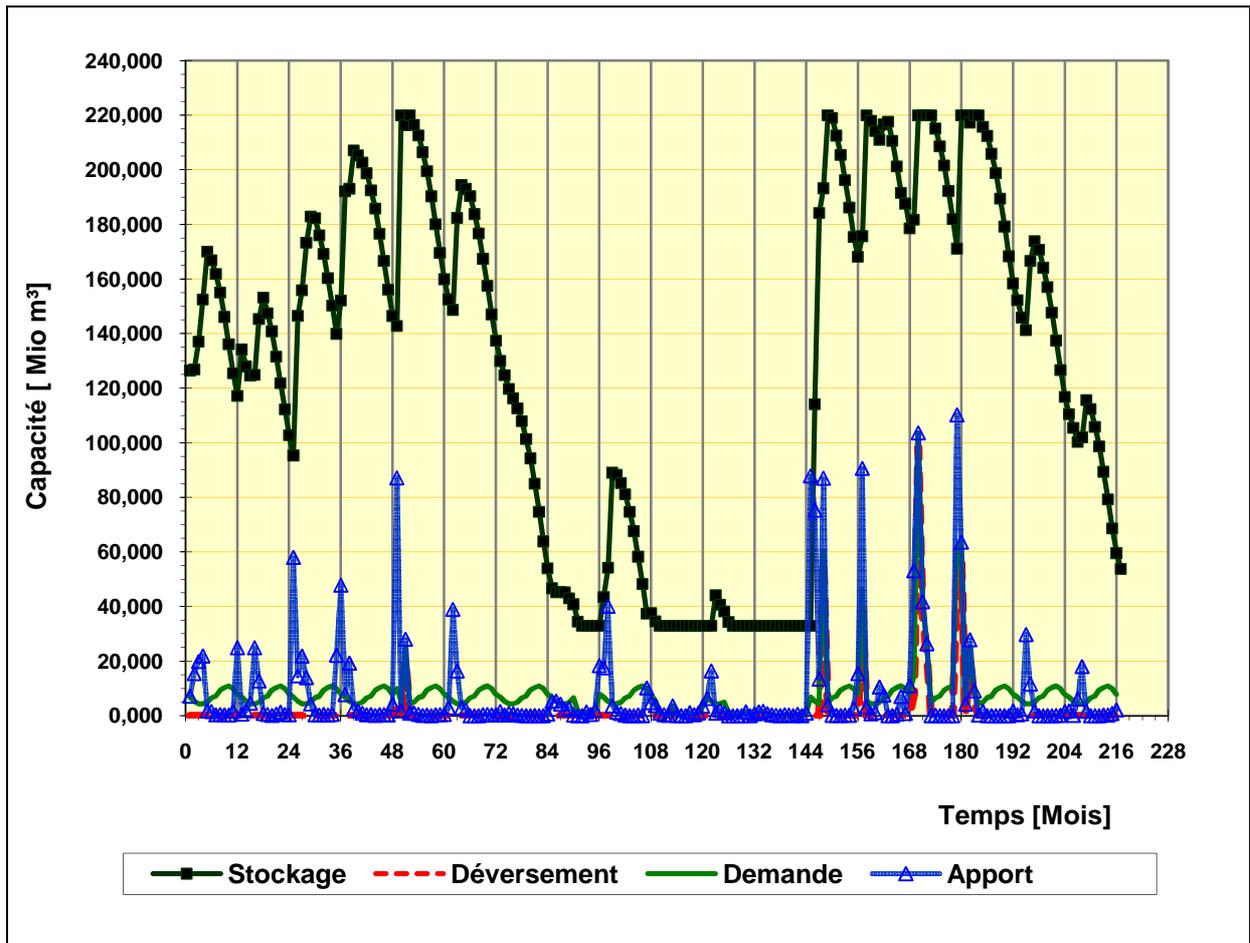


Figure 4.9 : Simulation du stockage pour une demande variable

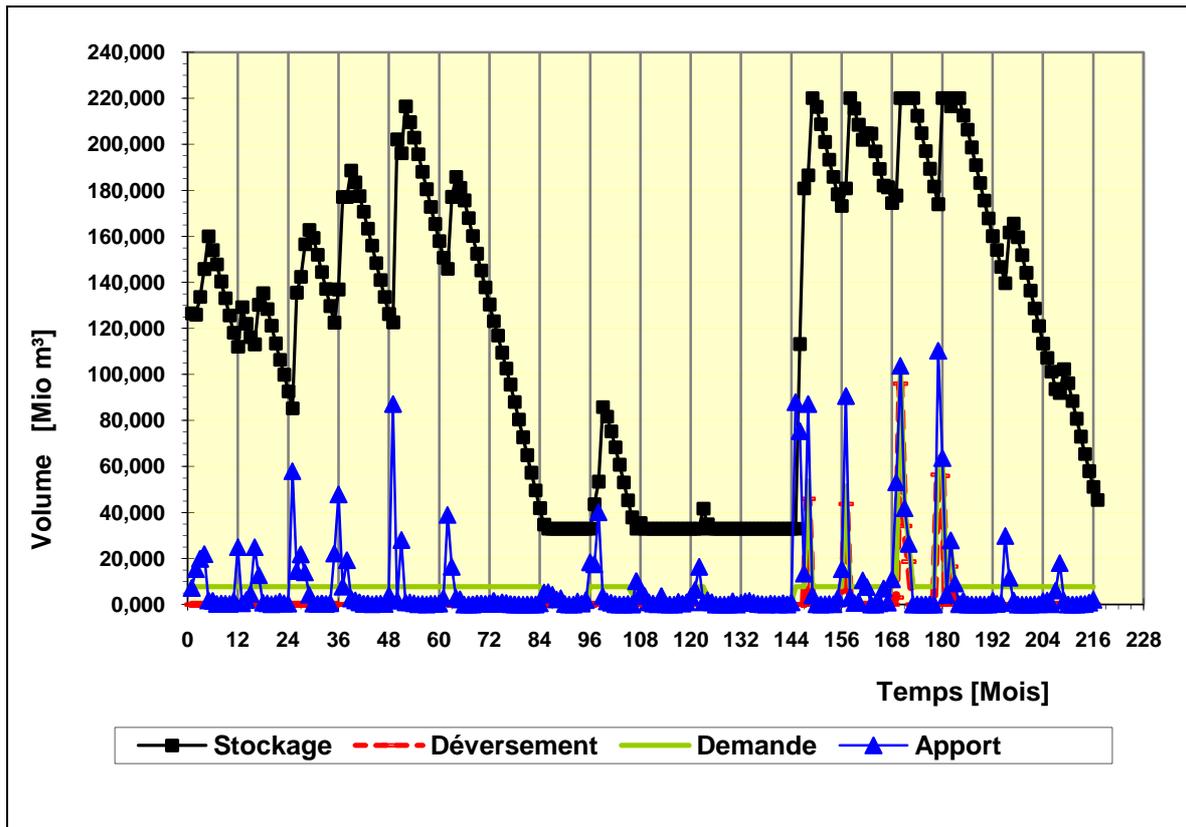


Figure (4.10) : Simulation du stockage pour une demande constante

La procédure la plus adéquate pour prédire la réaction d'un système hydrique est de modéliser son comportement. Les modèles mathématiques sont les plus importants outils pour prédire ce comportement. La modélisation de systèmes de réservoirs fournit non seulement des soutirages, mais aussi le niveau de stockage. Ces derniers peuvent être utilisés dans la planification d'un avant-projet, dans le design de nouveaux projets, et dans la gestion à moyen et à long terme et des opérations en temps réel sous différentes conditions météorologiques. Enfin, la simulation peut aider à réévaluer l'allocation du stockage et de plans opérationnels de systèmes de réservoirs à usages multiples (Wurbs, 2005).

4.5 Les modèles informatiques

La gestion optimale de réservoirs est un domaine complexe nécessitant un appui informatique pour effectuer des décisions d'opération rationnelles. Deux grandes familles de modèles informatiques existent pour assister les gestionnaires et les opérateurs, soit les modèles de simulation et les modèles d'optimisation.

Les modèles de simulation sont appliqués depuis longtemps à la gestion et à l'opération de systèmes de réservoirs. Ces modèles sont de type descriptif. Ils utilisent des séries de données, tels que le débit des cours d'eau ou l'évaporation, pour la simulation et la prévision des

niveaux dans le réservoir, et des soutirages au barrage, etc. La modélisation peut être déterministe ou stochastique ou un mélange des deux (Loucks et van Beek, 2005). Ils sont adaptés pour répondre aux questions de type « What if? » et pour tester la performance des alternatives de gestion. Ils représentent adéquatement les opérations d'un barrage et peuvent fournir les résultats à long terme quant à des nouvelles stratégies de gestion.

Plusieurs modèles de simulation sont disponibles sur le marché, dont Hec-ResSim, MODSIM, et AQUATOOL (Labadie, 2004). Les modèles d'optimisation sont de type prescriptif. Ils déterminent la meilleure solution ou le meilleur groupe de solutions à utiliser pour maximiser ou minimiser une fonction objective tout en respectant des contraintes données. Les modèles d'optimisation peuvent être déterministes ou probabilistes ou un mélange des deux. Ils peuvent être linéaires ou non-linéaires, statiques ou dynamiques, etc. Le mode de résolution numérique à utiliser pour résoudre le problème dépend fortement de la formulation mathématique de ce dernier (Loucks et van Beek, 2005). Lorsqu'ils sont appliqués à la gestion de barrage et selon le modèle d'optimisation utilisé, des règles d'opérations optimales et/ou des courbes de niveau à atteindre peuvent être obtenues directement ou elles peuvent être dérivées avec différentes techniques mathématiques.

4.5.1 HEC-ResSim

Le HEC *Reservoir System Simulation* (HEC-ResSim) a été développé par l'*Hydrologic Engineering Center* du « US Army Corps of Engineers » (USACE). Ce modèle remplace HEC-5 qui a été utilisé pendant plus de 20 ans. Son interface graphique fait de lui un modèle très convivial et facile à utiliser. Le modèle peut simuler l'opération des systèmes de réservoirs interconnectés. Le HEC-ResSim a trois ensembles de fonctions appelées « Modules ». Ces modules sont: Configuration de bassin, Réseau de réservoirs et Simulation. Le module Configuration de bassin fournit un cadre commun pour la création des bassins et la définition parmi les applications de modélisation différentes. Le but du module de Réseau de réservoirs est de construire un schéma du cours d'eau, de décrire les éléments physiques et opérationnels du système de réservoirs et de développer les solutions alternatives à analyser. Le module de Simulation sert à configurer et réaliser les simulations du système hydrique..

4.5.2 MODSIM

MODSIM est un Système d'aide à la décision (SAD) développé par l'Université du Colorado (Labadie, 2006). Il a été conçu pour réaliser l'analyse de la planification à long terme, de la gestion à moyen terme et de l'opération à court terme des systèmes de gestion hydriques. Il

inclut une interface graphique interactive très puissante, pour créer, mettre en place et connecter les parties du système hydrique. Des outils d'exportation et d'importation des données sont inclus pour une interaction avec des systèmes de gestion des bases des données externes. En particulier, les versions les plus récentes de MODSIM sont développées dans le système du MS.NET. Un des plus grands avantages de MS.NET est la possibilité de personnaliser MODSIM pour toutes les règles d'opération, les données d'entrée, les rapports de sortie, et l'accès à des modules externes tels que des modèles de qualité de l'eau, le tout sans avoir à modifier le code source original.

4.5.3 AQUATOOL

AQUATOOL est un SAD développé pour la planification et la gestion des bassins versants. Il a été conçu par l'Université polytechnique de Valence. Les schémas développés peuvent être appelés '*Decision Support Systems*', car ils facilitent l'analyse de nombreux problèmes liés à la planification hydrologique. AQUATOOL a été initialement conçu pour l'étape de la planification du processus décisionnel associé à des bassins hydrographiques complexes. Par la suite, il a été élargi pour intégrer les modules relatifs à la phase opérationnelle du processus décisionnel. Les modules de conception assistée par ordinateur permettent à tout système hydrique complexe d'être représenté sous forme graphique, donnant accès aux bases de données géographiquement référencées. La capacité de modélisation inclut le module de simulation du bassin, le module d'optimisation, le module de simulation de l'écoulement de l'aquifère et deux modules d'évaluation des risques (Andreu *et al.* 1996).

Chapitre 5 : les modèles stochastiques de génération

5.1 Généralités sur les séries temporelles d'apport

Pour le fonctionnement d'un barrage la prise en considération des propriétés stochastiques de l'apport est d'une grande importance. Plusieurs paramètres, souvent méconnus exercent une grande influence sur le processus d'apport. D'où la conclusion que ce dernier n'est en aucun cas un processus purement déterministe, mais plutôt un processus stochastique avec une partie déterministe et une partie aléatoire.

Une série temporelle est une suite d'observations chiffrées ordonnées dans le temps. On utilise aussi les appellations suivantes : chronique et série chronologique.

Les séries temporelles peuvent être de divers types.

- Si la caractéristique dont on suit l'évolution au cours du temps est observée continuellement, on dit que la série temporelle est *continue*.
- Si la caractéristique est observée uniquement à certain moments, la série temporelle est dite *discrète*, même si le phénomène sous-jacent est continu.

Quant à la caractéristique dont on suit l'évolution, elle peut correspondre à un *niveau* ou à un *flux*. Dans le cas d'un niveau, l'observation correspond à la valeur de la caractéristique à l'instant même de l'observation, alors que dans le cas d'un flux, l'observation se rapporte à une période.

Toute étude d'une série temporelle commence par l'examen du graphique de la série. Ce graphique s'obtient en portant, dans un système d'axes perpendiculaires, les valeurs des observations en fonction de leur date d'observation. L'examen du graphique d'une série fait souvent apparaître les caractéristiques les plus importantes de la série. Le but de la décomposition d'une série chronologique est de distinguer dans l'évolution de la série, une tendance « générale », des variations saisonnières qui se répètent chaque année, et des variations accidentelles imprévisibles. Les variations aléatoires (résiduelles ; $\epsilon(t)$) sont des fluctuations irrégulières et imprévisibles. Elles sont supposées en général de faible amplitude.

L'analyse graphique d'une série temporelle permet dans certains cas de déceler une composante déterministe qui peut se présenter sous forme de tendance ou de cycle saisonnier. La série chronologique peut également présenter ces deux comportements en même temps. Il n'est toujours pas facile de déceler cette tendance et cette saisonnalité qui peuvent parfois n'apparaître qu'après transformation des données brutes par une fonction, par exemple logarithmique. Il peut également arriver que la série ne contienne aucune des ces composantes déterministes.

La partie déterministe peut être composée d'un trend « T » (figure 5.1), d'une composante d'une oscillation périodique « S » et des sauts. Le trend ou la tendance dans une série d'apport pourrait être la cause d'une urbanisation croissante dans le bassin. La tendance représente l'évolution moyenne à long terme de la variable étudiée. Les oscillations peuvent avoir lieu avec des différentes longueurs de périodes. Une oscillation annuelle résulte de l'influence saisonnière sur le cycle de l'eau. Cette composante saisonnière est une composante périodique, dont la période est généralement dépendante de notre environnement naturel (les saisons, alternance jour/nuit,...) ou du mode d'organisation de notre société (impact des vacances, des jours fériés, des week-ends,...).

L'origine des sauts pourrait être des prélèvements ou des déversements (parfois illicites) (Dyck, Peschke, 1995). La partie de l'apport est composé d'une composante auto-corrélée et une composante non-corrélé. La composante corrélée résulte des phénomènes de stockage dans le bassin (Persistance).

En se basant sur les caractéristiques précitées on peut conclure que le débit pourrait être décrit par une fonction stochastique ayant

- une partie déterministe $D(t) = T(t)+S(t)$, et
- une partie aléatoire $\varepsilon(t)$

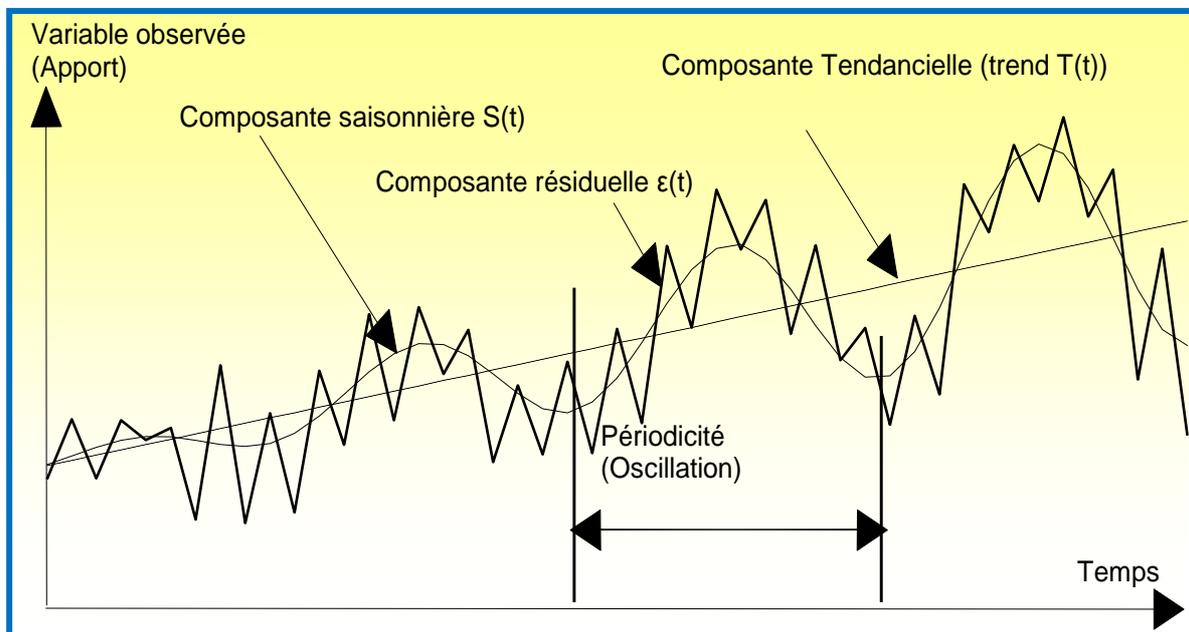


Figure 5.1 : Les composantes d'une série temporelle

En général, la plupart des séries temporelles hydrologiques contiennent des variations périodiques de la moyenne, de la variance, de la covariance et de l'asymétrie. La périodicité de la moyenne peut être aisément observée en représentant la série hydrologique

correspondante. Par ailleurs, la périodicité des moments d'ordre supérieur n'est pas détectable et nécessite des analyses mathématiques plus poussées. L'analyse de l'auto-corrélation peut être utilisée aussi pour identifier la composante cyclique ou périodique de la série temporelle hydrologique.

La série chronologique est dite stationnaire si il n'y a pas de changements systématiques dans moyen (pas de tendance), s'il n'y a pas un changement systématique de la variance, et si les variations périodiques ont été strictement éliminées. Par exemple, pour éliminer partiellement l'effet non-stationnaire de la saisonnalité, les données mensuelles peuvent être normalisées par l'équation suivante:

$$q_{i,j} = \frac{Q_{i,j} - \bar{Q}_{i,j}}{S_j} \quad (5.1)$$

Ou :

$Q_{i,j}$: Apport mensuel,

$q_{i,j}$: Apport mensuel standardisé,

\bar{Q}_j : Moyenne mensuelle de l'apport du mois j

S_j : L'écart-type mensuelle de l'apport du mois j

Cette méthode est appelée méthode non-paramétrique de standardisation cyclique (Srikanthan and McMahon, 1982) et les séries $q_{i,j}$ sont appelées les séries standardisées .

5.1.1 Nombres Aléatoires

La génération de série temporelle hydrologique requiert la génération des séquences de nombres aléatoires distribués normalement, t_i ; la variable aléatoire peut être générée par un sous-programme approprié sur un ordinateur. Kottegoda (1980) a généré des variables aléatoires normales en transformant les nombres aléatoires uniformes Z_1 et Z_2 à des variables standard aléatoire t_1 , t_2 , et ce en utilisant les équations suivantes:

$$t_1 = \cos(2\pi Z_2) \sqrt{-2 \log Z_1} \quad (5.2)$$

$$t_2 = \sin(2\pi Z_2) \sqrt{-2 \log Z_1} \quad (5.3)$$

Les valeurs de t_1 et t_2 sont normalement distribuées avec une moyenne zéro et une variance égale a l'unité, a savoir $N(0,1)$. Les variables aléatoires, t_1 et t_2 , sont transformées en nombres aléatoires normales avec une moyenne \bar{X} et un écart-type (S) en utilisant les équations

suivantes:

$$V_1 = \bar{X} + S * t_1 \quad (5.4)$$

$$V_2 = \bar{X} + S * t_2 \quad (5.5)$$

V_1 et V_2 représentent des nombres aléatoires suivant une loi normale.

5.1.2 Objectifs de l'étude d'une série :

Différents objectifs peuvent être poursuivis lorsqu'on étudie une série temporelle :

- On peut, par exemple, se limiter à une simple description de la série : on s'efforce alors de mettre en évidence les différentes composantes de la série (tendance, composante saisonnière, etc.).
- Il peut arriver qu'on souhaite éliminer d'une série donnée, une ou plusieurs composantes (pour analyser certains phénomènes).
- Un troisième objectif de l'étude des séries temporelles est la réalisation de prévisions : compte tenu de l'évolution de la série dans le passé, on s'efforcera de prévoir les valeurs futures de la série. Le nombre d'intervalles de temps qui séparent le moment où on effectue la prévision du moment pour lequel on fait la prévision, s'appelle l'horizon de prévision.

5. 2 Modélisation d'une série temporelle

Lorsqu'un stockage donné est nécessaire pour satisfaire une valeur spécifique de la demande, une question se pose: *"Quelle est la capacité nécessaire du réservoir qui peut satisfaire une demande donnée avec un niveau de fiabilité acceptable" ?*

Sachant que les apports sont représentés par la séquence des débits observés et sachant que le processus de l'écoulement est un processus stochastique, ce qui signifie qu'il est imprévisible, il est facile de comprendre que la satisfaction d'une demande donnée en se basant sur les séquences historiques est manifestement insuffisante. Pour cette raison, l'utilisation des données synthétiques de l'apport est une pratique courante et adéquate pour évaluer la probabilité de défaillance (ou fiabilité) du réservoir.

Les modèles stochastiques de production peuvent être classés en deux catégories, à savoir, les modèles d'apport mensuels et les processus de désagrégation. Un modèle d'apport mensuel, comme son nom l'indique, génère des apports mensuels en général à l'aide d'un modèle autorégressif. Les modèles de désagrégation transforment les apports annuels générés par un modèle annuel en apports mensuels.

5.2.1 Simulation d'une série du débit annuel

Le caractère stochastique du débit empêche de prévoir la configuration temporelle exacte des futures variations de la moyenne du débit annuel. En précisant la distribution du débit annuel et le genre de processus stochastique qui représente son comportement dans le temps, on tient compte de toutes les variantes possibles dans la séquence des débits futurs. Toutefois, dans maints cas pratiques, les décisions, principes et règles en matière de gestion des eaux sont assez complexes pour interdire les solutions analytiques directes. Il convient de synthétiser un grand nombre de variantes possibles de séries futures de débit et, sur chacune, d'essayer le mode d'action envisagé: on obtient ainsi de nombreux résultats possibles desquels on peut tirer l'information nécessaire.

Il importe toutefois de bien comprendre que simuler des séries synthétiques à partir de paramètres et caractéristiques tirés de séries historiques d'écoulement on ne crée aucune information hydrologique supplémentaire mais qu'on se borne à mieux utiliser celle contenue dans les données disponibles. Par suite, aucune simulation ne peut donner aux résultats plus de précision et de fiabilité que n'en contiennent les données elles-mêmes. On ne l'a pas assez souligné et souvent on a donné l'impression que la simulation informatique peut résoudre le problème de l'insuffisance des données hydrologiques. En réalité, cette simulation se propose un but en grande partie opposé, qui est de faire apparaître plus clairement les incertitudes inhérentes aux relevés et d'aider à en tirer les justes conclusions qui en découlent.

5.2.2 Simulation de séries mensuelles de débits

La série mensuelle représente un processus stochastique bien plus complexe que l'annuelle. En effet, le cycle climatique annuel introduit une composante de périodicité qui influe non seulement sur le débit moyen de chaque mois, mais sur tous les paramètres de leurs distributions respectives, le type de ces distributions et aussi les corrélations entre les débits des mois successifs. Si l'on doit recourir à la simulation, on peut obtenir un résultat suffisamment représentatif en utilisant un modèle de régression linéaire à douze variables. Il oblige à indiquer les 12 distributions des débits mensuels et les 12 coefficients de corrélation entre les débits de deux mois successifs. Il suppose aussi qu'on peut déterminer les distributions conditionnelles pour chaque mois. La méthode est la suivante : le débit du premier mois est choisi au hasard sur la distribution correspondante. Pour cette valeur, on trouve la fonction de distribution conditionnelle du débit du mois suivant; à partir de là, on détermine de nouveau la valeur du débit par un choix aléatoire. Au moyen de cette valeur, on trouve la distribution conditionnelle du débit du mois suivant et on continue ainsi.

5.3 Étapes de la modélisation stochastique

5.3.1 Choix de variables

La première étape d'une modélisation stochastique consiste à identifier les variables à représenter. Essentiellement, il s'agit ici de déterminer le type d'agrégation des apports (temporel et/ou spatial). Le choix d'agréger les apports dans le temps et/ou dans l'espace doit être fait en fonction du problème étudié et selon l'utilisation éventuelle des séries générées. Souvent, les séries générées sont utilisées dans d'autres logiciels et doivent alors respecter certaines contraintes. Dans ce travail on considère des apports mensuels. Aussi, la modélisation stochastique doit être basée sur l'étude des apports mensuels observés. On doit noter, qu'assez fréquemment, le nombre de données à certains sites d'un système hydrique est très restreint. Ceci est particulièrement vrai pour les bassins de notre région. Pour l'étude de comportement d'un barrage, on doit disposer d'un certain nombre d'années d'observations concomitantes. Il est donc souvent nécessaire de reconstituer les données aux sites cibles où les données sont insuffisantes ou inexistantes.

5.3.2 Transformation des données mensuelles

La majorité des modèles stochastiques de simulation repose sur l'hypothèse que les données saisonnières (mensuelles) sont distribuées selon une loi normale, alors qu'en réalité ce n'est pas toujours le cas. Bien qu'il existe certains modèles permettant de modéliser des données non normales (Fernandez et Salas, 1990), l'approche habituelle consiste à effectuer une transformation des données saisonnières. En général, cette procédure facilite la modélisation et permet de considérer une gamme plus large de modèles. Une grande partie des procédures statistiques reposent sur la normalité des distributions. Et quand bien même certains d'entre eux seraient assez robustes, on sait généralement que des distributions très dissymétriques faussent les calculs. Transformer les variables de manière à se rapprocher de la distribution normale, ou tout du moins pour les symétriser, est parfois un préalable nécessaire avant toute analyse statistique. Il est possible de rendre gaussienne toute variable aléatoire continue par une transformation monotone continue. Les fonctions les plus répandues sont certainement $y = \sqrt{x}$ et $y = \ln(x)$. Dans ce qui suit, nous présentons les types de transformations les plus classiques.

✓ Transformation LN2

La transformation log-normale à deux paramètres (LN2) est très souvent utilisée. Cette transformation est appropriée si les données saisonnières (Q) suivent une loi LN2 dont la fonction de densité de probabilité est donnée par:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (5.6)$$

En effet, si Q suit une loi LN2 alors la nouvelle variable $X = \log(Q)$ est distribuée selon une loi normale de moyenne μ et de variance σ^2 . L'estimation des paramètres μ et σ peut être effectuée par la méthode des moments ou la méthode du maximum de vraisemblance.

✓ *Transformation LN3*

La transformation log-normale à trois paramètres est particulièrement utile lorsqu'il y a des valeurs négatives ou nulles dans l'échantillon. La fonction de densité de probabilité de la loi LN3 est donnée par l'équation suivante:

$$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(\ln(x-m) - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (5.7)$$

La transformation $X = \log(x - m)$ permet d'obtenir des données x distribuées selon une loi normale de moyenne μ et de variance σ^2 , si la variable originale Q suit une loi LN3. Les méthodes des moments et du maximum de vraisemblance sont les plus employées pour estimer les paramètres μ et σ et m . Dans le cas de la méthode du maximum de vraisemblance, une méthode numérique, Newton Raphson, par exemple, est recommandée pour déterminer les estimateurs.

✓ *Transformation gamma*

Il n'existe pas de méthode exacte permettant de transformer une variable suivant une loi gamma en une variable distribuée selon une loi normale. Toutefois, une transformation approximative a été proposée par Wilson et Hilferty (1931). Elle s'exprime de la façon suivante:

$$t_i = \frac{2}{c_{t,j}} \left[1 + \frac{c_{t,j} * t_{i,j}}{6} - \frac{c_{t,j}^2}{36} \right] - \frac{2}{c_{t,j}} \quad (5.9)$$

$$c_{t,j} = \frac{c_{S,j} - r_j^3 * c_{S,j-1}}{(1-r_j^2)^{3/2}} \quad (5.10)$$

Cette transformation est valide pour $|C_S| \leq 3$

✓ *Transformation de Box-Cox*

Une méthode plus générale permettant de normaliser les données a été proposée par Box et Cox (1964). Ces auteurs ont étudié une généralisation de la famille des transformations

monotones des fonctions puissances. Box et Cox proposent des fonctions de transformations plus génériques, car paramétrables. En les modulant au mieux, nous pouvons nous rapprocher de la distribution normale. Deux types de fonctions sont généralement décrits dans la littérature.

La première propose un seul paramètre λ :

$$y = \begin{cases} \frac{x^\lambda - 1}{\lambda} & (\lambda \neq 0) \\ \ln(x) & (\lambda = 0) \end{cases} \quad (5.11)$$

La seconde, plus générale, mais plus difficile à appréhender, propose 2 paramètres λ_1 et λ_2

$$y = \begin{cases} \frac{(x + \lambda_2)^{\lambda_1} - 1}{\lambda_1} & (\lambda_1 \neq 0) \\ \ln(x + \lambda_2) & (\lambda_1 = 0) \end{cases} \quad (5.12)$$

La principale difficulté est de préciser la bonne valeur des paramètres sur un échantillon de données. C'est en cela que la première formulation est plus accessible, nous ne manipulons qu'un seul paramètre. Cette transformation est incorporée dans le logiciel SAMS ce qui permet de fixer de manière pratique et efficace la valeur adéquate du paramètre λ .

$$y = \begin{cases} \frac{x^\lambda - 1}{\lambda} & (\lambda \neq 0) \\ \ln(x) & (\lambda = 0) \end{cases} \quad (5.13)$$

Le paramètre λ . peut être estimé par la méthode du maximum de vraisemblance (Chander et al., 1978). Une méthode numérique doit être utilisée pour déterminer la valeur de λ

5.3.3 Le nombre de série a généré

Dans l'analyse impliquant la génération de données à deux questions principales se posent:

- (i) Que devrait être le nombre de séries à générer?
- (ii) Quel devrait être la longueur de la série générée?

Dans une tentative d'identifier les composants qui contribuent à l'incertitude dans l'estimation de la distribution requise du stockage Burges (1970) recommande que le nombre de séries de générer doit être égale à 1,000 et la longueur de la série générée doit être égale à 40 ans. Salas (1993) indique que les réponses aux questions (i) et (ii) dépendent du problème soumis à l'étude, et recommande que lorsque la génération de données est nécessaire pour la conception d'un réservoir, si les données annuelles sont utilisées, autant que 1000 échantillons peuvent être nécessaires pour définir avec précision la distribution de probabilité de la capacité maximale requise. D'autre part, si les débits mensuels sont utilisés, moins d'échantillons

peuvent être générés. Salas (1993) affirme que la longueur "doit être égale à l'horizon de planification ou de la vie économique du réservoir à concevoir ". McMahon et Adeloze (2005) notent que «le nombre de séries générées dépend du cas étudié et de la variabilité de l'écoulement, il recommande que la longueur de la série générée doit être égale à la longueur de données historiques.

5.3.4 Application d'un modèle stochastique

Il existe plusieurs modèles stochastiques que l'on peut utiliser pour générer des séries synthétiques. Chacun possède ses propres avantages et lacunes. Bien que certaines comparaisons aient été faites (par exemple Acres International Limited, 1990), aucun modèle n'apparaît systématiquement supérieur aux autres. Il n'est donc pas possible de recommander l'utilisation générale d'un modèle particulier. Aussi, est-il souhaitable de considérer plusieurs modèles et de comparer leur performance selon des critères préalablement établis.

Le choix du modèle stochastique à utiliser doit, bien entendu, être fait en fonction du problème étudié. Par exemple, dans le cas d'une génération d'apports saisonniers, il faut éliminer les modèles stationnaires puisque les processus mensuels ne sont généralement pas stationnaires. De plus, si on s'intéresse à des réservoirs interannuels, on doit considérer uniquement des modèles qui permettent de modéliser adéquatement la persistance interannuelle.

Ce travail n'envisage pas une revue exhaustive de tous les modèles stochastiques utilisés en hydrologie. Dans le chapitre (5.5) nous décrivons deux classes de modèles que nous considérons particulièrement adéquates pour la génération de séries saisonnières et qui répondent bien aux objectifs de la présente étude.

5.3.5 Validation d'un modèle stochastique

La validation est une étape très importante de la modélisation stochastique. Dans un premier temps, la validation sert à détecter de véritables erreurs dans l'estimation des paramètres du modèle ou dans la représentation du système hydrique. Ensuite, elle permet de vérifier que le modèle génère des séries synthétiques ayant des caractéristiques hydrologiques réalistes vis-à-vis des données utilisées pour l'estimation du modèle (séries historiques). Pour ce faire, on s'appuie sur le principe de "la loi de la moyenne", c'est-à-dire que l'on exige qu'en moyenne les différentes caractéristiques statistiques des séries générées soient proches de celles des séries observées. En pratique, on se limite souvent à quelques caractéristiques statistiques de base.

De façon générale, on doit appliquer plusieurs modèles et choisir le plus adéquat. L'étape de validation a pour objectif non seulement l'évaluation de chaque modèle, mais également leur comparaison. Le modèle qui satisfait le mieux aux différents critères jugés importants doit être privilégié.

5.4 Modèles stochastiques de simulation

Depuis les travaux de Thomas et Fiering (1962), de nombreux modèles de génération d'apport synthétiques ont été développés et utilisés dans études de planification des ressources en eau (Stedinger et Taylor, 1982b). Ces modèles sont utilisés dans la détermination d'une capacité d'un réservoir et pour l'évaluation de l'adéquation et la fiabilité d'un réservoir pour une capacité donnée. Dans cette section, nous donnerons une brève description de quelques modèles stochastiques fréquemment utilisés. Notre objectif n'est pas de fournir tous les détails techniques de chacun des modèles, mais plutôt de donner une vue globale sur les techniques de simulation les plus utilisées en indiquant les principales références qui y sont associées.

On distingue souvent deux types de modèles:

- ◆ les modèles directs et
- ◆ les modèles indirects.

Le premier type des modèles consiste à simuler directement les données saisonnières. Dans le second type on simule d'abord les données annuelles que l'on désagrège ensuite entre les différentes saisons (mois). Valencia et Schaake (1973) ont présenté une approche de simulation appelée "désagrégation". Les modèles de désagrégation sont de type indirect. En effet, le principe de base de ces modèles est de simuler les apports agrégés temporellement et éventuellement spatialement. Plus particulièrement, les apports annuels sont simulés à l'aide d'un modèle stationnaire classique et désagrégés ensuite en des apports saisonniers (mensuels) tout en préservant les apports annuels (somme) et certaines caractéristiques liées à la structure de corrélation des données. Cette approche permet de modéliser explicitement la persistance interannuelle ce qui est généralement important dans le cas de la gestion des grands réservoirs. En raison de leur simplicité, les modèles de désagrégation ont été largement utilisés en pratique.

Lors de l'identification d'un modèle statistique/stochastique on doit chercher à respecter le principe de parcimonie, c'est-à-dire l'utilisation du modèle le plus simple représentant de façon adéquate le phénomène étudié.

La procédure commune dans la modélisation des séries annuelles, telles que la séries d'apport périodique, consiste premièrement en la standardisation ou filtrage de la série pour ensuite

l'ajuster a un modèle stochastique stationnaire approprié (Salas, *et al.*, 1980). Cependant la standardisation ou le filtrage de la plupart des séries d'apport ne produit pas nécessairement des résiduels stationnaires, à cause de l'autocorrélation périodique. La transformation et la standardisation des données mensuelles permettent d'éliminer une grande partie de la variation saisonnière, en particulier celle reliée à l'échelle des apports.

Un processus (X_t) est dit autorégressif d'ordre p , AR(p), si l'observation présente X_t est générée par une moyenne pondérée des observations passées jusqu'à la p -ième période sous la forme suivante :

$$X_t = \alpha_0 + \alpha_1 X_{t-1} + \alpha_2 X_{t-2} \dots \dots + \alpha_p X_{t-p} + \varepsilon_t \quad (5.14)$$

α_t : sont des paramètres positifs ou négatifs à estimer

ε_t : est un bruit blanc i.e les ε_t suivent une loi normale $N(0, \sigma)$

Les processus autorégressifs supposent donc que chaque point peut être prédit par la somme pondérée d'un ensemble de points précédents, plus un terme aléatoire d'erreur. Dans un processus (X_t) de moyenne mobile d'ordre q , chaque observation X_t est générée par une moyenne pondérée d'aléas jusqu'à la q -ième période dans le passé.

$$X_t = \theta_0 + \varepsilon_t - \theta_1 \varepsilon_{t-1} - \theta_2 \varepsilon_{t-2} \dots \dots - \theta_p \varepsilon_{t-p} \quad (5.15)$$

Les moyennes mobiles suggèrent que la série présente des fluctuations autour d'une valeur moyenne. On considère que la meilleure estimation est représentée par la moyenne pondérée d'un certain nombre de valeurs antérieures (ce qui est le principe des procédures de moyennes mobiles utilisées pour le lissage de données). Ceci revient en fait à considérer que l'estimation est égale à la moyenne vraie, auquel on ajoute une somme pondérée des erreurs ayant entachées les valeurs précédentes. Elle apparaît dans la corrélation entre les apports de deux mois consécutifs. Ainsi, les modèles classiques de type ARMA, qui reposent sur l'hypothèse de stationnarité, ne sont pas appropriés. Pour cette raison, il convient d'utiliser les modèles périodiques pour éliminer la structure de corrélation périodique. Le modèle PARMA (*periodic autoregressive moving average*), qui est une généralisation du modèle ARMA classique, et le modèle Thomas et Fiering permettent de modéliser explicitement la non-stationnarité due à la variation saisonnière des apports mensuels.

5.5 Génération stochastique des Séries

5.5.1 Génération de la série de l'apport mensuel par le modèle Thomas-Fiering

A la base, le modèle Thomas & Fiering modèle est de nature markovienne avec des paramètres périodiques. C'est-à-dire l'écoulement pour tout intervalle de temps est déterminé par celui de l'intervalle précédent et par une impulsion aléatoire. Une chaîne de Markov est un processus temporel discret (c'est-à-dire discontinu) Y_t , dont la distribution au temps t , ne dépend que de Y_{t-1} . Dit autrement, le processus de Markov a une mémoire mais une mémoire du temps $t-1$ uniquement. Dans sa forme la plus simple le modèle est composé de douze équations de régression, à savoir une équation pour chaque mois. La série temporelle mensuelle générée par ce modèle s'obtient par la relation récursive suivante:

$$q_{i,j} = \bar{q}_j + b_j(q_{i,j} - \bar{q}_{j-1}) + t_g \sigma_j \cdot \sqrt{1-r_j^2} \quad (5.16)$$

Où

\bar{q}_j , et \bar{q}_{j-1} sont respectivement les moyennes des apports dans les saisons j et $j-1$,

σ_i : L'écart type de l'apport dans la saison j .

r_i : La corrélation entre les apports dans le $j^{\text{ième}}$ et $(j-1)^{\text{ième}}$ saison.

b_j : le coefficient de régression de l'apport dans la saison $j^{\text{ième}}$ avec la saison $(j-1)^{\text{ième}}$.

t_g : La variable aléatoire normale.

$q_{i,j}$: l'apport généré dans la saison $j^{\text{ième}}$ de la $i^{\text{ième}}$ année.

Il est important de noter que dans le modèle de Thomas–Fiering l'apport pour chaque saison est la somme de trois termes.

1. Le premier terme est le débit moyen en cette saison.
2. Le second terme est la composante régression par rapport à la saison précédente.
3. Le troisième terme est une composante aléatoire.

L'équation (5.16) est un modèle de régression linéaire où l'apport en un mois est une fonction linéaire de l'apport du mois précédent. Ce modèle se limite à des apports qui suivent une distribution normale, que la variable ε_i dans l'équation (5.16) est considéré comme un nombre aléatoire normal. Cependant, la plupart des apports mensuels ne sont pas normalement distribués. Pour tenir compte des débits mensuels qui ne suivent pas cette loi, deux procédures alternatives sont disponibles (McMahon et Mein, 1986):

- ◆ Modifier t_i par transformation comme Gamma, qui se fait à l'aide de la transformation Wilson-Hilferty.
- ◆ Générer des apports normalement distribués en utilisant la transformation de Box-Cox ou de prendre les logarithmes des données et d'appliquer les équations de normalisation inverse.

Dans ce travail, 100 ans d'apports synthétiques ont été générées en utilisant le modèle mentionné ci-dessus. Il n'est pas correct de conclure que si l'apport généré est négatif, alors il doit être remplacé par l'apport minimum observé du mois. Une autre façon d'éviter les valeurs négatives est d'introduire une transformation. Dans le cadre de ce travail la loi Gamma est utilisée. Une fois la distribution Gamma est ajustée à la série en question, et les paramètres de la distribution sélectionnée ont été estimés, une nouvelle série de données pourrait être générée. En utilisant l'équation de simulation (5.16), il suffit de choisir une valeur initiale de l'écoulement pour simuler une chronique de longueur voulue.

L'approche de base pour la génération des apports à l'aide du modèle Thomas-Fiering est résumée ci-dessous:

* Dans la première étape, les moments statistiques, le coefficient de régression et du coefficient de corrélation sont évalués:

$$\bar{q}_j = \frac{\sum q_j}{N}, \sigma_j = \left[\frac{\sum (q_j - \bar{q}_j)^2}{N-1} \right]^{1/2}, b_j = r_j \left(\frac{\sigma_j}{\sigma_{j-1}} \right), r_j = \frac{\sum q_j q_{j-1} - (\sum q_j \cdot \sum q_{j-1}) / N}{\sqrt{\sum q_j^2 - (\sum q_j)^2 / N} \sqrt{\sum q_{j-1}^2 - (\sum q_{j-1})^2 / N}} \quad (5.17)$$

Où N est le nombre d'années d'observation

* Dans la seconde étape l'asymétrie $C_{t,j}$ pour chaque mois est déterminée.

$$C_{t,j} = \frac{C_{s,j} - r_j^3 * C_{s,j-1}}{(1 - r_j^2)^{3/2}} \quad (5.18)$$

* Dans la troisième étape, les valeurs aléatoires doivent être transformées selon la loi gamma ($\mu=0; \sigma=1$):

$$t_i = \frac{2}{C_{t,j}} \left[1 + \frac{C_{t,j} * t_{i,j}}{6} - \frac{C_{t,j}^2}{36} \right]^3 - \frac{2}{C_{t,j}} \quad (5.19)$$

* Enfin la série temporelle générée pour chaque mois est calculée

$$q_i^j = q_{i,det}^j + q_{i,rand}^j = \bar{q}_j + b_j (q_{i-1}^{j-1} - \bar{q}_{j-1}) + t_i * \sigma_j * \sqrt{1 - r_j^2} \quad (5.20)$$

$$\begin{aligned} Q_{i,det}^j &= \bar{Q}_j + b_j (Q_{i-1}^{j-1} - \bar{Q}_{j-1}) \\ Q_{i,stoch}^j &= t_i * \sigma_j * \sqrt{1 - r_j^2} \\ Q_i^j &= Q_{i,det}^j + Q_{i,rand}^j \end{aligned} \quad (5.21)$$

Où,

q_i^j = apport;

$q_{i,det}^j$ = composante déterministe;

$q_{i,rand}^j$ = composante aléatoire

Dans sa forme la plus simple, l'approche consiste en l'utilisation de douze équations de régression linéaire. Si, par exemple, douze années d'observation sont disponibles, les douze apports de janvier par régression des douze apports de décembre sont obtenus; De même, l'apport de Février est obtenu en fonction de l'apport de Janvier, et ainsi de suite pour chaque mois de l'année.

$$\begin{aligned} q_2 &= \bar{q}_{D\acute{e}c} + r_{D\acute{e}c/Nov} + (s_{D\acute{e}c}/s_{Nov})(q_1 - \bar{q}_{Nov}) + t_1 s_{D\acute{e}c}(1 - r_{D\acute{e}c/Nov}^2)^{1/2} \\ q_3 &= \bar{q}_{Jan} + r_{Jan/D\acute{e}c} + (s_{Jan}/s_{D\acute{e}c})(q_1 - \bar{q}_{D\acute{e}c}) + t_2 s_{Jan}(1 - r_{Jan/D\acute{e}c}^2)^{1/2} \end{aligned} \quad (5.22)$$

D'ou la formule réursive générale suivante :

$$q_{i,j} = \bar{q}_j + r_j (s_j/s_{j-1})(q_{i,j-1} - \bar{q}_{j-1}) + t_{i,j} s_j(1 - r_j^2)^{1/2} \quad (5.23)$$

t_j : nombre aléatoire distribué selon une loi normale avec la moyenne 0 et la variance 1.

les nombre aléatoires (t_1, t_2, \dots) seront obtenus a partir des nombre (u_1, u_2, \dots) et ce par exemple en utilisant les équation suivantes :

$$\begin{aligned} t_1 &= [\ln(1/u_1)]^{0,5} * \cos(2\pi u_2) , \\ t_2 &= [\ln(1/u_1)]^{0,5} * \sin(2\pi u_2) \end{aligned} \quad (5.24)$$

Pour pouvoir utiliser le modèle pour la génération des apports, il est supposé que les apports sont normalement distribués. Les paramètres générés, moyenne, écart-type et d'auto-corrélation, sont calculées à partir des apports mensuels historiques. Ces modèles peuvent générer des flux négatifs. Lorsque ceci se produit la valeur négative sera utiliser dans le calcul de l'apport suivant, ensuite il sera mise égale à zéro. Une telle procédure est acceptable pour autant que la proportion des valeurs négatives n'est pas trop élevée (par exemple pas plus de 5%).

Les fonctions de distribution des apports et les coefficients d'autocorrélation r_1 seront obtenus à partir des séries historiques. Pour la simulation des apports mensuels distribués

normalement l'algorithme pour une année hydrologique qui débute en mois de novembre est le suivant :

$$\begin{aligned} q_2 &= \bar{q}_{D\acute{e}c} + r_{D\acute{e}c/Nov} + (s_{D\acute{e}c}/s_{Nov})(q_1 - \bar{q}_{Nov}) + t_1 s_{D\acute{e}c}(1 - r_{D\acute{e}c/Nov}^2)^{1/2} \\ q_3 &= \bar{q}_{Jan} + r_{Jan/D\acute{e}c} + (s_{Jan}/s_{D\acute{e}c})(q_1 - \bar{q}_{D\acute{e}c}) + t_2 s_{Jan}(1 - r_{Jan/D\acute{e}c}^2)^{1/2} \end{aligned} \quad (5.25)$$

Lorsque les apports ne suivent pas une loi normale et ne montrent pas une grande asymétrie ($C_s \leq 2$), alors les t_i doivent subir une transformation. Lorsqu'on admet une distribution log-Normale, alors les apports seront substitués par leurs logarithmes. Par la suite les paramètres statistiques des nouvelles valeurs seront déterminés, et introduits dans la formule récursive, enfin éliminer le logarithme.

Dans le cas où on travaille avec la fonction Gamma, on détermine les paramètres statistiques des valeurs non-transformées x . Pour obtenir l'asymétrie de la série historique, Fiering (1967) recommande l'utilisation de l'expression suivante pour transformer les valeurs t en valeurs t_g , qui suivent une loi Gamma :

$$t_i = \frac{2}{C_{t,j}} \left[1 + \frac{C_{t,j} * t_{i,j}}{6} - \frac{C_{t,j}^2}{36} \right] - \frac{2}{C_{t,j}} \quad (5.26)$$

L'asymétrie sera calculée comme suit :

$$C_{t,j} = \frac{C_{s,j} - r_{j-1}^3 * C_{s,j-1}}{(1 - r_j^2)^{3/2}} \quad (5.27)$$

- t_i : Nombre aléatoire distribué selon la loi normale (0,1),
- t_g : Nombre aléatoire distribué selon une loi Gamma (0, 1, C_g),
- C_{sj} : Asymétrie du mois j ,
- r_j : Coefficient de Corrélation entre les apports des mois j et $j-1$.

Pour la préparation de la simulation on détermine les paramètres statistiques pour chaque 12 mois. Lorsque les apports suivent une loi normale, alors on doit calculer pour chaque mois ($j = 1, \dots, 12$):

- La moyenne: $\bar{q}_j = \frac{\sum q_j}{N}$
- L'écart-type : $\sigma_j = \left[\frac{\sum (q_j - \bar{q}_j)^2}{N - 1} \right]^{1/2}$
- Le coefficient de corrélation avec l'apport du mois précédent

$$r_j = \frac{\sum q_j q_{j-1} - (\sum q_j \cdot \sum q_{j-1}) / N}{\sqrt{\sum q_j^2 - (\sum q_j)^2 / N} \sqrt{\sum q_{j-1}^2 - (\sum q_{j-1})^2 / N}}$$

→ Le coefficient de Régression entre l'apport du mois actuel et le mois précédent (Tableau.5.1)

$$b_j = r_j \left(\frac{\sigma_j}{\sigma_{j-1}} \right)$$

Tableau (5.1): Paramètres de la série historique

Mois	Moyenne	Ecart-type	Asymétrie	Coefficient de corrélation	Coefficient de régression	Coefficient de variation
	\bar{q}_j	s_j	C_s	r_j	b_j	C_v
Janvier	24,29	33,98	1,26	0,39	0,75	1,40
Février	20,42	28,66	1,96	0,35	0,30	1,40
Mars	11,40	12,33	1,16	0,50	0,21	1,08
Avril	12,08	20,91	3,00	0,27	0,47	1,73
Mai	2,83	3,45	2,14	0,18	0,03	1,22
Juin	0,68	1,77	3,93	0,61	0,31	2,61
Juillet	0,12	0,17	1,31	0,03	0,003	1,37
Août	0,10	0,15	1,83	0,56	0,48	1,49
Septembre	0,33	0,39	1,86	-0,15	-0,39	1,17
Octobre	0,76	1,60	3,84	0,18	0,73	2,11
Novembre	8,51	25,97	3,96	-0,13	-2,14	3,05
Décembre	11,25	17,88	2,14	0,35	0,24	1,59

2. Les nouvelles variables $y_i = q_i - q_j$ seront calculées selon l'équation:

$$q_{i,j} = \bar{q}_j + b_j(q_{i,j-1} - \bar{q}_{j-1}) + z_{i,j} \sigma_j(1 - r_j^2)^{1/2} \quad (5.28)$$

Le modèle est composé des douze équations suivantes. Comme apport initial on prend a titre d'exemple la moyenne du mois de Décembre $q_0 = q_{i,0} = 11,25 \text{ hm}^3/\text{mois}$

$$\begin{aligned}
 Q_{1,\text{Jan}} &= 24,26 & + & 0,75(q_{i,\text{Déc}} - 11,25) & + t_i * 33,98 * (1 - 0,39^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Fév}} &= 20,42 & + & 0,30(q_{i,\text{Jan}} - 24,29) & + t_i * 28,66 * (1 - 0,35^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Mar}} &= 11,40 & + & 0,21(q_{i,\text{Féc}} - 20,42) & + t_i * 12,33 * (1 - 0,50^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Avr}} &= 12,08 & + & 0,47(q_{i,\text{Mar}} - 11,40) & + t_i * 20,91 * (1 - 0,27^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Mai}} &= 2,83 & + & 0,03(q_{i,\text{Avri}} - 12,08) & + t_i * 3,45 * (1 - 0,18^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Juin}} &= 0,68 & + & 0,31(q_{i,\text{mai}} - 2,83) & + t_i * 1,77 * (1 - 0,61^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Juillet}} &= 0,12 & + & 0,003(q_{i,\text{Juin}} - 0,68) & + t_i * 0,17 * (1 - 0,03^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Aout}} &= 0,10 & + & 0,48(q_{i,\text{Juillet}} - 0,12) & + t_i * 0,15 * (1 - 0,56^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Sept}} &= 0,33 & - & 0,39(q_{i,\text{Aout}} - 0,10) & + t_i * 0,39 * (1 - 0,15^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Oct}} &= 0,76 & + & 0,76(q_{i,\text{Sep}} - 0,33) & + t_i * 1,60 * (1 - 0,18^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Nov}} &= 8,51 & - & 2,14(q_{i,\text{Oct}} - 0,76) & + t_i * 25,97 * (1 - 0,13^2)^{1,2} \\
 Q_{1,\text{Déc}} &= 11,25 & + & 0,24(q_{i,\text{Nov}} - 8,51) & + t_i * 17,88 * (1 - 0,35^2)^{1,2} \quad (5.29)
 \end{aligned}$$

Pour produire la série synthétique, on calcul une série de nombre aléatoire (z_1, z_2, \dots) distribués normalement. Les nombre aléatoires z_i qu'on peut obtenir à partir du tableau de la loi normale, doivent être transformés en nombre aléatoires qui suivent une loi Gamma, et ce selon l'équation (5.26).

A titre d'exemple pour $z = 0,226$ on obtient:

$$t_{gN} = \frac{2}{1,5200} * \left(1 + \frac{1,5200 * 0,266}{6} - \frac{1,5200^2}{36} \right)^3 - \frac{2}{1,5200} = -0,0271$$

Après cette transformation on obtient les nombres aléatoires suivants, qui sont répartis selon la loi Gamma (Tableau 5.2)

Tableau (5.2) : Les nombres aléatoires obtenus après transformation par la loi Gamma

t_{gN}
-0,6122
0,0045
1,0901
0,3067
-0,4167
1,1949
1,0209
2,7280
0,2939
-0,3343
-0,3162
1,0024
-0,9798

Avec ces nombres aléatoires et les douze équations précédentes on peut simuler les apports mensuels.

1^{ère} année						
$Q_{1,Jan}$	=24,26	+	0,75	*(11,25-11,25)	+	(-0,6122)*33,98*(1-0,39 ²) ^{1,2} = 7,19
$Q_{1,Fév}$	=20,42	+	0,30	*(7,19-24,29)	+	(0,0045) *28,66*(1-0,35 ²) ^{1,2} = 15,40
$Q_{1,Mar}$	=11,40	+	0,21	*(3,35-20,42)	+	(1,0901)*12,33*(1-0,50 ²) ^{1,2} = 19,86
$Q_{1,Avr}$	=12,08	+	0,47	*(19,46-11,40)	+	(0,3067)*20,91*(1-0,27 ²) ^{1,2} = 21,92
$Q_{1,Mai}$	=2,83	+	0,03	*(13,52-12,08)	+	(-0,4167)*3,45(1-0,18 ²) ^{1,2} = 1,74
$Q_{1,Jun}$	=0,68	+	0,31	*(0,73-2,83)	+	(1,1949)*1,77(1-0,61 ²) ^{1,2} = 1,55
$Q_{1,Juillet}$	=0,12	+	0,003	*(0,06-0,68)	+	(1,0209)*0,17(1-0,03 ²) ^{1,2} = 0,30
$Q_{1,Aout}$	=0,10	+	0,48	*(0,00-0,12)	+	(2,7280)*0,15(1-0,56 ²) ^{1,2} = 0,45
$Q_{1,Sept}$	=0,33	-	0,39	*(0,02-0,10)	+	(0,2939)*0,39(1-0,15 ²) ^{1,2} = 0,31
$Q_{1,Oct}$	=0,76	+	0,76	*(1,15-0,33)	+	(-0,3343)*1,60(1-0,18 ²) ^{1,2} = 0,23
$Q_{1,Nov}$	=8,51	-	2,14	*(4,81-0,76)	+	(-0,3162)*25,97(1-0,13 ²) ^{1,2} = 1,60
$Q_{1,Déc}$	=11,25	+	0,24	*(4,67-8,51)	+	(1,0024)*17,88(1-0,35 ²) ^{1,2} = 24,91

Cette démarche doit être réalisée d'une année à l'autre. Pour faciliter les calculs toutes ces étapes sont regroupées dans un logiciel informatique VBA. Les résultats de la simulation pour 100 ans sont regroupés dans le tableau (Annexe 5).

5.5.2 Génération de la série mensuelle d'apport à l'aide du modèle PARMA

Le modèle PARMA (p,q) tel que propose par (Salas, 1993) est donné par l'expression suivantes:

$$Y_{v,\tau} = \sum_{i=1}^p \phi_{i,\tau} Y_{v,\tau-1} + \varepsilon_{v,\tau} - \sum_{j=1}^q \theta_{j,\tau} \varepsilon_{v,\tau-1} \quad (5.30)$$

Où

, $Y_{v,\tau}$ représente l'apport de l'année v et le mois τ . Pour chaque mois, τ , ce processus est distribué selon une loi normale avec un moyenne zéro et la variance $\delta_{\tau}^2(Y)$. Le terme $\varepsilon_{v,\tau}$ est le bruit non-corrélé, lequel est aussi normalement distribué avec une moyenne nulle est une variance $\delta_{\tau}^2(\varepsilon)$. Les termes $\{\phi_{1,\tau}, \dots, \phi_{p,\tau}\}$ représentent le nombre des paramètres autorégressifs périodiques, et les termes $\{\theta_{1,\tau}, \dots, \theta_{q,\tau}\}$ sont les moyennes mobiles périodiques. Dans ce qui suit, on suppose que l'année est constituée de ω périodes (pour des données mensuelles, $\omega = 12$).

Il existe plusieurs outils pour identifier l'ordre du modèle, c'est-à-dire les valeurs de p et de q . La fonction d'autocorrélation et la fonction d'autocorrélation partielle sont souvent utilisées à cette fin. La fonction d'autocorrélation périodique est donc fonction de deux variables, la période τ et le décalage k (*lag*). On peut en principe utiliser cette fonction pour identifier les valeurs appropriées de p et q pour chaque période car théoriquement, il n'est pas nécessaire que p et q soient les mêmes à chaque période (Vecchia, 1985). Cependant, on considère généralement des valeurs constantes de p et q . En effet, l'approche privilégiée en pratique consiste à fixer d'abord p et q *a priori*, à estimer ensuite les paramètres ϕ et θ du modèle PARMA (p, q) et enfin à examiner la performance du modèle en terme de reproduction des caractéristiques de base des données observées.

Pour respecter le principe de parcimonie, on doit utiliser un modèle possédant peu de paramètres et donc se limiter à de faibles valeurs de p et q . Les modèles les plus utilisés en hydrologie sont PARMA(1,0), PARMA(2,0) et PARMA (1, 1). La procédure de modélisation PARMA inclue des étapes itérative non seulement dans l'identification du modèle, et l'estimation des paramètres, mais aussi dans l'ajustement des résidus (bruit) à une fonction de distribution probabiliste. Si le nombre de saisons ou de la période est ω , alors un modèle PARMA (p, q) se compose d'un nombre ω de chaque modèles PARMA (p, q), où la dépendance est fonction des saisons au lieu d'années. Dans le cadre de cette thèse une version du logiciel SAMS de 2007 a été utilisé pour la génération des séries synthétiques, et ce a

l'aide du Modèle PARMA implanté dans le logiciel précité. SAMS 2007 se compose de trois modules d'application principaux:

- Analyse statistique des données.
- Ajustement d'un modèle stochastique (y compris l'estimation et le test des paramètres).
- Génération Série synthétique

5.5.2.1 Ordre du modèle

En vu d'identifier l'ordre, observons l'autocorrélogramme (graphe de l'ACF et de la PACF) de la série. Le corrélogrammes simple met en évidence la dépendance des événements entre eux pour des intervalles de temps de plus en plus grands. Par conséquent, il traduit la mémoire du système étudié. En effet, plus un évènement, pris à un instant donné, aura une influence à long terme plus lente sera la décroissance du corrélogrammes. Dans le cas des séries temporelles, la corrélation partielle de décalage k est la corrélation entre y_t et y_{t-k} , contrôlant l'influence des $k-1$ valeurs interposées. L'autocorrélation de décalage 1 est la corrélation entre y_t et y_{t-1} . On suppose que c'est également la corrélation entre y_{t-1} et y_{t-2} . Si y_t et y_{t-1} sont corrélés, et que y_{t-1} et y_{t-2} le sont également, on peut supposer qu'une corrélation sera présente entre y_t et y_{t-2} . C'est-à-dire que la corrélation de décalage 1 se propage au décalage 2 et sans doute aux décalages d'ordre supérieurs. Plus précisément, la corrélation attendue au décalage 2 est le carré de la corrélation observée au décalage 1. L'autocorrélation *partielle* de décalage 2 est donc la différence entre l'autocorrélation de décalage 2 et la corrélation attendue due à la propagation de la corrélation de décalage 1. Les outils principaux utilisés lors de la phase d'identification sont donc les tracés de la série, les corrélogrammes d'autocorrélation (FAC), et d'autocorrélation partielle (FACP). Analytiquement, le corrélogrammes simple correspond à la représentation graphique de la fonction d'autocorrélation d'une chronique obtenue par le calcul du coefficient d'autocorrélation r_k . C'est-à-dire la mesure de la corrélation d'une chronique avec elle-même décalée d'un pas de temps variant de 0 à k (troncature) selon un pas d'échantillonnage k . Il est alors possible de mettre en évidence toutes structures dans les données qui rendent compte des mécanismes intervenant dans la dynamique du système étudié fini (Figure 5.2).

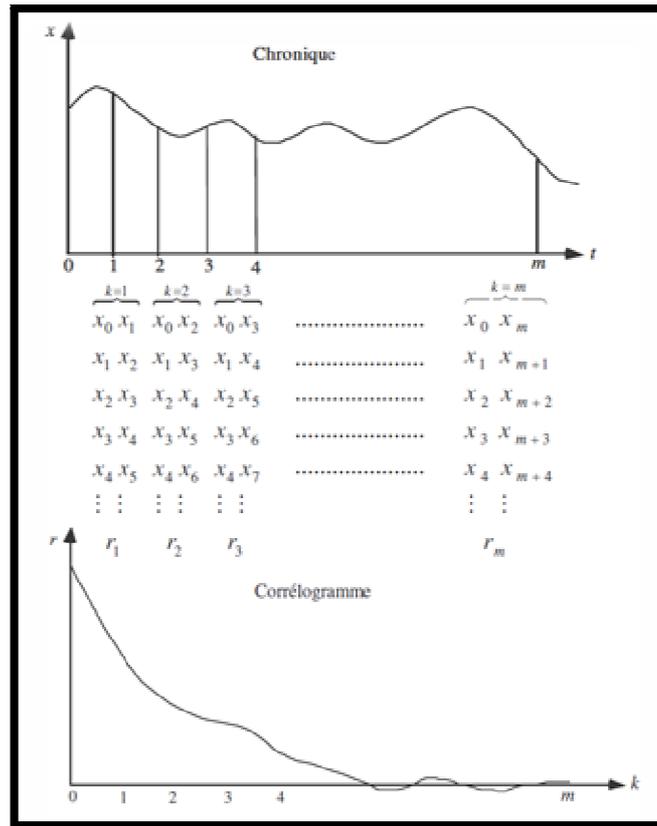


Figure 5.2 : Corrélogramme simple (source Mangin, 1984)

Avec :

- $k = 0, 1, 2, \dots, m$
- m est la troncature
- n : longueur de la chronique (nombre d'observations)
- $r_k = 1$ lorsque $k = 0$
- x_i : processus étudié
- \bar{x} : moyenne des x de la série chronologique.

Lorsqu' un corrélogramme tend rapidement vers zéro, il caractérise une succession d'événements indépendants les uns des autres. Le phénomène ainsi analysé pourrait être considéré comme un processus quasi-aléatoire. Par contre, un corrélogramme qui décroît lentement indique un phénomène plus structuré donc un effet mémoire très important. Cet effet mémoire se traduit par la notion de réserve dans le cas des systèmes hydrologiques (Mangin, 1982). En outre, un système hydrologique voit son pouvoir régulateur augmenter de l'amont vers l'aval. Les pertes de charges s'accroissent et la mémoire des événements est de plus en plus importante. Cela fournit des corrélogrammes de plus en plus étalés de l'amont vers l'aval du système. Toutefois, les composantes des séries chronologiques empiriques peuvent souvent être assez bien approchées en utilisant l'un des 5 modèles de base suivants,

identifiables par la forme de l'autocorrélogramme (FAC) et de l'autocorrélogramme partiel (FACP). Puisque le nombre de paramètres (à estimer) de chaque type ne dépasse rarement 2, il est souvent judicieux d'essayer des modèles alternatifs sur les mêmes données.

- ◆ **Un paramètre autorégressif (p)** : FAC - décomposition exponentielle ; FACP - pic à la période 1, pas de corrélation pour les autres périodes.
- ◆ **Deux paramètres autorégressifs (p)** : FAC - une composante de forme sinusoïdale ou un ensemble de décompositions exponentielles ; FACP - pics aux périodes 1 et 2, aucune corrélation pour les autres périodes.
- ◆ **Un paramètre de moyenne mobile (q)** : FAC - pic à la période 1, aucune corrélation pour les autres périodes ; FACP - exponentielle amortie.
- ◆ **Deux paramètres de moyenne mobile (q)** : FAC - pics aux périodes 1 et 2, aucune corrélation pour les autres périodes ; FACP - une composante de forme sinusoïdale ou un ensemble de décompositions exponentielles.
- ◆ **Un paramètre autorégressif (p) et un de moyenne mobile (q)** : FAC - décomposition exponentielle commençant à la période 1 ; FACP - décomposition exponentielle commençant à la période 1.

Les fluctuations saisonnières des séries chronologiques peuvent être examinées par le corrélogramme. Par conséquent, les fonctions ACF et PACF ont été utilisées pour l'identification préalable de la structure de dépendance dans la série de données. La fonction PACF est amortie à des (lag) retards multiples de ω . Cela suggère l'incorporation d'une composante saisonnière de MA dans le modèle. L'échec de l'échantillon PACF de retourner à d'autres retards peut impliquer qu'un terme MA non saisonnier est nécessaire (Fig. 5.3b). La fonction ACF révèle également que le coefficient d'autocorrélation n'est pas significativement différent de zéro, après un lag égal à 1 (Fig. 5.3 a). Ainsi, un pur PARMA (p, q) avec les valeurs de p et q allant de 0 à 1 sont recommandées dans cette section suit a l'analyse de l'ACF et PACF. Identification similaire est faite pour toutes les stations incluses dans cette étude. Le modèle recommandé dans cette section, comme expliqué tout simplement pour avoir une idée de l'ordre du modèle p et q, mais les décisions finales sur la spécification du modèle sera faite après estimation des paramètres et la vérification de diagnostic.

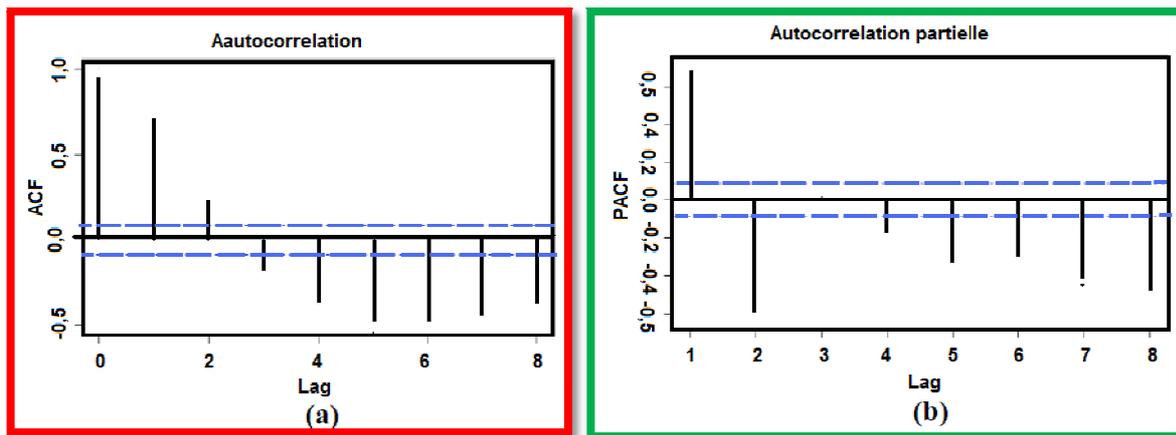


Figure (5.3. a) Fonction d'autocorrélation Figure (5.3.b) Fonction d'autocorrélation partielle

Un modèle PARMA pur (p, q) dont les valeurs de p et q allant de 0 à 1 est recommandé par l'analyse d'ACF et de PACF. Cette procédure est utile pour avoir une idée de l'ordre du modèle p et q , mais les décisions finales sur la spécification du modèle sera faite après estimation des paramètres, la vérification et le diagnostic. Le corrélogramme est aussi un outil graphique destiné à mettre en évidence les composantes non-stationnaires d'une série temporelle telles que la variation saisonnière, la persistance et la tendance Rappelons qu'on appelle coefficient d'autocorrélation d'ordre g le coefficient de corrélation linéaire calculé entre la série temporelle et cette même série suite des autocorrélation en fonction du décalage 0. Il peut présenter diverses allures caractéristique dans l'organisation d'une série temporelle. C'est-à-dire :

- si la série des autocorrélogrammes fluctue autour de zéro, on dira que la série est stationnaire (c'est la caractéristique d'un bruit blanc) ;
- si la série comporte une variation saisonnière celle-ci sera clairement mise en évidence sur l'autocorrélogramme par une apparition de cyclicités ;
- si la série comporte une persistance, celle-ci sera mise en évidence par la décroissance des autocorrélations en fonction de leur ordre de décalage 0; si la série des autocorrélogrammes décroît très lentement, la série n'est vraisemblablement pas stationnaire et il est important de mettre en évidence des évolutions de tendance.

Ainsi lorsque les coefficients d'autocorrélation restent relativement élevés jusqu'à un rang important, la série peut être considérée comme monotone. Si par contre la tendance change de sens au cours de la période étudiée, certains coefficients d'autocorrélation prennent des valeurs négatives. Leurs variations sont alors caractéristiques des changements de régime (non-stationnaires).

En somme, l'utilisation du corrélogramme permet de mettre en évidence certains types de non-stationnarité. Mais il semble, d'après Bell et al. (1986), que son emploi doit rester limité à une simple indication de non-stationnarité. En effet, il ne permet pas de conclure avec beaucoup de confiance que la variable étudiée est non-stationnaire quand c'est effectivement le cas, les méthodes graphiques de détection qui viennent d'être présentées ont principalement l'avantage d'être simples à mettre en œuvre. Elles sont bien connues des praticiens et constituent une simplification des méthodes de détection de non-stationnarité dans un échantillon de données. Par contre, en dépit du fait qu'elles sont utiles pour détecter des changements dans une série, elles ne permettent pas de dissocier les changements réels des fluctuations aléatoires. De plus l'interprétation des graphiques n'est pas toujours aisée et, surtout ces méthodes ne proposent pas de tests statistiques pour quantifier en probabilité la signification des changements apparents. C'est pourquoi la signification des résultats obtenus avec de telles procédures de détection doit être nuancée. Parallèlement, on note que Bois (1986) a proposé une extension de l'idée de la méthode du double cumul en y ajoutant un contenu statistique autorisant la pratique d'un véritable test de stationnarité. Cette méthode bien connue sous le nom d'ellipses de Bois complète le test de la statistique de Buishand (1982). Elle est un progrès décisif en soi, mais elle ne peut constituer un outil suffisant pour vérifier la stationnarité d'une série temporelle. D'où l'importance de se préoccuper des tests statistiques de détection de non-stationnarité dans une série temporelle.

5.5.2.2 Estimation des paramètres

Les méthodes d'estimation des paramètres utilisées dans l'analyse stochastique des séries chronologiques se répartissent généralement en trois catégories:

- ◆ Méthode des moments,
- ◆ Méthode du maximum de vraisemblance, et
- ◆ Méthode des moindres carrés.

La méthode des moments est basée sur la prise en compte d'autant d'équations de moment que le nombre de paramètres, la substitution des moments de la population par les moments de l'échantillon, et la résolution des équations pour les paramètres simultanément. Dans la méthode du maximum de vraisemblance, la fonction de vraisemblance est d'abord déterminée (cette fonction est une fonction de paramètres de la série en question), la fonction (ou son logarithme) est maximisée et les paramètres correspondant à un tel maximum sont les estimateurs du maximum de vraisemblance. Dans le procédé des moments et de moindres carrés, les paramètres qui minimisent la somme des carrés des résidus sont les estimateurs des

moindres carrés; La méthode des moments et la méthode des moindres carrés peuvent être utilisées dans l'estimation des paramètres de faible ordre PARMA (p, q) modèles (Sveinsson et al. 2007). Le modèle PARMA (p, q) possède ϖ (p+q+1) paramètres qui doivent être estimés à partir de données observées. La méthode des moindres carrés est la plus facile à utiliser bien que d'autres approches, comme la méthode des moments, pourraient également être considérées (Rasmussen et al. 1995a). Dans le cas de la méthode des moindres carrés, on cherche les paramètres qui minimisent la somme des résidus élevés au carré, c'est-à-dire la fonction suivante:

$$\sum_{v,\tau} \varepsilon_{v,\tau}^2 = \sum_{v,\tau} [y_{v,\tau} - \sum_{i=1}^p \varphi_{i,\tau} y_{v,\tau-i} + \sum_{j=1}^q \theta_{j,\tau} \varepsilon_{v,\tau-j}]^2 \quad (5.31)$$

Il existe plusieurs algorithmes pour résoudre ce type de problème d'optimisation; cependant, il est hors du cadre de cette étude d'en discuter. Une fois que les paramètres minimisant $\sum_{v,\tau} \varepsilon_{v,\tau}^2$ ont été identifiés, la variance des termes d'erreur peut être estimée directement à partir de la matrice du résidu. Dans ce qui suit on présente une illustration de l'estimation des paramètres des modèles PARMA (1, 0) et PARMA (1,1) en utilisant la méthode des moments (Salas et al. 1982).

Le Modèle PAR(1)

$$Y_{v,\tau} = \phi_{1,\tau} Y_{v,\tau-1} + \varepsilon_{v,\tau} \quad (5.32)$$

$$\hat{\mu}_\tau = \bar{Y}_\tau$$

$$\hat{\phi}_{1,\tau} = \left(\frac{S_\tau}{S_{\tau-1}} \right) * v_{1,\tau}$$

$$\hat{\sigma}_\tau^2(\varepsilon) = S_\tau^2 - S_{\tau-1}^2 v_{1,\tau}^2$$

Le Modèle PARMA(1,1)

$$Y_{v,\tau} = \theta_{1,\tau} Y_{v,\tau-1} + \varepsilon_{v,\tau} - \theta_{1,\tau} \varepsilon_{v,\tau-1} \quad (5.33)$$

$$\hat{\phi}_{1,\tau} = \frac{m_{2,\tau}}{m_{1,\tau-1}}$$

$$\hat{\theta}_{1,\tau} = \hat{\phi}_{1,\tau} + \frac{S_\tau^2 - \hat{\phi}_{1,\tau} m_{1,\tau}}{\hat{\phi}_{1,\tau} S_{\tau-1}^2 - m_{1,\tau}} - \frac{\hat{\phi}_{1,\tau+1} S_\tau^2 - m_{1,\tau+1}}{(\hat{\phi}_{1,\tau} S_{\tau-1}^2 - m_{1,\tau}) \hat{\theta}_{1,\tau+1}}$$

$$\hat{\sigma}_\tau^2(\varepsilon) = \frac{\hat{\phi}_{1,\tau+1} S_{\tau-1}^2 - m_{1,\tau+1}}{\hat{\theta}_{1,\tau+1}}$$

Ou

S_{τ}^2 : Est la variance saisonale,

$m_{k,\tau}$: est l'estimation du coefficient de $Y_{v,\tau}$

De manière similaire, on peut utiliser la méthode des moindres carrés pour estimer les paramètres du modèle PARMA (p,q). Dans ce cas, les paramètres Φ et θ peuvent être obtenus par la minimisation la somme des carrées des résidus, et ce comme suit :

$$F = \sum_{v=1}^N \sum_{\tau=1}^{\omega} \mathcal{E}_{v,\tau}^2 \quad (5.34)$$

Ou ω est le nombre de saisons (mois) et N est le nombre d'années dans les données.

Pour le modèle PARMA (p,q), le résidu est défini comme suit :

$$\mathcal{E}_{v,\tau} = Y_{v,\tau} - \sum_{i=1}^p \phi_{i,\tau} Y_{v,\tau-1} + \sum_{j=1}^q \theta_{j,\tau} \mathcal{E}_{v,\tau-1} \quad (5.35)$$

Dans le cas où les données disponibles ne suivent pas n'est une loi normale, on peut essayer d'utiliser une fonction de transformation. Dans les cas où les tests de normalité indiquent que les séries observées ne sont pas distribuées normalement, les données doivent être transformées en normale avant d'appliquer le modèle de PARMA. Les méthodes de transformation disponibles dans SAMS sont:

Logarithmique:	$y = \ln(X + a)$	
Gamma:	$y = \text{gamma}(x)^{\gamma}$	
Puissance:	$y = (X + a)^b$	
Box-Cox:	$y = [(X + a)^b - 1] / b$	avec $b \neq 0$ (5.36)

Où, Y est la série normalisée, X est la série l'original observée, a et b sont des coefficients de transformation variables selon les saisons. Deux tests de normalité sont utilisés dans SAMS, à savoir le test d'asymétrie (Snedecor et Cochran, 1980) et le test de Filliben (Filliben, 1975) les deux tests sont appliqués à un niveau de signification de 10% (Figure 5.4 et Figure 5.5).

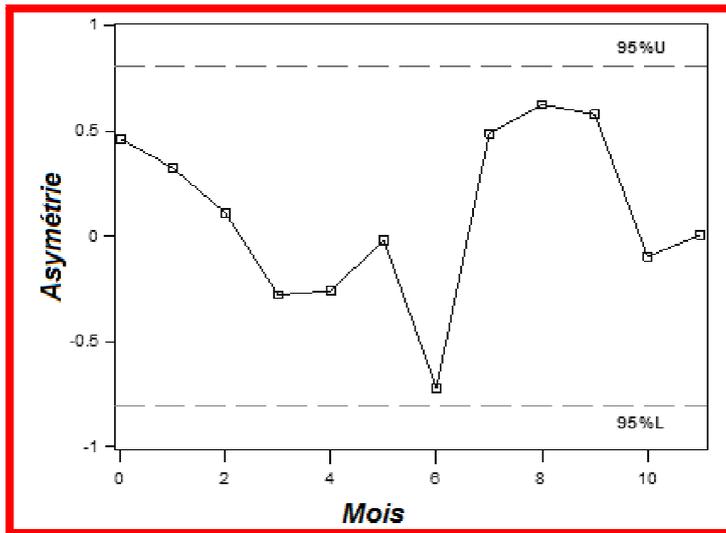


Figure 5.4 : test de normalité asymétrie

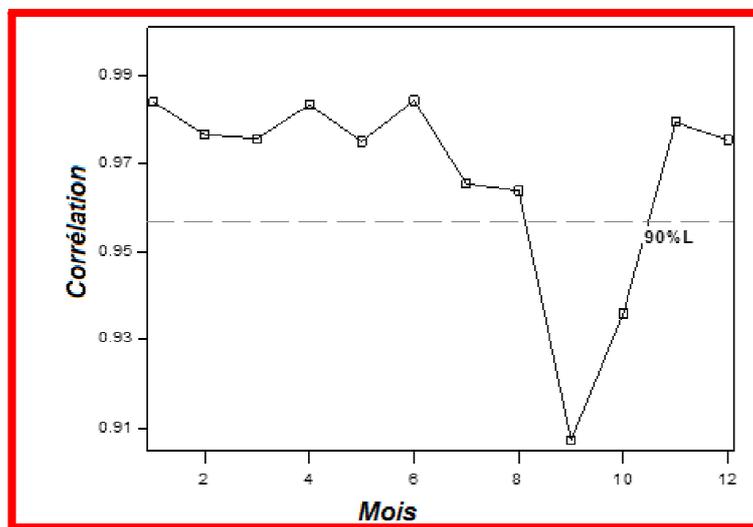


Figure 5.5 : Test de normalité Filliben

Pour représenter la distribution des fréquences empiriques l'utilisateur peut sélectionner soit la formule de Cunnane ou de Weibull. Les résultats de la transformation sont illustrés graphiquement. Les résultats graphiques comprennent la distribution théorique ainsi que les valeurs numériques des tests de normalité. La Figure (5.6) et le tableau (5.4) illustrent les résultats obtenus après l'introduction de la transformation de Box-Cox.

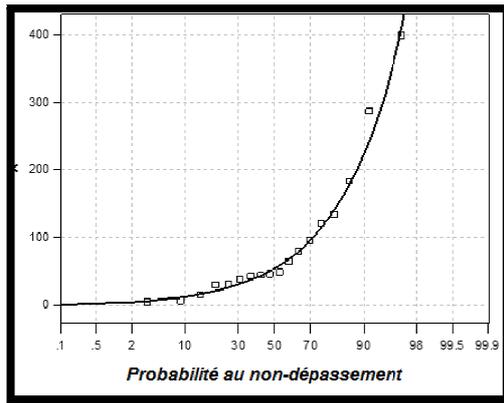


Figure (5.6. a)

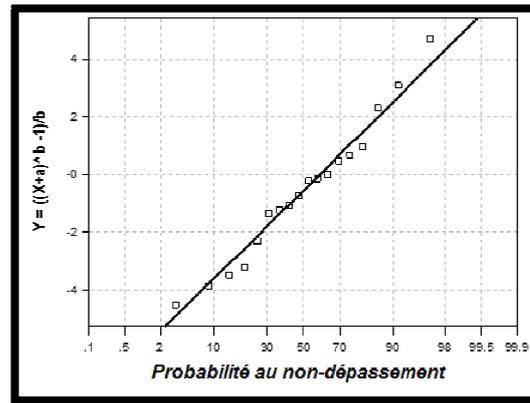


Figure (5.6.b)

Figure 5.6 : (a) données originales, (b) Données transformées

Tableau (5 .3) Les résultants de la transformation Box-Cox

Num	Coeff a	Coeff b	Coeff a	Coeff b	Test d'asymétrie		Le test de Filliben	
					Comp.Val	Result	Comp.Val	Result
1	0,001	0,001	0,001	0,001	0,1182	accept	0,9751	accept
2	0,001	0,001	0,001	0,001	-0,2603	accept	0,9833	accept
3	0,001	0,001	0,001	0,001	-0,2507	accept	0,9751	accept
4	0,001	0,001	0,001	0,001	0,0106	accept	0,9838	accept
5	0,001	0,001	0,001	0,001	-0,6218	accept	0,97	accept
6	0,001	0,001	0,001	0,001	0,8019	accept	0,9496	REJECT
7	0,001	0,001	0,001	0,001	0,8087	REJECT	0,8763	REJECT
8	0,001	0,001	0,001	0,001	0,8581	REJECT	0,9318	REJECT
9	0,001	0,001	0,001	0,001	-0,0724	accept	0,9724	accept
10	0,001	0,001	0,001	0,001	0,1868	accept	0,9666	accept
11	0,001	0,001	0,001	0,001	0,6105	accept	0,9778	accept
12	0,001	0,001	0,001	0,001	0,31	accept	0,9753	accept

5.5.2.3 Le critère d'information Akaike

Parfois, les données sont suffisamment nombreuses pour être séparées en un échantillon d'apprentissage et un échantillon de test. Cette saine pratique fait partie de la démarche d'élaboration du scoring sur base de données. Il est alors possible de tester plusieurs modèles avec de vraies valeurs, en retirant telle variable ou en regroupant plusieurs modalités. Mais la plupart du temps on ne dispose pas de données en nombre suffisant, ce qui nécessite des outils spécifiques d'évaluation. L'AIC est l'un d'eux. Cet indicateur est polyvalent Son utilisation est assez fréquente. Grâce à lui, on évalue la bonne adéquation d'un modèle et surtout on peut comparer plusieurs modèles entre eux. Ce critère permet par exemple d'évaluer des régressions multiples, des prévisions sur séries chronologiques encore des régressions logistiques. Les fonctions ACF et PACF sont souvent utilisées pour avoir une idée sur l'ordre

du modèle PARMA (p,q) a ajusté. Une alternative pourrait être l'utilisation des critères pour la sélection la plus adéquat a l'ajustement. Le critère d'information d'Akaike, (en anglais Akaike information criterion ou AIC) est une mesure de la qualité d'un modèle statistique proposée par Hirotugu Akaike en 1973. Lorsque l'on estime un modèle statistique, il est possible d'augmenter la vraisemblance du modèle en ajoutant un paramètre. Le critère d'information d'Akaike, tout comme le critère d'information bayésien, permet de pénaliser les modèles en fonction du nombre de paramètres afin de satisfaire le critère de parcimonie. On choisit alors le modèle avec le critère d'information d'Akaike le plus faible. Burnham et Anderson (2002) recommandent fortement l'utilisation de l'AICC à la place de l'AIC si n est petit et/ou k grand, on note d'ailleurs que l'AICC tend vers l'AIC lorsque n devient grand. Mc Quarrie et Tsai (1998) ont confirmé l'intérêt de l'AICC à l'aide d'un grand nombre de simulations sur des régressions et des séries temporelles. Le critère AICC est disponible dans le logiciel SAMS. Le critère AICC est donné par (Hurvich and Tsai, 1989, Brockwell and Davis, 1996, Burnham & Anderson 2002). Comme suit:

$$AICC = n \cdot \ln \hat{\sigma}^2(\varepsilon) + n + \frac{2(k+1)n}{n-k-2} \quad (5.36)$$

Ou :

- ★ n : est la taille de l'échantillon utiliser pour l'ajustement,
- ★ k : est le nombre de paramètres,
- ★ $\hat{\sigma}^2(\varepsilon)$: est l'estimation du maximum de vraisemblance de la variance résiduelle.

La première partie, partie droite, de l'équation (5.36) explique l'adéquation de l'ajustement du modèle et la deuxième partie explique la simplicité du modèle. L'utilisation du minimum AICC renforce et complète l'identification, l'estimation et les étapes de diagnostic de la construction du modèle. Le modèle avec le minimum d'Akaike Information Criterion (AIC) a été choisi comme le meilleur modèle pour l'ajustement.

Considérant le modèle AICC, l'évaluation de la performance du modèle PARMA est réalisée selon la démarche présentée précédemment. Pour rappel, l'estimation de la performance du modèle est effectuée sur la base des 100 réalisations initialement générées par le modèle dans le cadre de ce travail. Le résultat de cette estimation de la performance du modèle AICC est exposé dans le Tableau (5.4). A partir de ce dernier il ressort que le modèle PARMA (1, 0) est celui qui à le minimum AICC.

Tableau (5 .4) : Comparaison des AIC pour les modèles sectionnés

Model	AICC
PARMA (1,0)	32,878
PARMA (1,1)	39,247
PARMA (2,0)	35,209
PARMA (2,1)	41,429

D'après le tableau (5.4), on peut voir qu'avec l'augmentation de l'ordre du modèle PARMA l'ajustement est de plus en plus mauvais. En général, comme cela peut être observé à partir des valeurs de l'AICC, le modèle PARMA (1, 0) est le meilleur parmi les modèles candidats, alors que la PARMA (2, 1) affiche le mauvais ajustement.

Les données générées par le modèle PARMA(1,0) sont présentées dans l'annexe (6).

5.5.3 Évaluation de la performance des modèles

Il est recommandé d'évaluer la performance d'un modèle statistiquement et graphiquement. Les techniques graphiques consistent en une comparaison visuelle entre les valeurs observées et simulées. Quant aux critères statistiques, il est recommandé d'utiliser le coefficient de Nash-Sutcliffe et le coefficient de détermination. Le coefficient de détermination, même s'il est largement utilisé dans les études hydrologiques, est très sensible aux valeurs extrêmes donc non recommandé pour les séries de données bruitées. Le coefficient de Nash-Sutcliffe (NS) se trouve parmi les critères de performance les plus recommandés.

5.5.3.1 Evaluation graphique : Comparaison des statistiques simples

La comparaison des propriétés statistiques du processus en cours de modélisation n'est autre que l'évaluation des propriétés du processus. Le modèle devrait également être capable de reproduire certaines statistiques qui se rapportent à l'utilisation prévue du modèle. Certaines caractéristiques des apports historiques et des apports générés ont été déterminées et comparées. Il s'agit, en l'occurrence, comme illustrer dans les figures (Figure 5.7 à la figure 5.10) de :

- La moyenne,
- L'écart type
- Le coefficient de variation et
- L'asymétrie

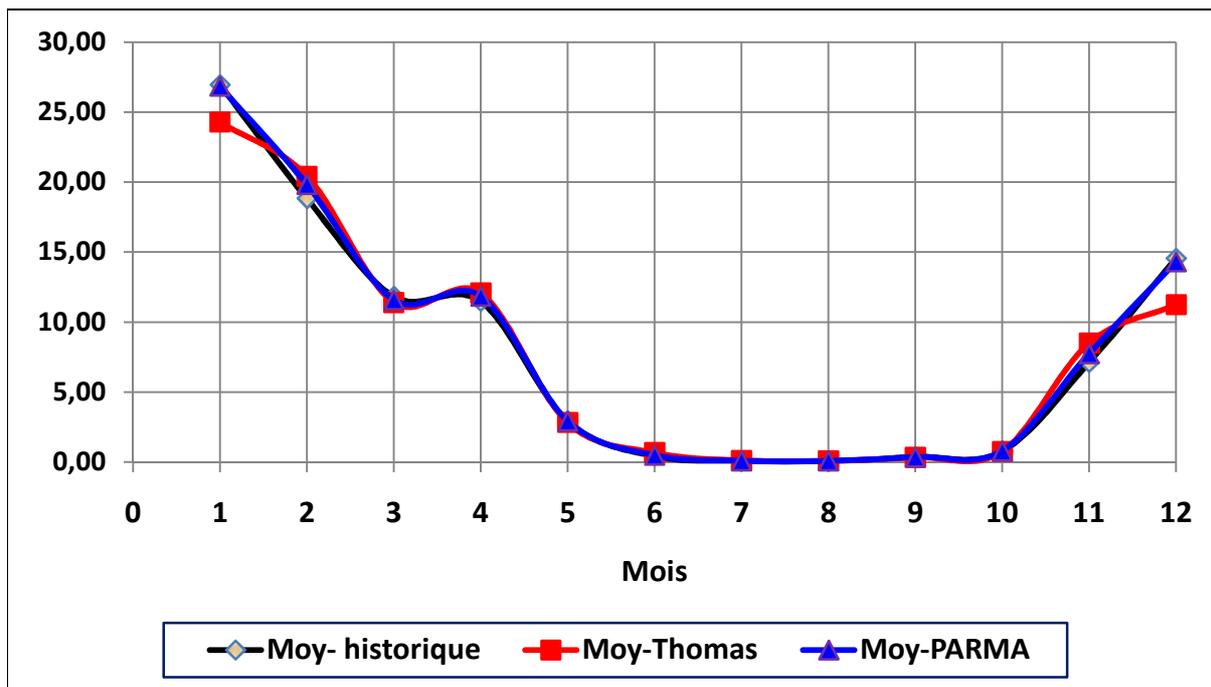


Figure 5.7 : Comparaison des moyennes

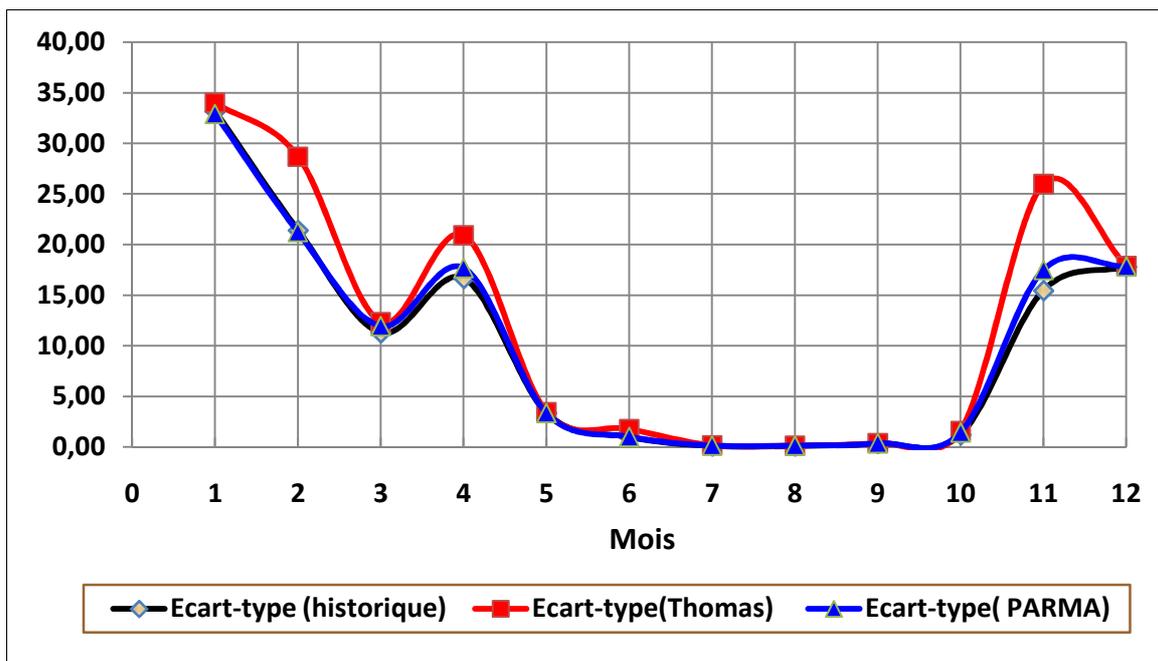


Figure 5.8: Comparaison des écart-types

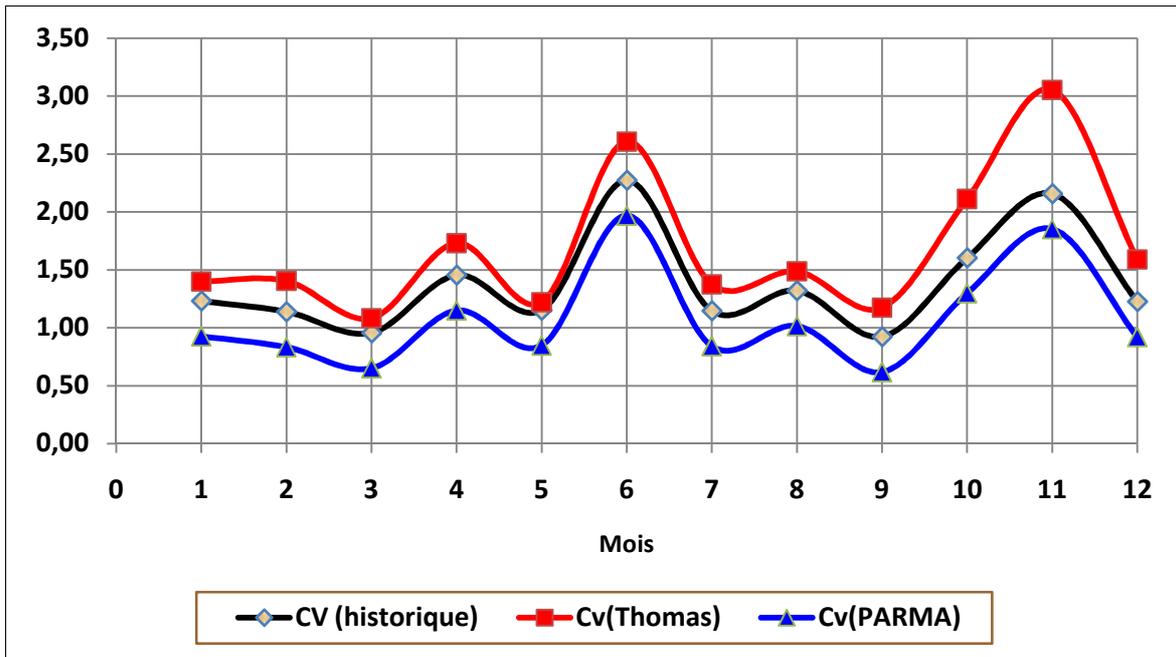


Figure 5.9 : Comparaison des coefficients de variations

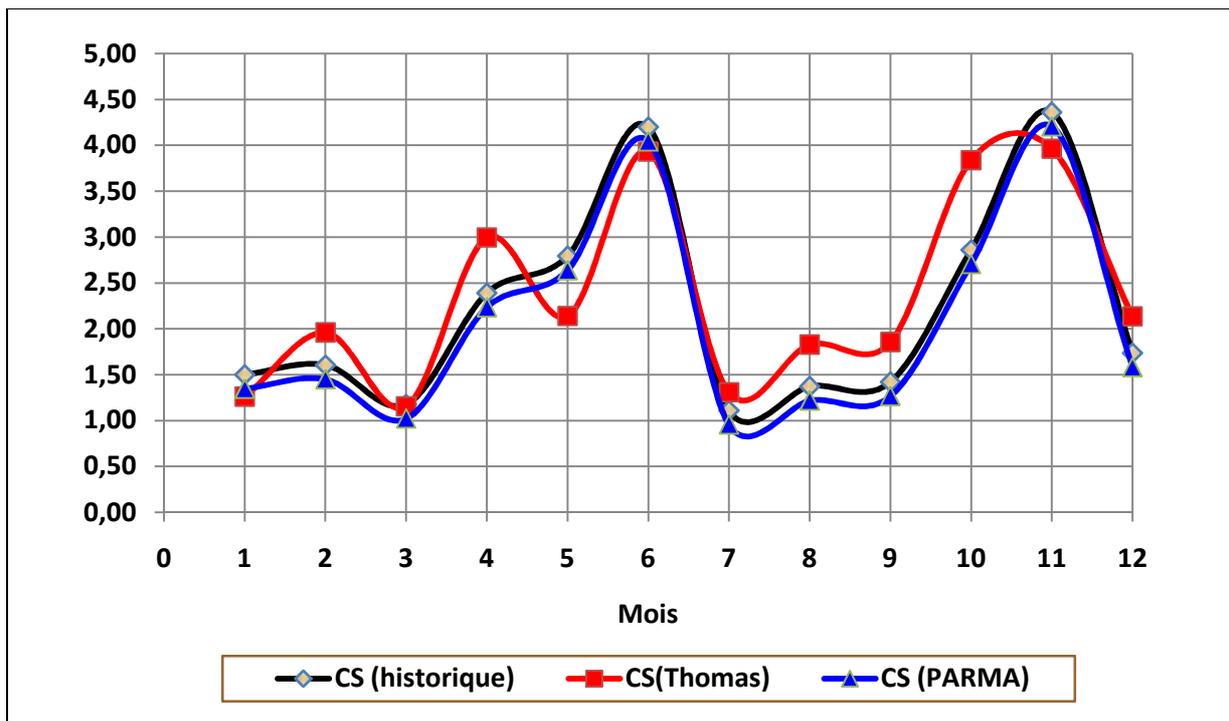


Figure 5.10 : Comparaison des coefficients d'asymétrie

Les résultats obtenus montrent une harmonisation entre les propriétés statistiques des séries historiques et les séries générés, en particulier dans le cas du Modèle PARMA.

5.5.3.2 Evaluation statistique

En plus de l'évaluation des modèles de performance en ce qui concerne sa capacité à préserver les paramètres statistiques, d'autres critères d'efficacité peuvent être utilisés. Il existe une bibliographie très riche présentant différentes formes de fonctions critères. Citons à titre d'exemple : le critère de Nash [efficacité Nash-Sutcliffe] NSE (Nash et Sutcliffe, 1970) ; Le critère de Fortin (Fortin et al., 1971) ; etc.... Une étude comparative entre différentes formes de critères a été effectuée par Servat et al. (1989) et a montré que le critère de Nash s'impose comme celui qui, globalement, permet d'accéder au meilleur calage. Ce critère est très couramment utilisé, facilitant ainsi les comparaisons avec les autres études. Pour cette raison notre choix de la forme de la fonction critère s'est porté sur le critère de Nash.

Le coefficient de Nash et Sutcliffe (NSE) est basé sur le carré des écarts entre données observées et simulées. Ce coefficient varie de $-\infty$ à 1. La valeur 1 étant la valeur optimale, correspondant à une concordance parfaite entre les simulations et les observations. Un score de zéro indique qu'en moyenne les simulations ne sont pas meilleures qu'un modèle simple proposant la valeur moyenne observée à au pas de temps précédent et un score négatif confirme que le modèle testé est inférieur en performance au modèle simple (Des valeurs négatives indiquent que la moyenne des valeurs observées constitue un meilleur modèle que les valeurs simulées). L'efficacité de la simulation NSE pour n pas de temps calculé comme suit:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (\text{generé}_i - \text{historique}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (\text{historique}_i - \text{moyenne historique})^2} \quad (5.37)$$

Le Nash - Coefficient Sutcliffe pour les deux modèles sont déterminés et comparés. Le modèle PARMA de faible ordre se trouvent être plus approprié que le modèle Thomas - Fiering. La performance de la valeur du modèle est d'environ 0,785 pour le modèle PARMA et 0,893 pour le modèle Thomas -Fiering. Par conséquent, il peut être conclu, le modèle PARMA (1,0) est le plus approprié pour la génération des apports. Il sera donc utilisé pour dans la suite du travail.

5.5.3.3 Le test t de Student et le test F de Fisher

Ensuite, les tests statistiques sont effectués sur l'apport mensuel afin de d'examiner s'ils sont représentatifs. Pour tester l'hypothèse nulle, à savoir, si les moyennes et les variances sont cohérentes mensuelles, le test t de Student et le test F de Fisher sont effectuées. Si le test

indique un rejet de l'hypothèse nulle au niveau $p = 0,05$, les moyennes et variances sont considérés comme statistiquement différentes.

5.5.3.3.1 Le test t

Le t-test pour la stabilité de la moyenne implique le calcul, puis comparaison des moyennes.

Le test t est calculé en effectuant le rapport de la différence des moyennes sur l'erreur standard et on obtient alors une valeur appelée « Valeur de t » ou t observée (ici -4,643). Cette procédure repose sur l'hypothèse nulle que la différence entre deux moyennes de population est égale à une valeur hypothétique:

$$H_0: \mu_1 - \mu_2 = \mu_0 \quad (5.38)$$

Ensuite les hypothèses suivantes sont établies:

1. Les données historiques et les données générées ont la même moyenne

$$H_0: \mu_{1hist} - \mu_{2générée} = 0 \quad (5.39)$$

2. Les données historiques et les données générées n'ont pas la même moyenne

$$H_0: \mu_{historique} - \mu_{2générée} \neq 0 \quad (5.39)$$

Principe d'utilisation : La valeur observée est comparée aux valeurs contenues dans la table du t de Student. La table du t de Student permet de déterminer pour la valeur observée en fonction du nombre de degrés de liberté correspondant le seuil de probabilité auquel correspond le t observé. Si la valeur absolue du t calculé est supérieure à la valeur du t de la table de Student, on en conclura soit que la différence est significative, soit que le coefficient est significativement différent de 0.

On considère communément qu'une valeur de t correspondant à un seuil $p < 0,05$ traduit une différence significative entre les moyennes. Si $p < 0,01$, alors la différence est très significative. Ici la valeur du t observé -4,643 et correspond à un seuil de probabilité de 0,1% : la différence entre l'échantillon et la population totale peut être considérée comme significative et importante. La probabilité obtenue ($p = 0,983$) de la valeur est supérieure au niveau choisi α (0,05), ce qui indique l'évidence de la non-présence d'une moyenne différent dans les données.

5.5.3.3.2 Le test F

En plus la série d'apport a été testée quant à la stabilité de la variance. Le test t effectué ci-dessus suppose l'égalité des variances pour tous les ensembles de données à tester. Il est plus puissant que les hypothèses de la variance inégales, mais peut conduire à des erreurs graves si

les écarts ne sont pas égaux. Par conséquent, il est important de déterminer si les écarts de tous les ensembles de données sont égaux. Par conséquent le test F est ensuite effectué pour déterminer si les variances des deux séries de données différentes sont significativement différentes. Cette procédure repose sur l'hypothèse nulle que les deux variances sont égales:

$$H_0: \sigma_1^2 = \sigma_2^2 \quad (5.40)$$

Les hypothèses suivantes sont ainsi établies:

1. Les données historiques et les données générées ont des variances égales.

$$H_0: \sigma_{\text{historique}}^2 = \sigma_{\text{générée}}^2 \quad (5.41)$$

2. Les données historiques et les données générées ont des variances différentes.

$$H_0: \sigma_{\text{historique}}^2 < \sigma_{\text{générée}}^2 \quad (5.42)$$

Comme le résultat du test t, p obtenue ($p = 0,062$) des valeurs pour le test F semblent également être supérieur à 0,05, qui nous conduit à ne pas à rejeter l'hypothèse nulle des variances égales. Ainsi, il est raisonnable de conclure que la série l'historique et la série généré possèdent des variances égales selon le test F.

Chapitre 6 : Performances des barrages

6.1 Introduction

Les réservoirs nous permettent d'atténuer les effets négatifs des sécheresses et, à l'inverse, à une autre échelle de temps, d'agir dans la protection contre les inondations. Une meilleure gestion des ressources en eau mérite par conséquent la plus haute attention, en particulier à travers une amélioration du fonctionnement des réservoirs et des systèmes de réservoirs existants. Ce domaine de la gestion des ressources en eau relève des analyses de systèmes. Par ailleurs, malgré le développement de la technologie informatique et la possibilité d'appliquer des procédures mathématiques plus complexes aux analyses de fonctionnement des réservoirs, la planification et la gestion quotidienne des systèmes de réservoirs ne bénéficient pas forcément des méthodes les plus originales d'analyse et de simulation des systèmes, ni des optimisations les plus efficaces. A cet égard, plusieurs chercheurs dans le domaine de la gestion des ressources en eau (Rogers & Fiering, 1986; Loucks, 1992; Parker *et al.*, 1995) ont remarqué que l'application pratique des méthodes d'analyses des systèmes nécessite des modèles plus transparents et moins complexes. Ceci devrait permettre aux utilisateurs finaux de mieux comprendre les modèles et, par conséquent, de les utiliser d'une manière plus efficace et bénéfique.

Le contexte de la gestion des ressources en eau est par nature aléatoire, le phénomène hydrologique étant ainsi. Le paramètre primordial est ici variabilité des apports d'eau et non l'apport moyen. Le réservoir est appelé à jouer aussi bien le rôle d'organe de stockage que de régulateur en absorbant la variabilité des apports. Si le réservoir est construit et sa capacité est fixée, il y a forcément selon les règles de gestions adoptées, divers niveaux de performance selon les déficits ou défaillance dans la satisfaction des besoins en eau.

A cause des incertitudes liées aux flux, au lieu d'utiliser une capacité disponible définie on utilise une approche probabiliste. En augmentant cette capacité il est clair que la fiabilité augmente. La SOP ("standard operation policy") est la stratégie optimale qui minimise les déficits sur toute la période de simulation. Le moment où on active le "hedging rule" dépend de la quantité d'eau stockée et du volume arrivant au site du barrage. On définit ainsi le "reservoir supply index" qui est la probabilité que le volume disponible du réservoir plus le volume entrant puissent satisfaire la demande (Shiau, 2003).

Il est important de noter que le nombre d'indices de performance proposés dans la littérature est très important. Plusieurs auteurs ont considéré les aspects de fiabilité dans la gestion d'un réservoir seul (Hashimoto *et al.*, 1982; Moy *et al.*, 1986; Burn & Simonovic, 1996; Nandalal & Bogardi, 1996). En général, la fiabilité peut être simplement définie comme la probabilité

qu'un réservoir puisse remplir une fonction exigée adéquatement sous des conditions énoncées pour un temps spécifié. La fiabilité d'une politique de gestion d'un réservoir décrit donc les capacités de la règle de gestion à maintenir une efficacité spécifique sous des contraintes données et pour un but ciblé, pendant une certaine période de temps. Les valeurs de la fonction objective associées à une politique de gestion peuvent ne pas fournir l'information suffisante au gestionnaire de barrages. En fait, un gestionnaire de barrages peut être incapable de justifier son choix parmi plusieurs alternatives de solutions à cause du manque de connaissance en termes de fiabilité. A ce niveau il n'y a aucune évidence si une politique implique des échecs de gestion. De plus il n'y a aucune information disponible sur la sévérité de ces échecs, en cas de survenue. Il est à souligner également que, pour qu'un décideur choisisse l'alternative de gestion la plus satisfaisante en se basant sur une analyse de fiabilité, il doit considérer simultanément un ensemble critère de performance et non pas chaque critère séparément.

Différents critères sont utilisés afin d'évaluer la performance des systèmes hydriques. Les critères présentés dans cette section sont tirés de Hashimoto *et al.* [1982]. Les critères de fiabilité, de vulnérabilité et de résilience sont présentés aux équations 6.1 à 6.7. La fiabilité représente la probabilité qu'un système soit dans un état satisfaisant, la vulnérabilité explique la sévérité des périodes d'insuccès alors que la résilience évoque la rapidité de la récupération après une période d'insuccès.

6.2 Les critères de performance

La performance d'un système de gestion de ressource en eau décrit sa capacité à répondre aux différents objectifs considérés. Durant la dernière partie du 20^{ème} siècle de nouveaux indicateurs de performance ont été développés, entre autres par Hashimoto *et al.* [1982] et Moy *et al.* [1986]. Une revue des différents indices de performance a été réalisée par McMahon *et al.* [2006]. Ces indicateurs fournissent une mesure de la performance des systèmes de gestion. La valeur des indicateurs de performance dépend de deux facteurs (Figure 6.1) :

1. De l'adéquation naturelle entre la ressource et les usages de l'eau en termes de volume moyen et de temporalité : La satisfaction des usages est plus difficile à garantir si leur adéquation avec la ressource est mauvaise.

2. De la règle de gestion choisie :

- Si une règle de répartition définit un usage X prioritaire devant un usage Y (noté $X > Y$), les performances mesurées, pour la satisfaction de X et de Y respectivement,

seraient a priori différentes de celles qui auraient pu être obtenues si Y avait été prioritaire devant X ($X < Y$).

- Une stratégie de distribution temporelle basée sur une prévision de la ressource et/ou des usages à satisfaire sera a priori plus performante qu'une stratégie "aveugle"

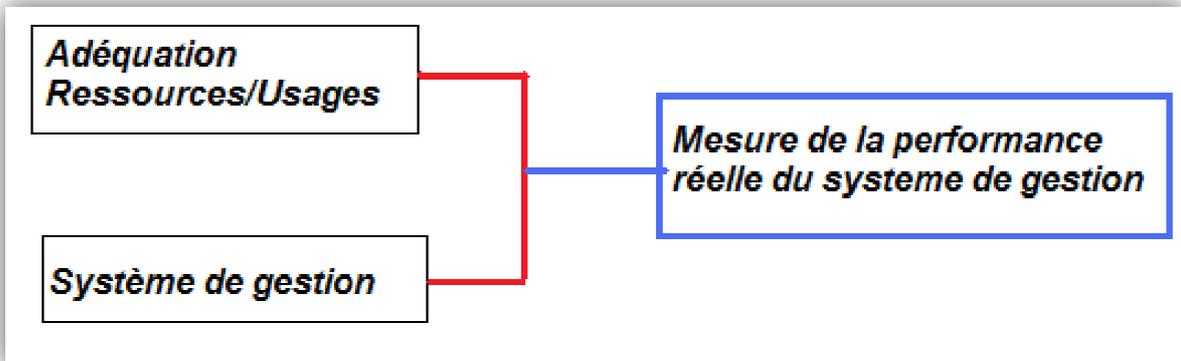


Figure 6.1 Schéma de principe de la mesure de la performance d'un système de gestion

L'utilisation des indicateurs de performance a par exemple permis de réaliser des études prospectives, et d'estimer la performance de systèmes encore à l'étape de projet (Tilmant et Kelman (2007); Jeuland (2010)), ou de comparer différentes stratégies de gestion (Ajami et al. [2008]; Wolfgang et al. [2009]). Ce type d'étude nécessite a fortiori un modèle mathématique (i.e. un modèle de gestion) permettant de simuler la gestion de ces ouvrages pour ces nouvelles conditions comme, l'évolution du système physique (construction de nouveaux aménagements, augmentation de la taille d'une retenue existante), la suppression ou l'ajout d'objectifs pour le système ou encore la modification d'une contrainte environnementale. Dès lors qu'un système réel de gestion est conceptualisé sous la forme d'un programme mathématique, nous parlerons donc de système modélisé plutôt que de système de gestion. Un système modélisé se compose généralement d'une modélisation du système physique, de scénarios de prévisions d'apports, d'usages, de règles de répartition entre usages et d'une stratégie de distribution temporelle qui peut par exemple être obtenue à partir d'un algorithme d'optimisation (Figure 6.2).

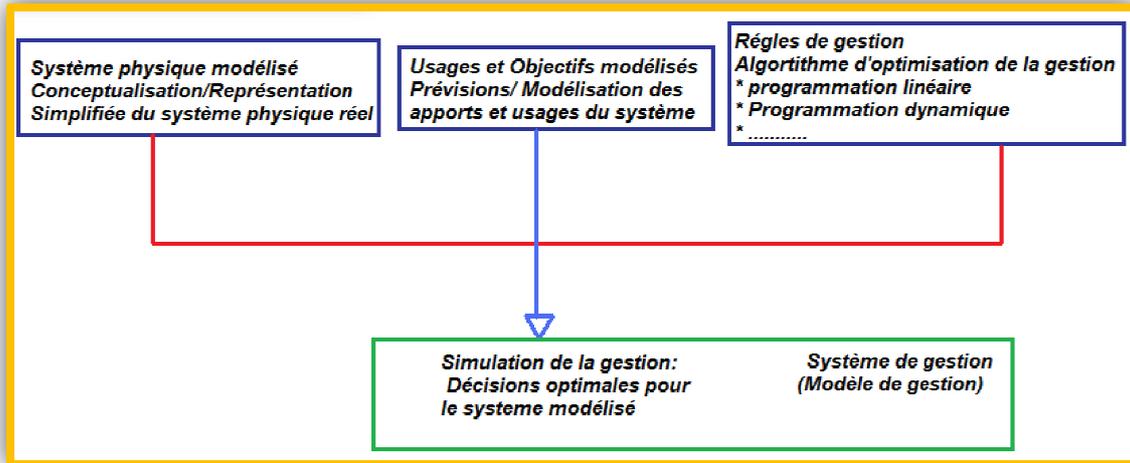


Figure 6.2 : Schéma de principe d'un modèle de gestion. Il est composé d'une représentation simplifiée du système physique réel du système de gestion, d'une représentation simplifiée des usages de la ressource et d'un algorithme d'optimisation.

Dans l'étude du comportement d'un réservoir, il est important d'évaluer comment le système va réagir dans le cas d'une demande ciblée et dans des conditions hydrologiques données. Les critères retenus pour évaluer l'éventuelle performance d'un réservoir ont pour objectif de caractériser des aspects particuliers de conditions de fonctionnement, en particulier pendant les périodes de faible débit (McMahon & Adeloey, 2005). Les concepts de fiabilité, la vulnérabilité et la résilience fournissent des informations sur différentes caractéristiques du comportement d'un réservoir.

6.2.1 Fiabilité

Le critère le plus couramment utilisé pour évaluer la performance d'un réservoir est la fiabilité. Bien qu'il n'existe pas de définition unique de la fiabilité d'un réservoir, il peut être considéré comme étant une mesure de la satisfaction des exigences du système (Nagy et al., 2002). Il s'agit de la probabilité qu'un réservoir soit dans un état jugé satisfaisant. Un état satisfaisant est défini, par exemple, quand les niveaux des réservoirs se situent entre les niveaux minimal et maximal d'exploitation. Un état est insatisfaisant quand les niveaux se situent en dehors de ces limites. La fiabilité est définie comme la relation entre la quantité de jours où l'état est jugé satisfaisant et le nombre de totaux des jours considérés.

$$FIAB = \frac{1}{NS} \sum_{t=1}^{NS} Z_t \quad \begin{cases} Z_t = 1 & \forall X_t \in S \\ Z_t = 0 & \forall X_t \in F \end{cases} \quad (6.1)$$

Où

- $FIAB$ =fiabilité
- Z_t =état du système au jour t
- S =état satisfaisant
- F =état insatisfaisant
- NS =nombre de jours considérés

La définition la plus commune présentée dans la littérature (McMahon & Mein, 1978; McMahon & Adeloje, 2005; Nagy et al, 2002; McMahon et al, 2007b; McMahon et al, 2007a) définit la fiabilité, $FIAB$, comme étant le pourcentage d'unités de temps dans lequel la demande spécifiée est satisfaite:

$$FIAB_1 = \left(1 - \frac{N_r}{N}\right) * 100 \quad (6.2)$$

Où

- N_r : est le nombre de périodes où l'offre n'est pas en mesure de satisfaire la demande et des restrictions sur l'utilisation de l'eau sont imposées (défaillance dans l'alimentation) (la durée du déficit survenant dans l'étape temporelle (événement) t ; vaut 1 quand le déficit survient et 0 quand la demande ciblée peut être satisfaite).
- N : est le nombre total des périodes de temps dans l'analyse. Il exprime le nombre des périodes pendant lesquelles on satisfait un niveau de demande, sur le nombre total de périodes.

Remarque

(N_r / N) : est la probabilité empirique de défaillance de la satisfaction de la demande, et $FIAB$ est son complément (probabilité non- défaillance). Il convient, cependant, de souligner que ce concept porte sur une fréquence empirique au lieu d'une probabilité théorique.

La qualité de l'information donnée par la fiabilité telle que formulée dans l'équation (6.2) est discutable, surtout parce qu'elle masque deux aspects importants du comportement du système:

- la durée de l'événement de déficit d'eau (ex: une séquence continue défaillance), et
- le volume de déficit associé à chaque défaillance.

Dans le processus d'approvisionnement en eau, il est préférable de faire face à une longue série de déficits minimes qui pourraient facilement être absorbés par le système, au lieu de faire face à un seul déficit d'une ampleur écrasante (McMahon & Adeloje, 2005).

Il est également un concept non-réaliste, dans le fonctionnement réel d'un réservoir, les restrictions sur l'approvisionnement en eau serait appliquée bien avant le passage à l'état vide.

Le concept de fiabilité exprimé par l'équation (6.2) sera appelé la fiabilité en fonction du temps pour le reste de cette thèse. C'est le critère de performance utilisé par Portela & Quintela (2006 a, b). Une définition alternative de fiabilité est la fiabilité volumétrique proposée par McMahon et Mein (1978) et McMahon & Adeloye (2005):

$$FIAB_V = \left(1 - \frac{\sum_{t=1}^{N_r} (D_t - D'_t)}{\sum_{t=1}^N D_t}\right) * 100 \quad (6.3)$$

Où

D_t et D'_t sont, respectivement, la demande de cible et l'alimentation actuelle pendant la t ème période du temps,

Les variables restantes ont la même signification que précédemment. Notez que si D_t est satisfaite à 100% , $D_t = D'_t$.

6.2.2 La vulnérabilité

Un autre critère de performance de réservoir est la vulnérabilité. Ce critère exprime la gravité des déficits. La vulnérabilité est basée sur l'hypothèse que la période avec le plus grand déficit sera le plus sévère en termes de son d'impacts sur l'approvisionnement en eau.

La vulnérabilité est un indicateur de la sévérité d'un état jugé non satisfaisant. C'est la différence maximale entre une valeur de référence et une valeur excédant cette valeur. Par exemple, le niveau maximal d'exploitation d'un réservoir peut être défini à x m et, à un moment donné, ce niveau est dépassé en arrivant à $x+1$ m. Donc, la vulnérabilité est de 1 m.

$$VUL = \begin{cases} 0 & \text{Si } V_t \leq V_f \\ \text{Max} (V_t - V_f) & \text{autre} \end{cases} \quad (6.4)$$

→ Où

→ Vul=vulnérabilité

→ V_t =valeur de référence

→ V_t =valeur observée

Hashimoto et al. (1982) définissent la vulnérabilité, d'un réservoir comme la moyenne des maximaux déficits qui se produisent dans chacune des séquences continue de défaillance (McMahon et Adeloye, 2005)

$$VUL = \frac{\sum_{k=1}^{N_{fs}} \max(DEF_k)}{N_{fs}} \quad (6.5)$$

Où

- N_{fs} : est le nombre total de séquences de défaillance,
- DEF_k : max est le déficit d'eau maximale dans la k-tième séquence de défaillance,
- D_k : est la demande d'alimentation au cours de la même séquence.

La division par la demande, D_k est une simple formalité pour obtenir un descripteur adimensionnel.

6.2.3 La résilience

Le critère pour évaluer la capacité de récupération d'un réservoir à partir d'une séquence défaillance est la résilience. Ce critère exprime la « rapidité » d'un système à retrouver un état jugé satisfaisant. Il ya beaucoup de définitions de la résilience (McMahon & Adeloye, 2005), selon Nandalal & Bogardi (1996), la résilience est définie comme la plus longue durée d'événements de déficits consécutifs. La résilience mesure la capacité du système à retourner à un état jugé satisfaisant. Elle est calculée sur une base annuelle.

$$RESI = \frac{1}{\left(\frac{MD}{MS}\right) * FN} \quad (6.6)$$

Où

- RESI =résilience
- MD=nombre maximal de jours consécutifs pour lequel l'état est jugé insatisfaisant dans une année
- MS=nombre de jours dans une année.
- FN=nombre de jours où l'état est jugé insatisfaisant dans une année.

Cependant la définition la plus largement adoptée a été celle proposée par Hashimoto et al. (1982):

$$RESIL = \frac{N_{fs}}{N_r} \quad (6.7)$$

Où

- RESIL 'est la résilience,
- N_{fs} a la même signification que dans l'équation (6.5), et
- N_r a la même signification que dans l'équation (6.2).

Selon cette définition, la résilience est l'inverse de la durée moyenne des séquences de défaillance (N_r / N_{fs}), par conséquent, plus la durée moyenne des séquences des défaillances est longue, plus il est difficile pour un réservoir de retourner à l'état normale.

6.3 Simulation numérique

Dans cette étude, la performance des réservoirs a été évaluée en fonction des indices de performance (RRV) précités dans la section précédente. Différents scénarios ont été examinés pour étudier leurs influences sur le comportement du réservoir. Les résultats présentés ici sont obtenus dans pour deux états du stockage initial. Dans un premier temps il s'agit d'un stockage initial égal à zéro, et dans un deuxième temps il s'agit d'un stockage initial égal à la moitié du stockage actif. Les valeurs des indices de performance du réservoir Bouhamdane sont présentés (Figure 6.3 et Figure 6.4). En outre, l'influence de la capacité du réservoir et le niveau de remplissage critique sont étudiés. Les résultats obtenus sont reportés respectivement dans Figures (6.5) et Figure (6.6).

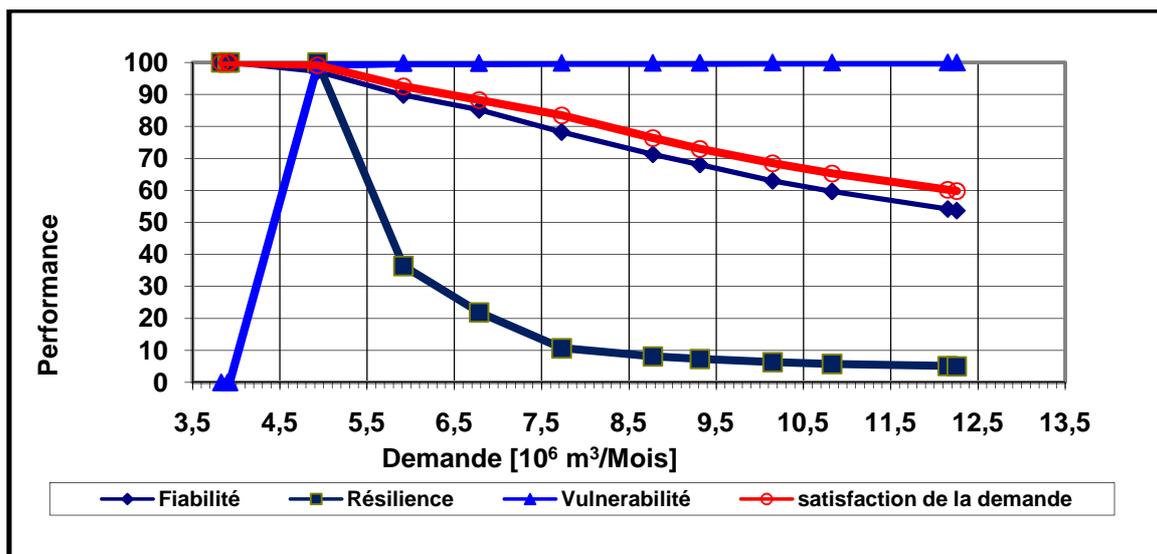


Figure 6.3: Performance du réservoir pour le cas d'une demande variable et un stockage initial zéro

Les résultats indiquent que le réservoir est capable de satisfaire toutes les demandes. Dans le cas d'un réservoir vide, on remarque que l'indice FIAB est de l'ordre de 100% pour une demande inférieure à 5, et enregistre une diminution de l'ordre de 27% pour une demande voisinant l'apport moyen de 7,5, et atteint les 50% pour une demande de 12,26. La résilience chute crescendo de la valeur 100% pour une demande de 3,5 à une valeur de l'ordre de 8,2 pour une demande de 7,5. Pour une demande de l'ordre de 12,5 la valeur de cet indice est de l'ordre de 5%.

La vulnérabilité est pratiquement stable est oscille entre 94% et 100 pour des demandes se trouvant dans la plage allant de 3,5 a 12,5.

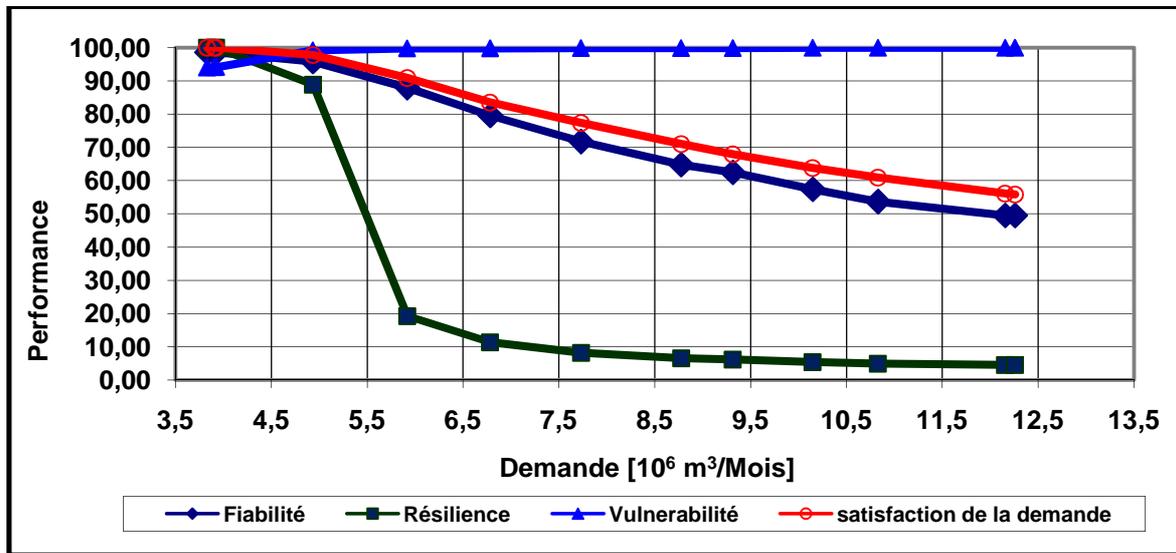


Figure 6.4 : Performance du réservoir pour le cas d'une demande variable et un stockage initial égale a la moitié de la capacité de stockage

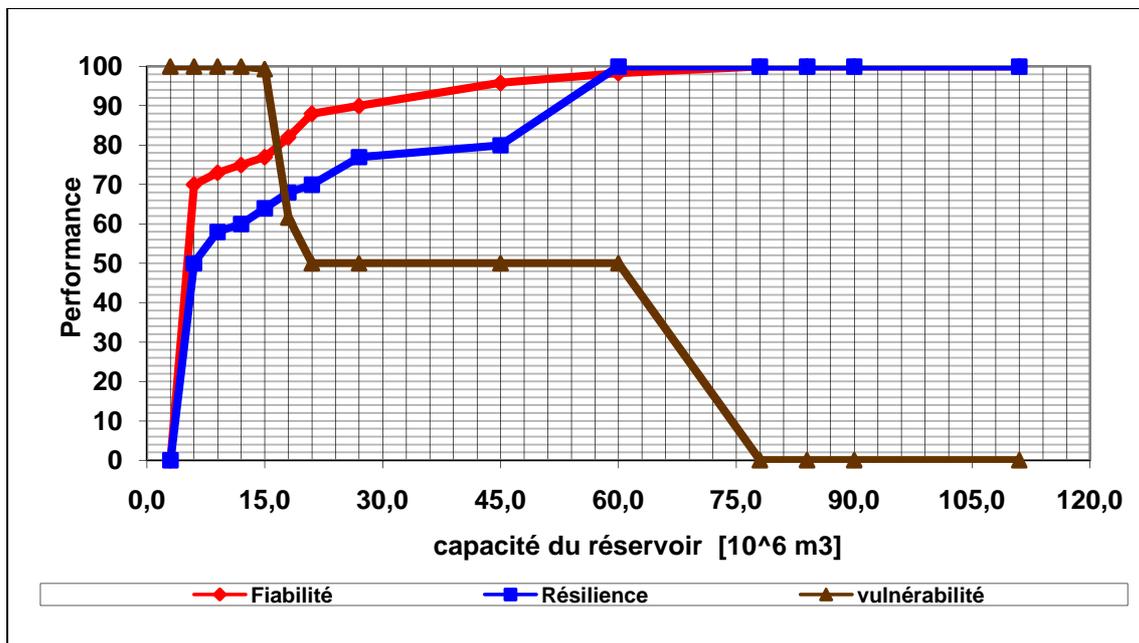


Figure 6.5: performance du réservoir en fonction d'une variable capacité de stockage

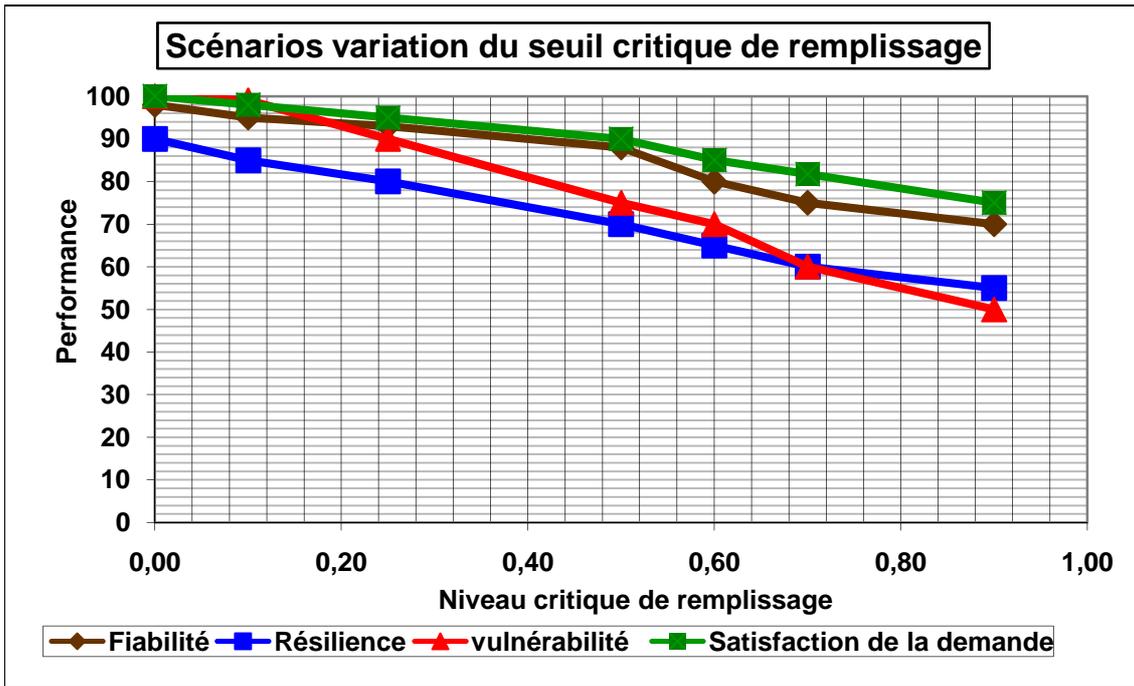


Figure 6.6: Performance du réservoir en fonction d'un seuil critique variable

Les valeurs de cet indice calculées pour les mêmes demandes mentionnées dans le tableau ci-dessus, et pour le cas d'un stockage initial égal à la moitié de la capacité, sont respectivement 100%, 36, 6% et 5%. Cependant, dans tous les cas, la vulnérabilité reste toujours très élevée. Le réservoir est capable de satisfaire la demande des deux situations précitées. Le pourcentage de satisfaction est d'environ 100% pour les demandes inférieures à 5, 80%, pour les demandes inférieures à 9,31, et environ 60% pour une demande de 12,26.

Lorsque on étudie le cas d'une capacité de stockage variable les résultats de simulation ont démontré que pour les différentes capacités soumises à l'analyse que les trois critères sont satisfaits.

A partir des figures (6.6), on peut conclure qu'une réduction du niveau de remplissage critique conduit à une meilleure satisfaction de la demande. Ceci se traduit par des grandes fiabilités et résilience. Cependant, la vulnérabilité est très élevée en même temps! Il s'agit d'un cas typique de critères de contradiction. Seul le gestionnaire peut prendre le risque de décider.

Conclusion

La connaissance des variations temporelles des débits d'apport présente une importance manifeste pour les prévisions hydrologiques à long terme et pour l'aménagement des ressources en eau. Le fonctionnement des réservoirs régulateurs en dépend beaucoup et il convient d'en tenir compte dans leur conception et leur exploitation. Le problème hydrologique fondamental du contrôle des eaux d'un réservoir consiste à trouver une relation mathématique entre le volume d'eau disponible et le débit soutirable. La méthode de Rippl, appliquée dans le cadre de cette étude, pour déterminer la capacité requise du barrage, renferme deux sources d'erreurs potentielles, (a) la série d'observations comprend des erreurs dues aux prélèvements; (b) la répartition grossière du temps entraîne des volumes de réservoirs trop petits. On peut écarter la première source d'erreurs du fait que l'on applique des modèles stochastiques générant de nombreuses séries de données, que de leur côté forment la base de départ pour des simulations. On peut alors déterminer la valeur qui sert de norme en faisant la moyenne des résultats de toutes les simulations.

Les modèles périodiques, comme le modèle PARMA, s'avèrent un moyen très efficace pour éliminer l'effet de la corrélation périodique, qu'on peut rencontrer lors du traitement des séries à pas mensuel. Dans le cadre de cette étude, qui porte sur le barrage de Debagh construit sur l'oued de Bouhamdene, au nord-est de l'Algérie, ce modèle, implanté dans le logiciel SAMS 2007, a été utilisé pour la génération d'une série synthétique de 100 ans, et ce à partir des apports de 1991 à 2008 du oued Bouhamdene. Cette série synthétique a été utilisée, par la suite, pour la détermination de la réserve du barrage. En outre le comportement de cette réserve a été simulé. Les états de déversement et de défaillance peuvent ainsi être aisément décelés.

Dans la première partie les modèles stochastiques Thomas-Fiering et PARMA ont été appliqués pour générer des données d'apport mensuel pour le réservoir Bouhamdene. Les paramètres statistiques comme des moyennes, écart-type, coefficient de variation et l'asymétrie des données observées et les données générées ont été comparés. Les résultats ont montré que les deux modèles peuvent préserver les paramètres statistiques historiques de l'apport. Le modèle avec le minimum d'Akaike Information Criterion (AIC) a été choisi comme le meilleur modèle d'ajustement. Le modèle PARMA (p, q) donne les meilleurs résultats comparativement au modèle de Thomas-Fiering. En outre, les valeurs de Nash - Sutcliffe Coefficient (NSE) pour les deux modèles ont été déterminés et comparés. La valeur NSE est d'environ 0,893 pour le modèle PARMA et 0,785 pour le modèle Thomas -Fiering.

En conséquence, les séries d'apport synthétique utilisé dans l'étude pour la simulation du réservoir ont été générés en utilisant le modèle PARMA (1, 0) avec la transformation de Box-Cox.

La deuxième partie de cette thèse est consacré à l'évaluation du comportement du réservoir et en particulier l'analyse de la performance. Dans cette étude, l'évaluation du comportement du réservoir mentionné précédemment a été faite en se basant sur des capacités de stockage variables, et différent le niveau de remplissage critique. La performance du réservoirs a été évaluée en des critères (RRV), à savoir, la fiabilité, la résilience et la vulnérabilité (RRV). Plusieurs scénarios à l'aide afflux généré ont été tentés pour l'évaluation du comportement. L'étude révèle que le réservoir Bouhamdane est capable de répondre à plus de la demande moyenne pour lequel il a été proposé de construire. Il a été observé que les demandes dans différents mois peuvent être atteintes avec 75 à 90% de fiabilité pour différentes valeurs de la collecte nette fiables. Les résultats des études de cas montrent que la méthode proposée est une approche plausible pour résoudre le problème analysé. Par rapport à la méthodologie ici appliquée, il y a encore des améliorations qui peuvent générer d'autres résultats et raffiner ceux qui ont été obtenus. Les aspects liés aux divers aspects de fiabilité, de résilience et de vulnérabilité de performance se révèlent être fréquemment essentielles dans le choix final de la stratégie de gestion à utiliser.

La performance d'un système réel est difficilement, voire impossible à calculer rigoureusement. Il faudrait pour cela questionner l'ensemble des utilisateurs de la ressource pour connaître leurs critères de satisfaction / non satisfaction. De plus, la satisfaction / non satisfaction de certains objectifs n'est pas quantifiable. La performance peut cependant être estimée, à partir d'un ensemble de critères choisis. Les critères retenus dans cette thèse sont : la fiabilité, la résilience et la vulnérabilité.

L'estimation de la performance future d'un système de gestion est très incertaine. Deux sources d'incertitudes majeures, liées à la génération des données météorologiques en climat modifiés. Il en existe de nombreuses autres, comme celles liées au devenir des usages de l'eau ou à la modélisation hydrologique par exemple. Nous pensons que ces sources d'incertitudes doivent également être explorées ce qui n'est généralement pas le cas dans les études réalisées.

La gestion des barrages réservoirs est par nature un problème multicritère. La complexité des systèmes de ressources en eau, dans lesquelles le barrage-réservoir est un élément, s'accroît de plus en plus, de part son aspect technique ou social. En effet, chaque problème de gestion à des caractéristiques propres et mérite des études spéciales.

L'amélioration des consignes de gestion, à travers la modélisation mathématique, ne peut être réalisable qu'avec la complète collaboration du gestionnaire d'ouvrages: elle signifie en effet d'abord un nouveau regard et une analyse critique du fonctionnement et des objectifs d'un système existant, déjà piloté, souvent complexe, de gestion de ressources en eau.

Pour élaborer des consignes de gestion, le gestionnaire doit être capable de prévoir les événements à gérer. Il doit aussi pouvoir les simuler afin d'estimer la palette des résultats possibles de sa politique. Ceci souligne l'importance du module de simulation décrivant le fonctionnement du système. Celui-ci ne peut être établi qu'avec une bonne connaissance du terrain, l'appui des hydrologues et hydrauliciens des services généraux chargés de la gestion d'un tel système. L'utilisation de modèles d'états pour représenter le caractère dynamique d'un système permet de rendre compte de la physique des phénomènes et donc de garder une représentation conceptuelle du fonctionnement du système. Ces techniques de modélisation et d'aide à la décision sont transférables ailleurs pour d'autres systèmes de gestion de ressources en avenir risqué.

Références Bibliographiques

Abdelaziz louamri (2013) :Le bassin-versant de la Seybouse (Algérie orientale): hydrologie et aménagement des eaux. Thèse de doctorat en sciences ((géographie et aménagement du territoire, option : hydrologie) .soutenue à Constantine, le 09 avril 2013. université de Constantine 1. Faculté des sciences de la terre, de la géographie et de l'aménagement du territoire département de l'aménagement du territoire.

ArcGIS Ressources (2012). What is SWAT? Dans *SWAT: Soil & Water Assessment Tool*. <http://blogs.esri.com/esri/arcgis/2012/03/14/swat-soil-water-assessment-tool/> (page consultée le 27 juillet 2012).

Adeloye, A.J., Montaseri, M. (1998). Adaption of a single reservoir technique for multiple reservoir storage–yield–reliability analysis, In: H. Zebidi (Ed.), *Water: a looming crisis? Proceedings of International Conference on World Water Resources at the Beginning of the 21st Century*, UNESCO, Paris, pp. 349–355.

Adeloye, A.J., Montaseri, M. and Garmann, C. (2001). Curing the misbehaviour of reservoir capacity statistics by controlling shortfall during failures using the modified sequent peak algorithm. *Water Resources Research*, 37(1), 73-82.

Adeloye, A.J., Lallemand, F., McMahon, T.A., (2003). Regression models for within-year capacity adjustment in reservoir planning. *Hydrological Sciences Journal* 48, 539–552.

Ajami, N. K., Hornberger, G. M. et Sunding, D. L. (2008). Sustainable water resource management under hydrological uncertainty. *Water Resources Research*, 44(11).

Akaike, H. (1974), A new look at the statistical model identification. *IEEE Transaction on Automatic Control AC-19* (6), 716–723.

Al-Fatlawi (2003) Al-Fatlawi, T.J. (2003): “Evaluation the probability of failure of Haditha reservoir”, M. Sc. Thesis, College of Engineering, Babylon University, Iraq.

Al-Shareef, P.A. (1996): “**Application of statistical methods on Iraqi reservoir**”, M. Sc. Thesis, College of Engineering, Babylon University, Iraq.

Altunkaynak, A., Özger, M. and Sen, Z., (2005). Regional Streamflow Estimation by Standard Regional Dependence Function Approach. *Journal of Hydraulic Engineering* ©ASCE, 131(Issue 11): pp. 1001-1006.

Anderson, R. L. (1941). Distribution of the serial correlation coefficients. *Annals of Math. Statistics*, 8(1), 1-13.

- Andreu, J., Capilla, J. et Sanchís, E. (1996). AQUATOOL, a generalized decision-support system for water-resources planning and operational management. *Journal of Hydrology*, volume 177, numéro 3-4, p. 269-291.
- Askew AJ, Yeh WWG, Hall WA. (1971). A comparative study of critical drought simulation. *Water Resources Research* 7: 52–62.
- Archibald, T. W., McKinnon, K. I. M. & Thomas, L. C. (1997) An aggregate stochastic dynamic programming model of multireservoir systems. *Water Resour. Res.* **33**(2), 33–340.
- Barnes, F.B. (1954), Storage required for a city water supply. *J. Inst. Eng., Australia*, 26, 198–203.
- Bartolini, P., Salas, ID., et Obeysekera, IT.B. (1988) Multivariate periodic ARMA(I,I) processes. *WaterResour. Res.*, 24(8): 1237-1246.
- Bartolini, P. et Salas, J.D. (1993) Modeling of streamflow processes at different time scales. *Water Resour. Res.*, 29(8): 2573-2587.
- Baumgartner, A., Reichel, E., (1975). *The World Water Balance. Mean Annual Global, Continental and Marine Precipitation, Evaporation and Runoff.* Elsevier, Amsterdam.
- Bedient, P., Huber, W. (1992), “Hydrology and Floodplain Analysis”, Addison-Wesley: New York.
- Bell, W. R. (1984). *An Introduction to Forecasting with Time Series Models.* Insurance: Mathematics and Economics 3, pp. 241-255.
- Bengal. www.hydrol-earth-syst-sci-discuss.net/7/1373/2010/. School of Water Resources Engineering, Jadavpur University, Kolkata, India .Published by Copernicus Publications on behalf of the European Geosciences Union.
- Bois, Ph. & Th., Lebel (1986) Modélisation stochastique de la relation pluie –débit. Journées hydrologiques de l'ORSTOM à Montpellier Paris : ORSTOM, 1986, p. 272-290. (Colloques et Séminaires). Journées Hydrologiques de l'ORSTOM à Montpellier, 1, 1985/09/17-18, Montpellier.
- BOX & JENKINS (2002). ‘*Application des modèles de type « ARIMA » en hydrologie*’.
- Box, G.E.P. et Cox, D.R. (1964) An analysis of transformations. *J. Roy. Statist. Soc.*, B26: 211-243.
- Bras, RL. et Rodriguez-Iturbe, I. (1985) *Random Functions and Hydrology.* Addison-Wesley, Reading Mass.
- Brissette, F., Leconte, R., Minville, M. et Roy, R. (2007). Can we adequately quantify the increase/decrease of flooding due to climate change? Dans *2006 IEEE EIC Climate Change*

Technology Conference, EICCCC 2006, May 10, 2006 - May 12. Inst. of Elec. and Elec. Eng. Computer Society, Ottawa, ON, Canada,

Brockwell, P.J. and R.A. Davis (1996), *Introduction to Time Series and Forecasting.* New York: Springer-Verlag.

BUIHAND T.A., (1982). Some methods for testing the homogeneity of rainfall records. *J. Hydrol.*, 58, 11-27.

Burges, S.J. (1970). *Use of Stochastic Hydrology to Determine Storage Requirements of Reservoirs - A Critical Analysis.* Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford.

Burnham, K. P. and Anderson, D. R., (2002). Model selection and multimodel inference: A practical information-theoretic approach., 2nd ed. Springer-Verlag, New-York.

Burn, D. H. & Simonovic, S. P. (1996) Sensitivity of reservoir performance to climatic change. *Water Resour. Manage.* **10**, 463–478.

Camacho, F., McLeod, AI, et Hipel K.W. (1985) Contemporaneous autoregressive-moving average (CARMA) modeling in water resources. *Water Resour. Bull.*, 21(4): 709-720.

Camacho, F., McLeod, AI. (1987) Multivariate contemporaneous ARMA models with hydrological applications. *Stochastic Hydrol. Hydraul.*, 1: 141-154.

Caron, P. et Cuerrere, A (1993) Complexe Grande Baleine, Hannonisation des séries d'apports mensuels avant et après aménagement pour la période de 1942 à 1991. Rapport technique, Direction aménagements de centrales, Service Hydraulique, Hydro-Québec, Montréal.

Castelletti, A., Pianosi, F., Quach, X. et Soncini-Sessa, R. (2011). Assessing water resources management and development in northern vietnam. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 8(4):7177{7206.

Chen, H.-L., and A.R. Rao (2002), testing hydrologic time series for stationary. *Journal of Hydrologic Engineering*, 7 (2), 129–136.

Chung, C. and J.D. Salas (2000), Drought occurrence probabilities and risks of dependent hydrologic processes. *Journal of Hydrologic Engineering*, 5 (3), 259–268.

Chow, V. T., Maidment, D. & Mays, L. (1988). Applied hydrology. Singapore: McGraw-Hill International Publications.

Colin Cameron et Pravin Trivedi, *Microeconometrics : Methods And Applications,* Cambridge University Press, (2005), 1056 p. (ISBN 978-0521848053).

Conway D. and Hulme (1993) "Recent fluctuations in precipitation and runoff over the Nile sub basins and their impact on main Nile discharge" *Climate change* 25: 125-151.

- Conway D., (1997). " A water balance model of the Upper Blue Nile in Ethiopia" *Hydrological sciences Journal* 42(2).
- Conway., D. (2000). "The Climate and Hydrology of the Upper Blue Nile River." *The Geographical Journal* 166(1): 49-62.
- Dikbas F, Firat M, Cem Koc A, Güngör M. (2010). Homogeneity Test for Turkish Temperature Series. *BALWOIS* , Ohrid, Republic of Macedonia, 25-29 May, 5p.
- Dracup, IA, Lee, K.S. et Paulson, E.G. (1980a) Statistical characteristics of drought events, *Water Resour. Res.*, 16(2): 289-296.
- Dracup, IA, Lee, K.S. et Paulson, E.G. (1980b) On the definition of droughts, *Water Resour. Res.*, 16(2): 297-302.
- DROESBEKE, J. J, FICHET, B & TASSI, P. (1995). '*Séries chronologiques – théorie et pratique des modèles ARIMA*', Economica.
- Dyck, S.; Peschke, G., 1989: *Grundlagen der Hydrologie*. Berlin, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.
- Fernandez, B. et Salas, J.D. (1990) Gamma-autoregressive models for stream-flow simulation. 1. *Hydraul. Eng. (ASCE)*, 116(11): 1403-1414.
- Filliben, J.J., 1975. The probability plot correlation coefficient test for normality. *Technometrics*, 17(1):111–117.
- Fortin, V., Perreault, L. and Salas, J. D. (2004). *Retrospective Analysis and Forecasting of Streamflows Using a Shifting Model*. *Journal of Hydrology*, Vol. 296, 135-163.
- Fowler, H. J.; Kilsby, C. G.; O'Connell, P. E. (2003) modeling the impacts of climatic change and variability on the reliability, resilience, and vulnerability of a water resource system. *Water Resources Research* 39(8): 1222.
- Fuad Abdo Yassin (2009) investigation and hydrological characterisation of surface water storage option in the Upper Blue Nile. A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Degree of Master of Science (Engineering) of the Arba Minch University.
- Gould, B.W. 1964. Discussion of paper by G.N. Alexander in *Water Resources Use and Management*, Melbourne University Press, Melbourne, pp. 161–164.
- Hashimoto, T., Stedinger, J. R. & Loucks, D. P. (1982) Reliability, resiliency and vulnerability criteria for water resources system performance evaluation. *Water Resour. Res.* 18(1), 14–20.
- Hazen, A., 1914. Storage to be provided in impounding reservoirs for municipal water supply. *Transactions of American Society of Civil Engineers* 77, 1539–1640.

Hingray, B., Picouet, C. et Musy, A. (2009b). Propagation des _écoulements. In Hydrologie : Tome 2, Une science pour l'ingénieur, page 50. PPUR presses polytechniques.

Hoshi, K. and Burges, S.J. (1978). The impact of seasonal flow characteristics and demand patterns on required reservoir storage. *Journal of Hydrology*, 37(3-4), 241-260.

Hurst, H.E., 1951. Long term storage capacity of reservoirs. Transactions American Society of Civil Engineers 1167, 770–790.

IPCC, 2001. Climate Change 2001: Impacts, Adaptation & Vulnerability. Cambridge University Press, New York

Hurvich, C.M. and Tsai, C.-L., 1989. Regression and time series model selection in small samples. *Biometrika*, 76(2):297–307.

Jain, S. et Bhunya, P. (2008). Reliability, resilience and vulnerability of a multipurpose storage reservoir. http://cat.inist.fr/?aModele=a_cheN&cpsidt=20258509.

Jain, S. K., Goel, M. K. et Agarwal, P. K. (1998). Reservoir operation studies of Sabarmati system, india. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 124(1):31{37.

Jordan, F. 2007 Modèle de prévision et de gestion des crues : optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue. PhD thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Jeuland, M. (2010). Economic implications of climate change for infrastructure planning in transboundary water systems : An example from the blue Nile. *Water Resources Research*, 46.

Kendall, M.G., (1975). *Rank correlation methods*, 4th ed. Charles Griffin, London

Klemes, V., Srikanthan, R. and McMahon, T.A. (1981). Long - memory flow models in reservoir analysis: what is their practical value? *Water Resources Research*, 17(3), 737 - 751.

Kleme_s, V. (1987). 'One hundred years of applied storage reservoir theory'. *Water Resources Management* 1(3), 159{175.

Klipsch, J. et Hurst, M. (2007). HEC-ResSim Reservoir System Simulation User's Manual Version 3.0. Dans US Army Corps of Engineers, *Hec-ResSim*. http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ressim/documentation/HECResSim_30_UsersManual.pdf (page consultée le 28 juillet 2012).

KOTTEGODA N.T., 1980. Stochastic Water Resources Technology. The Macmillon Press Ltd. 384 p.

Kuo, J.-T., Hsu, N.-S., Chu, W.-S., Wan, S., and Lin, Y.-J.: Real Time operation of Tanshui river reservoir, *ASCE WR*, 116(3), 349– 361, 1990.

Labadie, J. W. (2006). MODSIM: Decision support system for integrated river basin management. Dans *Proceedings of the iEMSs 3rd Biennial Meeting," Summit on Environmental Modelling and Software"*.

- Li, L., Xu, H., Chen, X. et Simonovic, S. P. (2010).** Streamflow forecast and reservoir operation performance assessment under climate change. *Water Resources Management*, volume 24, numéro 1, p. 83-104.
- Loucks, D. P. (1992)** Water resources systems models: their role in planning. *Water Resour. J. ST/ESCAP/SER.C/175*: 87–93 (Reprint from: *J. Water Resour. Plan. Manage.* **118**(3)).
- Madhloom, H.M. (2000):** “Probability of failure of Al-Adhaim reservoir”, M. Sc. Thesis, College of Engineering, Babylon University, Iraq.
- Maier, H. R.; Lence, B. J.; Tolson, B. A.; Foschi, R. O. (2001),** First-order reliability method for estimating reliability, vulnerability, and resilience, *Water Resources Research* 37: 779-790.
- McMahon, T. A. & Mein, R. G. (1978).** Reservoir Capacity and Yield. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company.
- McMahon, T.A., 1982.** World hydrology: does Australia fit? In: Hydrology and Water Resources Symposium, Institution of Engineers, Australia National Conference Publication 83(2), pp. 288–296.
- McMahon, T.A., Finlayson, B.L., Haines, A., Srikanthan, R., 1992.** Gobar Runoff: Continental Comparisons of Annual Flows and Peak Discharges. Catena Verlag, Germany.
- McMahon, T.A., 1998.** Hydrology – some unfinished business. *Australia Journal of Water Resources* 2 (2), 1–11.
- McMahon, T.A. and Adeloje, A.J. (2005).** *Water Resources Yield*. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado.
- McMahon, T., Adeloje, A. & Zhou, S. (2006).** ‘Understanding performance measures of reservoirs’. *Journal of Hydrology* 324(1-4), 359{382.
- McMahon, T., Pegram, G., Vogel, R. & Peel, M. (2007a).** ‘Revisiting reservoir storage-yield relationships using a global streamflow database’. *Advances in Water Resources* 30(8), 1858{1872.
- McMahon, T., Vogel, R., Pegram, G., Peel, M. & Etkin, D. (2007b).** ‘Global streamflows{Part 2. Reservoir storage{yield performance’. *Journal of Hydrology* 347, 260{271. 79
- McMahon, T.A., Vogel, R.M., Peel, M.C., Pegram, G.G.S., 2007c.** Global streamflows – Part 1. Characteristics of annual streamflows. *Journal of Hydrology* 347 (3–4), 243–259.

- Minville, M., Brissette, F. et Leconte, R. (2010a). Impacts and uncertainty of climate change on water resource management of the Peribonka River System (Canada). *Journal of Water Resources Planning and Management*, volume 136, numéro 3, p. 376-385.
- Montaseri ,A.J., and Garmann, M. C. (2001). Curing the misbehaviour of reservoir capacity statistics by controlling shortfall during failures using the modified sequent peak algorithm. *Water Resources Research*, 37(1), 73-82.
- Montgomery, D.C., Peck, E.A., 1982. Introduction to Linear Regression Analysis. Wiley, New York.
- Moran, P. A. P. (1954) “A probability theory of dams and storage systems,” *Australian Jour. Applied Science*, 5, 116-124, 1954.
- Mosaad Bayoumi Desoky Ahamed Khadr (2011), Water Resources Management in the Context of Drought (An Application to the Ruhr river basin in Germany) Vom Fachbereich D (Abteilung Bauingenieurwesen) der Bergischen Universität Wuppertal.
- Moy, W-S., Cohon, J. L. & ReVelle, C. S. (1986) A programming model for analysis of the reliability, resilience and vulnerability of a water supply reservoir. *Water Resour. Res.* **22**(4), 489–498.
- Nagy, I., Asante-Duah, D. & Zsuffa, I. (2002). Hydrological dimensioning and operation of reservoirs: practical design concepts and principles. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.
- Nandalal, K. D. W. & Bogardi, J. J. (1996) Reliability analysis of a reservoir for salinity control. *Proc. Int. Conf. on Water Resources and Environment Research: Towards the 21st Century* (Kyoto, 1996), 263–269. Kyoto University, Japan.
- Nash J. E., Sutcliffe J. V. (1970) — River flow forecasting through conceptual models, part 1 - A discussion of principles. *J. of Hydrol.* **10**(3) 282-290.
- Oliveira, R. et Loucks, D. P. (1997). Operating rules for multireservoir systems. *Water Resources Research*, 33(4):PP. 839{852.
- Panu, U.S. and Sharma, T.C. (2002) Challenges in Drought Research: Some Perspectives and Future Directions. *Hydrological Sci. J.*, 47, 19–30.
- Parker, M., Thompson, J. G., Reynolds, R. R., Jr & Smith, M. D. (1995) Use and misuse of complex model: example from water demand management. *Water Resour. J. ST/ESCAP/SER.C/185: 72–77* (Reprint from: *Water Resour. Bull.* **31**(2)).
- Peel, M.C., 1999. Annual runoff variability in a global context, Ph.D. Thesis, Department of Geography, The University of Melbourne.

- Peel, M.C., McMahon, T.A., Finlayson, B.L., Watson, F.G.R., 2001. Identification and explanation of continental differences in the variability of annual runoff. *Journal of Hydrology* 250, 224– 240.
- Phien, H.N. (1993). Reservoir storage capacity with gamma inflows. *Journal of Hydrology*, 146, 383- 389.
- PNUD/OPE – Ressources en eau dans les pays de l’Afrique du nord. Guide Maghrébin pour l’exécution des études et des travaux de retenues collinaires. Projet RAB/80/011 (1987).
- Portela, M. M. & Quintela, A. C. (2002a). ‘Assessment of The Streamflow Characteristics Under Unavailability of Discharge Data: The Mean Annual Flow Depth Over The Watershed As A Regionalization Parameter. The Portuguese Case.’. In: EGS XXVII General Assembly, Nice, 21-26 April 2002, vol. 27.
- Portela, M. M. & Quintela, A. C. (2002b). ‘Evaluation of the water resources in Portuguese watersheds without stream ow data’. In: International Conference of Basin Organizations (Conferencia Internacional de organismos de Cuenca), vol. 6. Madrid.
- ReVelle, C. (1999) *Optimizing Reservoir Resources: including a new model for reservoir Reliability*. John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.
- Rippl, W., 1883. Capacity of storage reservoirs for water supply. *Minutes of Proceedings Institution of Civil Engineers* 71, 270– 278.
- Rogers, P. P. and M. B. Fiering (1986). “Use of systems analysis in water management,” *Water Resources Research*, Vol. 22(9), 146S-158S.
- Roy D. and D. Banerjee (2010); Performance analysis of the proposed Reservoir Project in the State of West Bengal. www.hydrol-earth-syst-sci-discuss.net/7/1373/2010/. School of Water Resources Engineering, Jadavpur University, Kolkata, India .Published by Copernicus Publications on behalf of the European Geosciences Union.
- Salas, J. D., J. W. Delleur, V. Yevjevich, and W. L. Lane, 1980, *Applied Modeling of Hydrologic Time Series*, WWP, Littleton, Colorado.
- Salas, J.D., D.C. Boes, and R.A. Smith, 1982, Estimation of ARMA Models with Seasonal Parameters, *Water Resources Res.*, vol. 18, no. 4, pp. 1006-1010.
- Salas, J.D., 1993, Analysis and Modeling of Hydrologic Time Series, *Handbook of Hydrology*, Chap. 19, pp.19.1-19.72, edited by D.R. Maidment, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Seidou, O., Marche, C., Robert, B. et Rousselle, J. (2003). La gestion _a risque contrôle des réservoirs hydroélectriques. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(6):1111{1122.

Shiau, J.-T., and H. W. Shen (2001), Resource analysis of hydrologic droughts of different severity, *Journal of Water Resources Planning Management*, 127 (1), 30–40.

Shane, R., and W. Lynn, “Mathematical model for flood risk evaluation”, J. Hydraul Div., Amer. Soc. Civil Eng., 90(HY6), 1-20, 1964.

Shiau, J., (2003) water release policy effects on the shortage characteristics for the shihmen reservoir system during droughts, *Water Resources Management*, 17, 463–480.

Shiau, S., Jenq-Tzong; Feng, and N. Saralees (2007), Assessment of hydrological droughts for the Yellow River, China, using copulas, *Hydrological Processes*, 21, 2157–2163, doi:10.1002/hyp.6400.

Shiau, J. T., and R. Modarres (2009), Copula-based drought severity-duration frequency analysis in Iran, *Journal of Meteorologica Applications*, 16, 481–489.

Simonovic, S.P. and Marino, M.A. (1980a): “Reliability programming in reservoir management. 1. Single multipurpose reservoir”, *Water Resources Research*, Vol.16, No.5, Pages 844-848.

Simonovic, S.P. and Marino, M.A. (1980c): “Reliability programming in reservoir management. 3. System of multipurpose reservoirs”, *Water Resources Research*, Vol.18, No.4, Pages 735-743.

Simonovic, S. P. et Li, L. (2003). Methodology for assessment of climate change impacts on large-scale flood protection system. *Journal of Water Resources Planning and Management*, volume 129, numéro 5, p. 361-371.

Simonovic, S. et Akter, T. (2004). Modelling uncertainties in short-term reservoir operation using fuzzy sets and a genetic algorithm. *Hydrological Sciences Journal*, 49(6):1081{1097.

Singh, V. P. and Fiorentino, M. (1992), “A historical perspective of entropy applications in water resources”, in Singh, V. P. and Fiorentino, M. (Eds), *Entropy and Energy Dissipation in Water Resources*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht. pp. 155 to 173.

Singh, V.P. and Frevert, D.K., 2001. *Mathematical Models of Small Watershed Hydrology and Applications*, 972 pp.

Snedecor, G.W. and Cochran, W.G., 1980. *Statistical Methods*. Iowa State University Press, Iowa, seventh edition.

Srikanthan, R., McMahon, T.A., 1980. Statistical generation of monthly flow for ephemeral streams. *J. Hydrol.* 47, 19–40.

Stedinger, J.R. and M.R. Taylor (1982), Synthetic streamflow generation 1. Model verification and validation. *Water Resources Research*, 36, 1519–1533.

Stedinger JR., Vogel RM., Foufoula-Georgiou E. (1993) "Frequency analysis of extreme events" In Handbook of Hydrology, Maidment DR. (ed) from 18-1 to 19-65. McGraw Hill: New York.

Svanidze , G. G. (1980). *Mathematical Modeling of Hydrologic Series*. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado.

Sveinsson, O. G. B. J. D. Salas, W. L. Lane, and D. K. Frevert ,(2007): Stochastic Analysis, Modeling, and Simulation (SAMS) Version 2007.

Tallaksen, L.M. and Hisdal, H. (1999) Methods for regional classification of streamflow drought series: the EOF method and L-moments.

Tilmant, A. et Kelman, R. (2007). A stochastic approach to analyze trade-flows and risks associated with large-scale water resources systems. *Water Resources Research*, 43(6).

Thomas, H. A. and Burden, R. P. (1963). *Operations Research in Water Quality Management*. Division of Applied Physics, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

Thomas, H.A et Fiering, M.B. (1962) Mathematical synthesis of streamflow sequences for the analysis of river basins by simulation. *Design of Water Resources Systems* (Mass et al.), Harvard Univ. Press, Cambridge, Mass., pp. 459-493.

Valencia, RD. et Schaake, JC. (1973) Disaggregation processes in stochastic hydrology. *Water Resour. Res.*, 9(3): 580-585

Vecchia, A V. (1985) Periodic autoregressive-moving average (PARMA) modeling with applications to water resources. *Water Resour. Bull.*, 21(5): 721-730

Vogel, R.M. (1987), Reliability indices for water supply systems. *Journal Water Resources Planning and Management*, 113 (4), 645–654.

Vogel, R. and Stedinger, J.R. (1988): "The value of stochastic streamflow models in overyear reservoir design applications", *Water Resources Research*, Vol.24, No.9, Pages 1483-1490.

Wa'el Abdul-Bari Hussien (2006): Reliability of Iraqi Reservoirs. A Thesis Submitted to the College of Engineering of the University of Babylon in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Civil Engineering

Wallis, J.R. and Matalas, N.C. (1972). Sensitivity of reservoir design to the generating mechanism of inflows. *Water Resources Research*, 8(3), 634-641.

Wilson, E. B. and Hilferty, M. M. (1931). Distribution of Chi-square. *Proceedings National Academy of Science*, 17, 648-688.

Water Ressources Engineering Area (2010). Aquatool. Dans Université Polytechnique de Valencia, *Aquatool software*. <http://www.upv.es/aquatool/software.html> (page consultée le 10 juin 2012).

Wolfgang, O., Haugstad, A., Mo, B., Gjelsvik, A., Wangensteen, I. et Doorman, G. (2009). Hydro reservoir handling in Norway before and after deregulation. *Energy*, 34(10): 1642-1651.

World Meteorological Organization (1988). *Analyzing Long Time Series of Hydrological Data With Respect to Climate Variability*. Wcap-3, WMO/TD 224.

Wurbs, R., Cabezas, L., (1987) "Analysis of Reservoir Storage Reallocation". *Journal of Hydrology*. No.92/77-95.

Wurbs, R., (1993) "Reservoir-system Simulation and Optimization Models". *J. Water Resources Planning and Management*. Vol.119, No.4, July/August, 1993.

Wurbs, R. (1996) "Modeling and Analysis of Reservoir System Operations", Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

Wurbs, R., (2002) "State-frequency Analysis for Urban Flood Control Reservoir". *J. Water Resources Planning and Management*.

Xu, Z.X., Ito, K., Liao, S and Wang, L (1997), "Incorporating Inflow Uncertainty Into Risk Assessment For Reservoir Operation", *Stochastic Hydrology and Hydraulics* 11:433-448.

Yeh, W. (1985). "Reservoir management and operation models: A state of the art review". *Water Resources Research*, Vol. 21, NO. 12, pp. 1797-1818.

Yue, S., Ouarda, T., Bobee, B., Legendre, P, and Bruneau, P.(2002). "Approach for describing statistical properties of flood hydrograph". *Journal of Hydrological Engineering*, Vol. 7, NO. 2, pp. 147-153.

Yue, S., Pilon, P. and Cavadias, G. (2002a). Power of the Mann-Kendall and Spearman's rho testes for detecting monotonic trends in hydrological series. *Journal of Hydrology*, 259, 254-271.

Yue, S., Pilon, P., Phinney, B. and Cavadias, G. (2002b). The influence of autocorrelation on the ability to detect trend in hydrological series. *Hydrologic Processes*, 16, 1807-1829.

Yue, S. and Wang, C.Y. (2002). The influence of serial correlation on the Mann-Whitney test for detecting a shift in median. *Advances in Water Resources*, 25, 325-333.

Yevjevich, V. (1983) Methods for determining statistical properties of droughts. In:

Yohannes Hagos Subagadis (2009), *Stochastic Simulation of Streamflow and Hydrologic Drought Analysis (Case Study: Upper Blue Nile Basin)*. A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Masters of Science degree in Civil Engineering, Addis Ababa University.

Zongxue, X.; Jinno, K.; Kawamura, A.; Takesaki, S.; Ito, K. , 1998, Performance risk analysis for Fukuoka watersupply system, *Water Resources Management* 12(1): 13-30.

Annexe 1 : Détail calcul Test de normalité de Shapiro-Wilk

Index (i)	Data	Sorted	mi	ai
1	0,307	0,0001	-2,7600	-0,2031
2	0,229	0,0001	-2,4317	-0,1679
3	1,600	0,0001	-2,2527	-0,1535
4	24,914	0,0001	-2,1257	-0,1448
5	7,193	0,0001	-2,0259	-0,1380
6	15,402	0,0001	-1,9429	-0,1324
7	19,864	0,0001	-1,8715	-0,1275
8	21,915	0,0001	-1,8086	-0,1232
9	1,743	0,0001	-1,7520	-0,1194
10	1,553	0,0001	-1,7006	-0,1159
11	0,296	0,0001	-1,6533	-0,1127
12	0,445	0,0001	-1,6095	-0,1097
13	0,548	0,0001	-1,5685	-0,1069
14	1,304	0,0001	-1,5300	-0,1043
15	0,487	0,0001	-1,4937	-0,1018
16	0,392	0,0001	-1,4592	-0,0994
17	0,547	0,0001	-1,4264	-0,0972
18	1,918	0,0001	-1,3950	-0,0951
19	4,612	0,0001	-1,3650	-0,0930
20	24,923	0,0001	-1,3361	-0,0910
21	12,705	0,0001	-1,3084	-0,0892
22	0,853	0,0001	-1,2816	-0,0873
23	0,493	0,0001	-1,2556	-0,0856
24	0,087	0,0001	-1,2305	-0,0838
25	0,270	0,0001	-1,2062	-0,0822
26	0,515	0,0001	-1,1825	-0,0806
27	22,162	0,0001	-1,1595	-0,0790
28	47,847	0,003	-1,1371	-0,0775
29	57,977	0,006	-1,1153	-0,0760
30	14,580	0,007	-1,0939	-0,0745
31	21,840	0,009	-1,0731	-0,0731
32	13,958	0,014	-1,0527	-0,0717
33	4,305	0,018	-1,0327	-0,0704
34	0,352	0,018	-1,0132	-0,0690
35	0,242	0,019	-0,9940	-0,0677

36	0,458	0,02	-0,9752	-0,0664
37	0,344	0,029	-0,9567	-0,0652
38	0,418	0,032	-0,9385	-0,0640
39	0,263	0,036	-0,9207	-0,0627
40	4,163	0,039	-0,9031	-0,0615
41	7,755	0,04	-0,8858	-0,0604
42	19,265	0,046	-0,8688	-0,0592
43	2,596	0,049	-0,8520	-0,0581
44	1,770	0,054	-0,8354	-0,0569
45	0,942	0,059	-0,8191	-0,0558
46	0,339	0,062	-0,8030	-0,0547
47	0,436	0,063	-0,7871	-0,0536
48	0,093	0,069	-0,7714	-0,0526
49	0,049	0,072	-0,7559	-0,0515
50	0,312	0,087	-0,7406	-0,0505
51	0,344	0,087	-0,7254	-0,0494
52	0,472	0,087	-0,7104	-0,0484
53	87,152	0,093	-0,6956	-0,0474
54	1,734	0,098	-0,6809	-0,0464
55	28,048	0,104	-0,6663	-0,0454
56	0,935	0,138	-0,6519	-0,0444
57	0,959	0,14	-0,6377	-0,0435
58	0,509	0,142	-0,6235	-0,0425
59	0,098	0,152	-0,6095	-0,0415
60	0,212	0,153	-0,5956	-0,0406
61	0,400	0,169	-0,5818	-0,0396
62	0,428	0,181	-0,5681	-0,0387
63	0,290	0,187	-0,5546	-0,0378
64	0,448	0,19	-0,5411	-0,0369
65	2,902	0,208	-0,5277	-0,0360
66	38,981	0,212	-0,5145	-0,0351
67	16,423	0,229	-0,5013	-0,0342
68	2,984	0,235	-0,4882	-0,0333
69	2,245	0,238	-0,4751	-0,0324
70	0,000	0,242	-0,4622	-0,0315
71	0,019	0,246	-0,4494	-0,0306
72	0,036	0,263	-0,4366	-0,0297

73	0,063	0,265	-0,4238	-0,0289
74	0,000	0,265	-0,4112	-0,0280
75	0,032	0,27	-0,3986	-0,0272
76	0,000	0,278	-0,3861	-0,0263
77	0,000	0,29	-0,3736	-0,0255
78	0,265	0,296	-0,3612	-0,0246
79	0,913	0,307	-0,3489	-0,0238
80	0,689	0,312	-0,3366	-0,0229
81	0,208	0,314	-0,3244	-0,0221
82	0,069	0,339	-0,3122	-0,0213
83	0,020	0,339	-0,3000	-0,0204
84	0,000	0,344	-0,2879	-0,0196
85	1,407	0,344	-0,2759	-0,0188
86	0,431	0,352	-0,2638	-0,0180
87	1,977	0,392	-0,2519	-0,0172
88	18,335	0,395	-0,2399	-0,0163
89	5,268	0,4	-0,2280	-0,0155
90	5,393	0,401	-0,2161	-0,0147
91	4,269	0,407	-0,2043	-0,0139
92	2,173	0,418	-0,1924	-0,0131
93	2,721	0,428	-0,1806	-0,0123
94	0,246	0,431	-0,1689	-0,0115
95	0,000	0,436	-0,1571	-0,0107
96	0,000	0,445	-0,1454	-0,0099
97	0,265	0,448	-0,1337	-0,0091
98	0,054	0,458	-0,1220	-0,0083
99	10,157	0,472	-0,1103	-0,0075
100	4,816	0,487	-0,0987	-0,0067
101	17,535	0,493	-0,0870	-0,0059
102	40,103	0,509	-0,0754	-0,0051
103	3,630	0,515	-0,0638	-0,0043
104	1,321	0,547	-0,0522	-0,0036
105	0,798	0,548	-0,0406	-0,0028
106	0,181	0,558	-0,0290	-0,0020
107	0,000	0,567	-0,0174	-0,0012
108	0,000	0,667	-0,0058	-0,0004
109	1,185	0,689	0,0058	0,0004

110	0,407	0,694	0,0174	0,0012
111	1,004	0,725	0,0290	0,0020
112	3,496	0,791	0,0406	0,0028
113	3,735	0,798	0,0522	0,0036
114	0,922	0,829	0,0638	0,0043
115	0,401	0,853	0,0754	0,0051
116	0,087	0,856	0,0870	0,0059
117	3,649	0,913	0,0987	0,0067
118	0,142	0,922	0,1103	0,0075
119	0,000	0,935	0,1220	0,0083
120	0,000	0,942	0,1337	0,0091
121	0,000	0,944	0,1454	0,0099
122	1,422	0,959	0,1571	0,0107
123	0,018	0,988	0,1689	0,0115
124	0,725	1,004	0,1806	0,0123
125	6,369	1,018	0,1924	0,0131
126	16,415	1,185	0,2043	0,0139
127	0,944	1,201	0,2161	0,0147
128	1,947	1,304	0,2280	0,0155
129	1,018	1,321	0,2399	0,0163
130	0,000	1,38	0,2519	0,0172
131	0,000	1,407	0,2638	0,0180
132	0,000	1,422	0,2759	0,0188
133	0,000	1,517	0,2879	0,0196
134	0,558	1,553	0,3000	0,0204
135	0,039	1,582	0,3122	0,0213
136	0,988	1,6	0,3244	0,0221
137	1,380	1,646	0,3366	0,0229
138	1,646	1,666	0,3489	0,0238
139	0,791	1,729	0,3612	0,0246
140	0,314	1,734	0,3736	0,0255
141	0,169	1,74	0,3861	0,0263
142	0,000	1,74	0,3986	0,0272
143	0,395	1,743	0,4112	0,0280
144	0,238	1,77	0,4238	0,0289
145	0,235	1,918	0,4366	0,0297
146	0,138	1,947	0,4494	0,0306

147	2,666	1,977	0,4622	0,0315
148	15,401	2,071	0,4751	0,0324
149	87,903	2,173	0,4882	0,0333
150	75,372	2,245	0,5013	0,0342
151	13,430	2,596	0,5145	0,0351
152	87,075	2,666	0,5277	0,0360
153	3,937	2,721	0,5411	0,0369
154	0,140	2,902	0,5546	0,0378
155	0,062	2,984	0,5681	0,0387
156	0,072	3,24	0,5818	0,0396
157	0,567	3,496	0,5956	0,0406
158	6,965	3,63	0,6095	0,0415
159	0,856	3,649	0,6235	0,0425
160	11,017	3,735	0,6377	0,0435
161	90,628	3,937	0,6519	0,0444
162	3,240	4,163	0,6663	0,0454
163	0,667	4,166	0,6809	0,0464
164	1,201	4,269	0,6956	0,0474
165	10,508	4,305	0,7104	0,0484
166	7,596	4,612	0,7254	0,0494
167	0,059	4,816	0,7406	0,0505
168	0,046	5,268	0,7559	0,0515
169	0,000	5,393	0,7714	0,0526
170	0,014	6,078	0,7871	0,0536
171	110,254	6,369	0,8030	0,0547
172	63,606	6,965	0,8191	0,0558
173	53,114	7,193	0,8354	0,0569
174	103,683	7,596	0,8520	0,0581
175	41,819	7,755	0,8688	0,0592
176	26,384	9,119	0,8858	0,0604
177	0,040	10,157	0,9031	0,0615
178	0,153	10,508	0,9207	0,0627
179	0,018	11,017	0,9385	0,0640
180	0,000	11,633	0,9567	0,0652
181	0,000	12,705	0,9752	0,0664
182	0,007	13,43	0,9940	0,0677
183	0,009	13,958	1,0132	0,0690

184	1,740	14,58	1,0327	0,0704
185	4,166	15,401	1,0527	0,0717
186	27,808	15,402	1,0731	0,0731
187	9,119	16,415	1,0939	0,0745
188	0,190	16,423	1,1153	0,0760
189	1,582	17,535	1,1371	0,0775
190	0,029	17,999	1,1595	0,0790
191	0,000	18,335	1,1825	0,0806
192	0,000	19,265	1,2062	0,0822
193	0,000	19,864	1,2305	0,0838
194	0,087	21,84	1,2556	0,0856
195	0,104	21,915	1,2816	0,0873
196	1,517	22,162	1,3084	0,0892
197	0,339	24,914	1,3361	0,0910
198	0,694	24,923	1,3650	0,0930
199	29,759	26,384	1,3950	0,0951
200	11,633	27,808	1,4264	0,0972
201	1,729	28,048	1,4592	0,0994
202	0,000	29,759	1,4937	0,1018
203	0,000	38,981	1,5300	0,1043
204	0,006	40,103	1,5685	0,1069
205	0,187	41,819	1,6095	0,1097
206	0,278	47,847	1,6533	0,1127
207	0,829	53,114	1,7006	0,1159
208	2,071	57,977	1,7520	0,1194
209	1,740	63,606	1,8086	0,1232
210	0,152	75,372	1,8715	0,1275
211	6,078	87,075	1,9429	0,1324
212	17,999	87,152	2,0259	0,1380
213	1,666	87,903	2,1257	0,1448
214	0,000	90,628	2,2527	0,1535
215	0,000	103,683	2,4317	0,1679
216	0,003	110,254	2,7600	0,2031

Annexe 2 : Détail calcul test d'Anderson-Darling

Rang i	Valeur	Fi	ln[Fi]	Fn-i+1	1-Fn-i+1	ln[1-Fn-i+1]	lnF +ln(1-F)	(1-2i)/n
1	0,0001	0,3395	-1,0803	1,0000	0,0000	-17,7661	-18,8464	0,00
2	0,0001	0,3395	-1,0803	1,0000	0,0000	-15,8290	-16,9093	-0,01
3	0,0001	0,3395	-1,0803	1,0000	0,0000	-12,3368	-13,4171	-0,02
4	0,0001	0,3395	-1,0803	1,0000	0,0000	-11,6674	-12,7477	-0,03
5	0,0001	0,3395	-1,0803	1,0000	0,0000	-11,4865	-12,5668	-0,04
6	0,0001	0,3395	-1,0803	1,0000	0,0000	-11,4680	-12,5484	-0,05
7	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9999	0,0001	-8,8515	-9,9319	-0,06
8	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9986	0,0014	-6,5963	-7,6766	-0,07
9	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9965	0,0035	-5,6485	-6,7289	-0,08
10	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9925	0,0075	-4,8972	-5,9775	-0,09
11	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9843	0,0157	-4,1531	-5,2334	-0,10
12	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9663	0,0337	-3,3888	-4,4691	-0,11
13	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9587	0,0413	-3,1881	-4,2684	-0,12
14	0,0001	0,3395	-1,0803	0,9531	0,0469	-3,0608	-4,1411	-0,13
15	0,0001	0,3395	-1,0803	0,8813	0,1187	-2,1315	-3,2118	-0,13
16	0,0001	0,3395	-1,0803	0,8621	0,1379	-1,9815	-3,0618	-0,14
17	0,0001	0,3395	-1,0803	0,8593	0,1407	-1,9610	-3,0414	-0,15
18	0,0001	0,3395	-1,0803	0,8415	0,1585	-1,8422	-2,9225	-0,16
19	0,0001	0,3395	-1,0803	0,8218	0,1782	-1,7251	-2,8054	-0,17
20	0,0001	0,3395	-1,0803	0,8217	0,1783	-1,7244	-2,8047	-0,18
21	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7806	0,2194	-1,5171	-2,5974	-0,19
22	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7767	0,2233	-1,4993	-2,5796	-0,20
23	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7755	0,2245	-1,4939	-2,5743	-0,21
24	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7425	0,2575	-1,3569	-2,4372	-0,22
25	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7321	0,2679	-1,3170	-2,3973	-0,23
26	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7154	0,2846	-1,2566	-2,3370	-0,24
27	0,0001	0,3395	-1,0803	0,7092	0,2908	-1,2353	-2,3156	-0,25
28	0,003	0,3395	-1,0802	0,7007	0,2993	-1,2062	-2,2863	-0,25
29	0,006	0,3396	-1,0800	0,6796	0,3204	-1,1383	-2,2183	-0,26
30	0,007	0,3396	-1,0799	0,6795	0,3205	-1,1378	-2,2177	-0,27
31	0,009	0,3397	-1,0798	0,6598	0,3402	-1,0782	-2,1581	-0,28
32	0,014	0,3398	-1,0795	0,6598	0,3402	-1,0782	-2,1577	-0,29
33	0,018	0,3398	-1,0793	0,6435	0,3565	-1,0315	-2,1108	-0,30
34	0,018	0,3398	-1,0793	0,6310	0,3690	-0,9970	-2,0763	-0,31
35	0,019	0,3399	-1,0792	0,6203	0,3797	-0,9683	-2,0475	-0,32
36	0,02	0,3399	-1,0792	0,6054	0,3946	-0,9299	-2,0090	-0,33
37	0,029	0,3401	-1,0787	0,5831	0,4169	-0,8749	-1,9536	-0,34
38	0,032	0,3401	-1,0785	0,5702	0,4298	-0,8444	-1,9229	-0,35
39	0,036	0,3402	-1,0783	0,5594	0,4406	-0,8197	-1,8979	-0,36
40	0,039	0,3402	-1,0781	0,5520	0,4480	-0,8030	-1,8810	-0,37
41	0,04	0,3403	-1,0780	0,5299	0,4701	-0,7548	-1,8329	-0,38
42	0,046	0,3404	-1,0777	0,5008	0,4992	-0,6947	-1,7724	-0,38
43	0,049	0,3404	-1,0775	0,4974	0,5026	-0,6879	-1,7654	-0,39
44	0,054	0,3405	-1,0772	0,4887	0,5113	-0,6709	-1,7481	-0,40
45	0,059	0,3406	-1,0769	0,4839	0,5161	-0,6614	-1,7383	-0,41
46	0,062	0,3407	-1,0768	0,4711	0,5289	-0,6370	-1,7138	-0,42
47	0,063	0,3407	-1,0767	0,4649	0,5351	-0,6254	-1,7021	-0,43
48	0,069	0,3408	-1,0764	0,4504	0,5496	-0,5985	-1,6749	-0,44

49	0,072	0,3409	-1,0762	0,4477	0,5523	-0,5937	-1,6699	-0,45
50	0,087	0,3412	-1,0753	0,4382	0,5618	-0,5765	-1,6518	-0,46
51	0,087	0,3412	-1,0753	0,4338	0,5662	-0,5689	-1,6442	-0,47
52	0,087	0,3412	-1,0753	0,4274	0,5726	-0,5575	-1,6328	-0,48
53	0,093	0,3413	-1,0750	0,4266	0,5734	-0,5562	-1,6312	-0,49
54	0,098	0,3414	-1,0747	0,4245	0,5755	-0,5524	-1,6271	-0,50
55	0,104	0,3415	-1,0743	0,4244	0,5756	-0,5523	-1,6267	-0,50
56	0,138	0,3422	-1,0724	0,4197	0,5803	-0,5441	-1,6165	-0,51
57	0,14	0,3422	-1,0723	0,4154	0,5846	-0,5369	-1,6091	-0,52
58	0,142	0,3423	-1,0721	0,4136	0,5864	-0,5338	-1,6059	-0,53
59	0,152	0,3425	-1,0716	0,4132	0,5868	-0,5331	-1,6047	-0,54
60	0,153	0,3425	-1,0715	0,4104	0,5896	-0,5284	-1,5999	-0,55
61	0,169	0,3428	-1,0706	0,4051	0,5949	-0,5194	-1,5900	-0,56
62	0,181	0,3430	-1,0699	0,3998	0,6002	-0,5105	-1,5804	-0,57
63	0,187	0,3432	-1,0696	0,3981	0,6019	-0,5077	-1,5772	-0,58
64	0,19	0,3432	-1,0694	0,3944	0,6056	-0,5015	-1,5708	-0,59
65	0,208	0,3436	-1,0684	0,3932	0,6068	-0,4996	-1,5679	-0,60
66	0,212	0,3437	-1,0681	0,3918	0,6082	-0,4972	-1,5653	-0,61
67	0,229	0,3440	-1,0671	0,3846	0,6154	-0,4854	-1,5526	-0,62
68	0,235	0,3441	-1,0668	0,3831	0,6169	-0,4830	-1,5498	-0,63
69	0,238	0,3442	-1,0666	0,3810	0,6190	-0,4797	-1,5463	-0,63
70	0,242	0,3442	-1,0664	0,3791	0,6209	-0,4766	-1,5430	-0,64
71	0,246	0,3443	-1,0662	0,3785	0,6215	-0,4756	-1,5418	-0,65
72	0,263	0,3447	-1,0652	0,3779	0,6221	-0,4746	-1,5398	-0,66
73	0,265	0,3447	-1,0651	0,3749	0,6251	-0,4698	-1,5349	-0,67
74	0,265	0,3447	-1,0651	0,3743	0,6257	-0,4689	-1,5340	-0,68
75	0,27	0,3448	-1,0648	0,3743	0,6257	-0,4688	-1,5336	-0,69
76	0,278	0,3450	-1,0643	0,3743	0,6257	-0,4688	-1,5332	-0,70
77	0,29	0,3452	-1,0637	0,3741	0,6259	-0,4686	-1,5323	-0,71
78	0,296	0,3453	-1,0633	0,3740	0,6260	-0,4685	-1,5318	-0,72
79	0,307	0,3455	-1,0627	0,3728	0,6272	-0,4664	-1,5291	-0,73
80	0,312	0,3456	-1,0624	0,3724	0,6276	-0,4658	-1,5282	-0,74
81	0,314	0,3457	-1,0623	0,3714	0,6286	-0,4643	-1,5266	-0,75
82	0,339	0,3462	-1,0608	0,3711	0,6289	-0,4637	-1,5246	-0,75
83	0,339	0,3462	-1,0608	0,3705	0,6295	-0,4628	-1,5236	-0,76
84	0,344	0,3463	-1,0606	0,3697	0,6303	-0,4616	-1,5222	-0,77
85	0,344	0,3463	-1,0606	0,3678	0,6322	-0,4586	-1,5191	-0,78
86	0,352	0,3464	-1,0601	0,3675	0,6325	-0,4581	-1,5182	-0,79
87	0,392	0,3472	-1,0578	0,3670	0,6330	-0,4572	-1,5151	-0,80
88	0,395	0,3473	-1,0577	0,3658	0,6342	-0,4554	-1,5130	-0,81
89	0,4	0,3474	-1,0574	0,3654	0,6346	-0,4548	-1,5122	-0,82
90	0,401	0,3474	-1,0573	0,3634	0,6366	-0,4516	-1,5089	-0,83
91	0,407	0,3475	-1,0570	0,3630	0,6370	-0,4510	-1,5080	-0,84
92	0,418	0,3477	-1,0563	0,3597	0,6403	-0,4458	-1,5021	-0,85
93	0,428	0,3479	-1,0558	0,3594	0,6406	-0,4454	-1,5011	-0,86
94	0,431	0,3480	-1,0556	0,3591	0,6409	-0,4449	-1,5005	-0,87
95	0,436	0,3481	-1,0553	0,3585	0,6415	-0,4440	-1,4993	-0,88
96	0,445	0,3483	-1,0548	0,3582	0,6418	-0,4435	-1,4983	-0,88
97	0,448	0,3483	-1,0546	0,3582	0,6418	-0,4434	-1,4981	-0,89
98	0,458	0,3485	-1,0541	0,3580	0,6420	-0,4432	-1,4973	-0,90
99	0,472	0,3488	-1,0533	0,3578	0,6422	-0,4428	-1,4961	-0,91
100	0,487	0,3491	-1,0524	0,3576	0,6424	-0,4425	-1,4949	-0,92

101	0,493	0,3492	-1,0521	0,3564	0,6436	-0,4407	-1,4928	-0,93
102	0,509	0,3495	-1,0512	0,3564	0,6436	-0,4407	-1,4918	-0,94
103	0,515	0,3496	-1,0508	0,3559	0,6441	-0,4399	-1,4907	-0,95
104	0,547	0,3503	-1,0490	0,3553	0,6447	-0,4389	-1,4880	-0,96
105	0,548	0,3503	-1,0490	0,3551	0,6449	-0,4387	-1,4877	-0,97
106	0,558	0,3505	-1,0484	0,3538	0,6462	-0,4367	-1,4851	-0,98
107	0,567	0,3507	-1,0479	0,3532	0,6468	-0,4357	-1,4836	-0,99
108	0,667	0,3527	-1,0422	0,3531	0,6469	-0,4356	-1,4778	-1,00
109	0,689	0,3531	-1,0410	0,3527	0,6473	-0,4349	-1,4759	-1,00
110	0,694	0,3532	-1,0407	0,3507	0,6493	-0,4318	-1,4725	-1,01
111	0,725	0,3538	-1,0389	0,3505	0,6495	-0,4316	-1,4705	-1,02
112	0,791	0,3551	-1,0352	0,3503	0,6497	-0,4313	-1,4665	-1,03
113	0,798	0,3553	-1,0348	0,3503	0,6497	-0,4312	-1,4661	-1,04
114	0,829	0,3559	-1,0331	0,3496	0,6504	-0,4302	-1,4633	-1,05
115	0,853	0,3564	-1,0317	0,3495	0,6505	-0,4301	-1,4618	-1,06
116	0,856	0,3564	-1,0316	0,3492	0,6508	-0,4296	-1,4612	-1,07
117	0,913	0,3576	-1,0284	0,3491	0,6509	-0,4294	-1,4578	-1,08
118	0,922	0,3578	-1,0279	0,3488	0,6512	-0,4289	-1,4568	-1,09
119	0,935	0,3580	-1,0272	0,3485	0,6515	-0,4285	-1,4557	-1,10
120	0,942	0,3582	-1,0268	0,3483	0,6517	-0,4282	-1,4550	-1,11
121	0,944	0,3582	-1,0267	0,3483	0,6517	-0,4281	-1,4548	-1,12
122	0,959	0,3585	-1,0258	0,3481	0,6519	-0,4278	-1,4537	-1,13
123	0,988	0,3591	-1,0242	0,3480	0,6520	-0,4277	-1,4519	-1,13
124	1,004	0,3594	-1,0233	0,3479	0,6521	-0,4276	-1,4509	-1,14
125	1,018	0,3597	-1,0225	0,3477	0,6523	-0,4273	-1,4498	-1,15
126	1,185	0,3630	-1,0132	0,3475	0,6525	-0,4270	-1,4402	-1,16
127	1,201	0,3634	-1,0124	0,3474	0,6526	-0,4268	-1,4391	-1,17
128	1,304	0,3654	-1,0067	0,3474	0,6526	-0,4267	-1,4334	-1,18
129	1,321	0,3658	-1,0057	0,3473	0,6527	-0,4266	-1,4323	-1,19
130	1,38	0,3670	-1,0025	0,3472	0,6528	-0,4265	-1,4290	-1,20
131	1,407	0,3675	-1,0010	0,3464	0,6536	-0,4253	-1,4263	-1,21
132	1,422	0,3678	-1,0002	0,3463	0,6537	-0,4250	-1,4252	-1,22
133	1,517	0,3697	-0,9950	0,3463	0,6537	-0,4250	-1,4200	-1,23
134	1,553	0,3705	-0,9930	0,3462	0,6538	-0,4249	-1,4179	-1,24
135	1,582	0,3711	-0,9914	0,3462	0,6538	-0,4249	-1,4163	-1,25
136	1,6	0,3714	-0,9904	0,3457	0,6543	-0,4241	-1,4146	-1,25
137	1,646	0,3724	-0,9879	0,3456	0,6544	-0,4241	-1,4120	-1,26
138	1,666	0,3728	-0,9868	0,3455	0,6545	-0,4239	-1,4107	-1,27
139	1,729	0,3740	-0,9834	0,3453	0,6547	-0,4236	-1,4070	-1,28
140	1,734	0,3741	-0,9831	0,3452	0,6548	-0,4234	-1,4065	-1,29
141	1,74	0,3743	-0,9828	0,3450	0,6550	-0,4231	-1,4059	-1,30
142	1,74	0,3743	-0,9828	0,3448	0,6552	-0,4228	-1,4056	-1,31
143	1,743	0,3743	-0,9826	0,3447	0,6553	-0,4227	-1,4053	-1,32
144	1,77	0,3749	-0,9812	0,3447	0,6553	-0,4227	-1,4038	-1,33
145	1,918	0,3779	-0,9732	0,3447	0,6553	-0,4226	-1,3958	-1,34
146	1,947	0,3785	-0,9716	0,3443	0,6557	-0,4221	-1,3937	-1,35
147	1,977	0,3791	-0,9700	0,3442	0,6558	-0,4220	-1,3920	-1,36
148	2,071	0,3810	-0,9649	0,3442	0,6558	-0,4218	-1,3868	-1,37
149	2,173	0,3831	-0,9595	0,3441	0,6559	-0,4218	-1,3812	-1,38
150	2,245	0,3846	-0,9556	0,3440	0,6560	-0,4216	-1,3772	-1,38
151	2,596	0,3918	-0,9371	0,3437	0,6563	-0,4211	-1,3581	-1,39
152	2,666	0,3932	-0,9334	0,3436	0,6564	-0,4209	-1,3543	-1,40

153	2,721	0,3944	-0,9305	0,3432	0,6568	-0,4204	-1,3509	-1,41
154	2,902	0,3981	-0,9211	0,3432	0,6568	-0,4203	-1,3414	-1,42
155	2,984	0,3998	-0,9168	0,3430	0,6570	-0,4201	-1,3369	-1,43
156	3,24	0,4051	-0,9036	0,3428	0,6572	-0,4198	-1,3234	-1,44
157	3,496	0,4104	-0,8905	0,3425	0,6575	-0,4193	-1,3098	-1,45
158	3,63	0,4132	-0,8838	0,3425	0,6575	-0,4193	-1,3030	-1,46
159	3,649	0,4136	-0,8828	0,3423	0,6577	-0,4190	-1,3018	-1,47
160	3,735	0,4154	-0,8785	0,3422	0,6578	-0,4189	-1,2974	-1,48
161	3,937	0,4197	-0,8683	0,3422	0,6578	-0,4188	-1,2872	-1,49
162	4,163	0,4244	-0,8571	0,3415	0,6585	-0,4178	-1,2749	-1,50
163	4,166	0,4245	-0,8569	0,3414	0,6586	-0,4177	-1,2746	-1,50
164	4,269	0,4266	-0,8519	0,3413	0,6587	-0,4175	-1,2694	-1,51
165	4,305	0,4274	-0,8501	0,3412	0,6588	-0,4173	-1,2674	-1,52
166	4,612	0,4338	-0,8351	0,3412	0,6588	-0,4173	-1,2524	-1,53
167	4,816	0,4382	-0,8252	0,3412	0,6588	-0,4173	-1,2425	-1,54
168	5,268	0,4477	-0,8036	0,3409	0,6591	-0,4169	-1,2205	-1,55
169	5,393	0,4504	-0,7977	0,3408	0,6592	-0,4168	-1,2145	-1,56
170	6,078	0,4649	-0,7658	0,3407	0,6593	-0,4166	-1,1825	-1,57
171	6,369	0,4711	-0,7526	0,3407	0,6593	-0,4166	-1,1692	-1,58
172	6,965	0,4839	-0,7259	0,3406	0,6594	-0,4165	-1,1424	-1,59
173	7,193	0,4887	-0,7159	0,3405	0,6595	-0,4163	-1,1322	-1,60
174	7,596	0,4974	-0,6984	0,3404	0,6596	-0,4162	-1,1146	-1,61
175	7,755	0,5008	-0,6916	0,3404	0,6596	-0,4161	-1,1077	-1,62
176	9,119	0,5299	-0,6350	0,3403	0,6597	-0,4159	-1,0510	-1,63
177	10,157	0,5520	-0,5942	0,3402	0,6598	-0,4159	-1,0101	-1,63
178	10,508	0,5594	-0,5808	0,3402	0,6598	-0,4158	-0,9966	-1,64
179	11,017	0,5702	-0,5618	0,3401	0,6599	-0,4157	-0,9775	-1,65
180	11,633	0,5831	-0,5394	0,3401	0,6599	-0,4156	-0,9550	-1,66
181	12,705	0,6054	-0,5019	0,3399	0,6601	-0,4153	-0,9172	-1,67
182	13,43	0,6203	-0,4776	0,3399	0,6601	-0,4153	-0,8929	-1,68
183	13,958	0,6310	-0,4604	0,3398	0,6602	-0,4153	-0,8757	-1,69
184	14,58	0,6435	-0,4408	0,3398	0,6602	-0,4153	-0,8561	-1,70
185	15,401	0,6598	-0,4158	0,3398	0,6602	-0,4151	-0,8310	-1,71
186	15,402	0,6598	-0,4158	0,3397	0,6603	-0,4150	-0,8308	-1,72
187	16,415	0,6795	-0,3864	0,3396	0,6604	-0,4149	-0,8014	-1,73
188	16,423	0,6796	-0,3862	0,3396	0,6604	-0,4149	-0,8011	-1,74
189	17,535	0,7007	-0,3557	0,3395	0,6605	-0,4148	-0,7706	-1,75
190	17,999	0,7092	-0,3436	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,7583	-1,75
191	18,335	0,7154	-0,3349	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,7497	-1,76
192	19,265	0,7321	-0,3119	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,7266	-1,77
193	19,864	0,7425	-0,2977	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,7124	-1,78
194	21,84	0,7755	-0,2542	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,6690	-1,79
195	21,915	0,7767	-0,2527	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,6674	-1,80
196	22,162	0,7806	-0,2476	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,6624	-1,81
197	24,914	0,8217	-0,1964	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,6111	-1,82
198	24,923	0,8218	-0,1962	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,6109	-1,83
199	26,384	0,8415	-0,1725	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,5873	-1,84
200	27,808	0,8593	-0,1517	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,5664	-1,85
201	28,048	0,8621	-0,1483	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,5631	-1,86
202	29,759	0,8813	-0,1263	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,5410	-1,87
203	38,981	0,9531	-0,0480	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4627	-1,88
204	40,103	0,9587	-0,0421	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4569	-1,88

205	41,819	0,9663	-0,0343	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4491	-1,89
206	47,847	0,9843	-0,0158	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4306	-1,90
207	53,114	0,9925	-0,0075	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4222	-1,91
208	57,977	0,9965	-0,0035	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4183	-1,92
209	63,606	0,9986	-0,0014	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4161	-1,93
210	75,372	0,9999	-0,0001	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4149	-1,94
211	87,075	1,0000	0,0000	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4147	-1,95
212	87,152	1,0000	0,0000	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4147	-1,96
213	87,903	1,0000	0,0000	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4147	-1,97
214	90,628	1,0000	0,0000	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4147	-1,98
215	103,683	1,0000	0,0000	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4147	-1,99
216	110,254	1,0000	0,0000	0,3395	0,6605	-0,4147	-0,4147	-2,00

Annexe 3 : Simulation du stockage pour une demande constante

Année	Mois	QZi	QAi	QZi-QAi	Si	Dév	QAi +	
		Apport	Demande		Etat de remplissage	Déverse	Demande totale	Etat du barrage
	Octobre	0,307	7,773		200,000		7,773	
	Novembre	0,307	7,773	-7,466	192,534	0	7,773	
	Décembre	0,229	7,773	-7,544	184,990	0	7,773	
1991	Janvier	7,19	7,773	-0,580	184,410	0	7,773	
	Février	15,40	7,773	7,629	192,039	0	7,773	
	Mars	19,86	7,773	12,091	204,130	0	7,773	
	Avril	21,92	7,773	14,142	218,272	0	7,773	
	Mai	1,74	7,773	-6,030	212,242	0	7,773	
	Juin	1,55	7,773	-6,220	206,022	0	7,773	
	Juillet	0,30	7,773	-7,477	198,545	0	7,773	
	Août	0,45	7,773	-7,328	191,217	0	7,773	
	Septembre	0,31	7,773	-7,466	183,751	0	7,773	
	Octobre	0,23	7,773	-3,751	180,000	0	3,980	vide !
	Novembre	1,60	7,773	0,000	180,000	0	1,600	vide !
	Décembre	24,91	7,773	17,141	197,141	0	7,773	
1992	Janvier	0,55	7,773	-7,226	189,915	0	7,773	
	Février	1,92	7,773	-5,855	184,060	0	7,773	
	Mars	4,61	7,773	-3,161	180,899	0	7,773	
	Avril	24,92	7,773	17,150	198,049	0	7,773	
	Mai	12,71	7,773	4,932	202,981	0	7,773	
	Juin	0,85	7,773	-6,920	196,061	0	7,773	
	Juillet	0,49	7,773	-7,280	188,781	0	7,773	
	Août	0,09	7,773	-7,686	181,095	0	7,773	
	Septembre	0,55	7,773	-1,095	180,000	0	1,643	vide !
	Octobre	1,30	7,773	0,000	180,000	0	1,304	vide !
	Novembre	0,49	7,773	0,000	180,000	0	0,487	vide !
	Décembre	0,39	7,773	0,000	180,000	0	0,392	vide !
1993	Janvier	57,98	7,773	50,204	220,000	10,2	17,977	déverse
	Février	14,58	7,773	6,807	220,000	6,81	14,580	déverse
	Mars	21,84	7,773	14,067	220,000	14,1	21,840	déverse
	Avril	13,96	7,773	6,185	220,000	6,19	13,958	déverse
	Mai	4,31	7,773	-3,468	216,532	0	7,773	
	Juin	0,35	7,773	-7,421	209,111	0	7,773	
	Juillet	0,24	7,773	-7,531	201,580	0	7,773	
	Août	0,46	7,773	-7,315	194,265	0	7,773	
	Mai	0,27	7,773	-7,503	186,762	0	7,773	

	Juin	0,52	7,773	-6,762	180,000	0	7,277	vide !
	Juillet	22,16	7,773	14,389	194,389	0	7,773	
	Août	47,85	7,773	40,074	220,000	14,5	22,236	déverse
1994	Juillet	7,76	7,773	-0,018	219,982	0	7,773	
	Août	19,27	7,773	11,492	220,000	11,5	19,247	déverse
	Septembre	2,60	7,773	-5,177	214,823	0	7,773	
	Octobre	1,77	7,773	-6,003	208,820	0	7,773	
	Novembre	0,94	7,773	-6,831	201,989	0	7,773	
	Décembre	0,34	7,773	-7,434	194,555	0	7,773	
	Juillet	0,44	7,773	-7,337	187,218	0	7,773	
	Août	0,09	7,773	-7,218	180,000	0	7,311	vide !
	Septembre	0,34	7,773	0,000	180,000	0	0,344	vide !
	Octobre	0,42	7,773	0,000	180,000	0	0,418	vide !
	Novembre	0,26	7,773	0,000	180,000	0	0,263	vide !
1995	Décembre	4,16	7,773	0,000	180,000	0	4,163	vide !
	Janvier	87,15	7,773	79,379	220,000	39,4	47,152	déverse
	Février	1,73	7,773	-6,039	213,961	0	7,773	
	Mars	28,05	7,773	20,275	220,000	14,2	22,009	déverse
	Avril	0,94	7,773	-6,838	213,162	0	7,773	
	Mai	0,96	7,773	-6,814	206,348	0	7,773	
	Juin	0,51	7,773	-7,264	199,084	0	7,773	
	Juillet	0,10	7,773	-7,675	191,409	0	7,773	
	Août	0,21	7,773	-7,561	183,848	0	7,773	
	Janvier	0,05	7,773	-3,848	180,000	0	3,897	vide !
	Février	0,31	7,773	0,000	180,000	0	0,312	vide !
	Mars	0,34	7,773	0,000	180,000	0	0,344	vide !
	Avril	0,47	7,773	0,000	180,000	0	0,472	vide !
1996	Janvier	2,90	7,773	0,000	180,000	0	2,902	vide !
	Février	38,98	7,773	31,208	211,208	0	7,773	
	Mars	16,42	7,773	8,650	219,858	0	7,773	
	Avril	2,98	7,773	-4,789	215,069	0	7,773	
	Mai	2,25	7,773	-5,528	209,541	0	7,773	
	Juin	0,12	7,773	-7,650	201,891	0	7,773	
	Juillet	0,02	7,773	-7,754	194,137	0	7,773	
	Août	0,04	7,773	-7,737	186,400	0	7,773	
	Septembre	0,40	7,773	-6,400	180,000	0	6,800	vide !
	Octobre	0,43	7,773	0,000	180,000	0	0,428	vide !
	Novembre	0,29	7,773	0,000	180,000	0	0,290	vide !
	Décembre	0,45	7,773	0,000	180,000	0	0,448	vide !
1997	Janvier	3,54	7,773	0,000	180,000	0	3,540	vide !
	Février	0,27	7,773	0,000	180,000	0	0,265	vide !
	Mars	0,91	7,773	0,000	180,000	0	0,913	vide !
	Avril	0,69	7,773	0,000	180,000	0	0,689	vide !

	Mai	0,21	7,773	0,000	180,000	0	0,208	vide !
	Juin	0,07	7,773	0,000	180,000	0	0,069	vide !
	Juillet	0,02	7,773	0,000	180,000	0	0,020	vide !
	Août	0,08	7,773	0,000	180,000	0	0,076	vide !
	Septembre	0,06	7,773	0,000	180,000	0	0,063	vide !
	Octobre	0,52	7,773	0,000	180,000	0	0,521	vide !
	Novembre	0,03	7,773	0,000	180,000	0	0,032	vide !
	Décembre	0,88	7,773	0,000	180,000	0	0,876	vide !
1998	Janvier	5,27	7,773	0,000	180,000	0	5,268	vide !
	Février	5,39	7,773	0,000	180,000	0	5,393	vide !
	Mars	4,27	7,773	0,000	180,000	0	4,269	vide !
	Avril	2,17	7,773	0,000	180,000	0	2,173	vide !
	Mai	2,72	7,773	0,000	180,000	0	2,721	vide !
	Juin	0,25	7,773	0,000	180,000	0	0,246	vide !
	Juillet	0,02	7,773	0,000	180,000	0	0,023	vide !
	Août	0,05	7,773	0,000	180,000	0	0,054	vide !
	Septembre	1,41	7,773	0,000	180,000	0	1,407	vide !
	Octobre	0,43	7,773	0,000	180,000	0	0,431	vide !
	Novembre	1,98	7,773	0,000	180,000	0	1,977	vide !
	Décembre	18,34	7,773	10,562	190,562	0	7,773	
1999	Janvier	17,54	7,773	9,762	200,324	0	7,773	
	Février	40,10	7,773	32,330	220,000	12,7	20,427	déverse
	Mars	3,63	7,773	-4,143	215,857	0	7,773	
	Avril	1,32	7,773	-6,452	209,405	0	7,773	
	Mai	0,80	7,773	-6,975	202,430	0	7,773	
	Juin	0,18	7,773	-7,592	194,838	0	7,773	
	Juillet	0,05	7,773	-7,719	187,119	0	7,773	
	Août	0,08	7,773	-7,119	180,000	0	7,198	vide !
	Mai	0,27	7,773	0,000	180,000	0	0,265	vide !
	Juin	0,05	7,773	0,000	180,000	0	0,054	vide !
	Juillet	10,16	7,773	2,384	182,384	0	7,773	
	Août	4,82	7,773	-2,384	180,000	0	7,200	vide !
2000	Janvier	3,74	7,773	0,000	180,000	0	3,735	vide !
	Février	0,92	7,773	0,000	180,000	0	0,922	vide !
	Mars	0,40	7,773	0,000	180,000	0	0,401	vide !
	Avril	0,09	7,773	0,000	180,000	0	0,087	vide !
	Mai	3,65	7,773	0,000	180,000	0	3,649	vide !
	Juin	0,14	7,773	0,000	180,000	0	0,142	vide !
	Juillet	0,41	7,773	0,000	180,000	0	0,407	vide !
	Août	0,09	7,773	0,000	180,000	0	0,088	vide !
	Septembre	1,19	7,773	0,000	180,000	0	1,185	vide !
	Octobre	0,41	7,773	0,000	180,000	0	0,407	vide !
	Novembre	1,00	7,773	0,000	180,000	0	1,004	vide !

	Décembre	3,50	7,773	0,000	180,000	0	3,496	vide !
2001	Janvier	6,37	7,773	0,000	180,000	0	6,369	vide !
	Février	16,42	7,773	8,642	188,642	0	7,773	
	Mars	0,94	7,773	-6,829	181,813	0	7,773	
	Avril	1,95	7,773	-1,813	180,000	0	3,760	vide !
	Mai	1,02	7,773	0,000	180,000	0	1,018	vide !
	Juin	0,11	7,773	0,000	180,000	0	0,111	vide !
	Juillet	0,08	7,773	0,000	180,000	0	0,076	vide !
	Août	0,02	7,773	0,000	180,000	0	0,018	vide !
	Septembre	1,21	7,773	0,000	180,000	0	1,210	vide !
	Octobre	1,42	7,773	0,000	180,000	0	1,422	vide !
	Novembre	0,02	7,773	0,000	180,000	0	0,018	vide !
	Décembre	0,73	7,773	0,000	180,000	0	0,725	vide !
2002	Janvier	1,38	7,773	0,000	180,000	0	1,380	vide !
	Février	1,65	7,773	0,000	180,000	0	1,646	vide !
	Mars	0,79	7,773	0,000	180,000	0	0,791	vide !
	Avril	0,31	7,773	0,000	180,000	0	0,314	vide !
	Mai	0,17	7,773	0,000	180,000	0	0,169	vide !
	Juin	0,01	7,773	0,000	180,000	0	0,012	vide !
	Juillet	0,40	7,773	0,000	180,000	0	0,395	vide !
	Août	0,24	7,773	0,000	180,000	0	0,238	vide !
	Septembre	0,34	7,773	0,000	180,000	0	0,342	vide !
	Octobre	0,56	7,773	0,000	180,000	0	0,558	vide !
	Novembre	0,04	7,773	0,000	180,000	0	0,039	vide !
	Décembre	0,99	7,773	0,000	180,000	0	0,988	vide !
2003	Janvier	87,90	7,773	80,130	220,000	40,1	47,903	déverse
	Février	75,37	7,773	67,599	220,000	67,6	75,372	déverse
	Mars	13,43	7,773	5,657	220,000	5,66	13,430	déverse
	Avril	87,08	7,773	79,302	220,000	79,3	87,075	déverse
	Mai	3,94	7,773	-3,836	216,164	0	7,773	
	Juin	0,14	7,773	-7,633	208,531	0	7,773	
	Juillet	0,06	7,773	-7,711	200,820	0	7,773	
	Août	0,07	7,773	-7,701	193,119	0	7,773	
	Septembre	0,24	7,773	-7,538	185,581	0	7,773	
	Octobre	0,14	7,773	-5,581	180,000	0	5,719	vide !
	Novembre	2,67	7,773	0,000	180,000	0	2,666	vide !
	Décembre	15,40	7,773	7,628	187,628	0	7,773	
2004	Janvier	90,63	7,773	82,855	220,000	50,5	58,256	déverse
	Février	3,24	7,773	-4,533	215,467	0	7,773	
	Mars	0,67	7,773	-7,106	208,361	0	7,773	
	Avril	1,20	7,773	-6,572	201,789	0	7,773	
	Mai	10,51	7,773	2,735	204,524	0	7,773	
	Juin	0,21	7,773	-7,563	196,961	0	7,773	

	Juillet	0,06	7,773	-7,714	189,247	0	7,773	
	Août	0,05	7,773	-7,727	181,520	0	7,773	
	Septembre	0,57	7,773	-1,520	180,000	0	2,087	vide !
	Octobre	6,97	7,773	0,000	180,000	0	6,965	vide !
	Novembre	0,86	7,773	0,000	180,000	0	0,856	vide !
	Décembre	11,02	7,773	3,244	183,244	0	7,773	
2005	Janvier	53,11	7,773	45,341	220,000	8,58	16,358	déverse
	Février	103,68	7,773	95,910	220,000	95,9	#####	déverse
	Mars	41,82	7,773	34,046	220,000	34	41,819	déverse
	Avril	26,38	7,773	18,611	220,000	18,6	26,384	déverse
	Mai	0,04	7,773	-7,733	212,267	0	7,773	
	Juin	0,15	7,773	-7,620	204,647	0	7,773	
	Juillet	0,02	7,773	-7,755	196,892	0	7,773	
	Août	0,03	7,773	-7,742	189,150	0	7,773	
	Septembre	0,01	7,773	-7,761	181,389	0	7,773	
	Octobre	0,01	7,773	-1,389	180,000	0	1,403	vide !
	Novembre	110,25	7,773	102,481	220,000	62,5	70,254	déverse
	Décembre	63,61	7,773	55,833	220,000	55,8	63,606	déverse
2006	Janvier	4,17	7,773	-3,607	216,393	0	7,773	
	Février	27,81	7,773	20,035	220,000	16,4	24,201	déverse
	Mars	9,12	7,773	1,346	220,000	1,35	9,119	déverse
	Avril	0,19	7,773	-7,583	212,417	0	7,773	
	Mai	1,58	7,773	-6,191	206,226	0	7,773	
	Juin	0,03	7,773	-7,744	198,482	0	7,773	
	Juillet	0,01	7,773	-7,761	190,721	0	7,773	
	Août	0,05	7,773	-7,723	182,998	0	7,773	
	Septembre	0,00	7,773	-2,998	180,000	0	3,001	vide !
	Octobre	0,01	7,773	0,000	180,000	0	0,007	vide !
	Novembre	0,01	7,773	0,000	180,000	0	0,009	vide !
	Décembre	1,74	7,773	0,000	180,000	0	1,740	vide !
2007	Janvier	0,34	7,773	0,000	180,000	0	0,339	vide !
	Février	0,69	7,773	0,000	180,000	0	0,694	vide !
	Mars	29,76	7,773	21,986	201,986	0	7,773	
	Avril	11,63	7,773	3,860	205,846	0	7,773	
	Mai	1,73	7,773	-6,044	199,802	0	7,773	
	Juin	0,10	7,773	-7,676	192,126	0	7,773	
	Juillet	0,01	7,773	-7,762	184,364	0	7,773	
	Août	0,01	7,773	-4,364	180,000	0	4,370	vide !
	Septembre	0,05	7,773	0,000	180,000	0	0,052	vide !
	Octobre	0,09	7,773	0,000	180,000	0	0,087	vide !
	Novembre	0,10	7,773	0,000	180,000	0	0,104	vide !
	Décembre	1,52	7,773	0,000	180,000	0	1,517	vide !
2008	Janvier	1,74	7,773	0,000	180,000	0	1,740	vide !

	Février	0,15	7,773	0,000	180,000	0	0,152	vide !
	Mars	6,08	7,773	0,000	180,000	0	6,078	vide !
	Avril	18,00	7,773	10,226	190,226	0	7,773	
	Mai	1,67	7,773	-6,107	184,119	0	7,773	
	Juin	0,09	7,773	-4,119	180,000	0	4,207	vide !
	Juillet	0,02	7,773	0,000	180,000	0	0,024	vide !
	Août	0,00	7,773	0,000	180,000	0	0,003	vide !
	Septembre	0,19	7,773	0,000	180,000	0	0,187	vide !
	Octobre	0,28	7,773	0,000	180,000	0	0,278	vide !
	Novembre	0,83	7,773	0,000	180,000	0	0,829	vide !
	Décembre	2,07	7,773	0,000	180,000	0	2,071	vide !

Annexe 4 : Simulation du stockage pour une demande variable

Année	Mois	QZi	QAi	QZi-QAi	Si	Dév	QAi + Dév	Etat du barrage
		Apport	Demande		Etat de remplissage	Déverse	Demande totale	
	Octobre	0,307	7,863	Stockage initial=>	33,000		7,863	
	Novembre	0,307	6,765	-6,458	26,542	0	6,765	
	Décembre	0,229	5,279	-5,050	21,492	0	5,279	vide !
1991	Janvier	7,19	4,374	2,819	24,311	0	4,374	vide !
	Février	15,40	4,392	11,010	35,321	0	4,392	vide !
	Mars	19,86	4,89	14,974	50,295	0	4,890	vide !
	Avril	21,92	6,609	15,306	65,601	0	6,609	
	Mai	1,74	7,091	-5,348	60,253	0	7,091	
	Juin	1,55	9,345	-7,792	52,461	0	9,345	
	Juillet	0,30	10,294	-9,998	42,463	0	10,294	
	Août	0,45	10,887	-10,442	32,021	0	10,887	
	Septembre	0,31	9,94	-9,633	22,388	0	9,940	
	Octobre	0,23	7,863	-7,634	14,754	0	7,863	
	Novembre	1,60	6,765	-5,165	9,589	0	6,765	
	Décembre	24,91	5,279	19,635	29,224	0	5,279	vide !
1992	Janvier	0,55	4,374	-3,827	25,397	0	4,374	vide !
	Février	1,92	4,392	-2,474	22,923	0	4,392	vide !
	Mars	4,61	4,89	-0,278	22,645	0	4,890	vide !
	Avril	24,92	6,609	18,314	40,959	0	6,609	
	Mai	12,71	7,091	5,614	46,573	0	7,091	
	Juin	0,85	9,345	-8,492	38,081	0	9,345	
	Juillet	0,49	10,294	-9,801	28,280	0	10,294	
	Août	0,09	10,887	-10,800	17,480	0	10,887	
	Septembre	0,55	9,94	-9,392	8,088	0	9,940	
	Octobre	1,30	7,863	-6,559	1,529	0	7,863	
	Novembre	0,49	6,765	-6,278	-4,749	0	6,765	
	Décembre	0,39	5,279	-4,887	-9,636	0	5,279	vide !
1993	Janvier	57,98	4,374	53,603	43,967	0	4,374	vide !
	Février	14,58	4,392	10,188	54,155	0	4,392	vide !
	Mars	21,84	4,89	16,950	71,105	0	4,890	vide !
	Avril	13,96	6,609	7,349	78,454	0	6,609	
	Mai	4,31	7,091	-2,786	75,668	0	7,091	
	Juin	0,35	9,345	-8,993	66,675	0	9,345	
	Juillet	0,24	10,294	-10,052	56,623	0	10,294	
	Août	0,46	10,887	-10,429	46,194	0	10,887	
	Mai	0,27	9,94	-9,670	36,524	0	9,940	
	Juin	0,52	7,863	-7,348	29,176	0	7,863	

	Juillet	22,16	6,765	15,397	44,573	0	6,765	
	Août	47,85	5,279	42,568	87,141	0	5,279	vide !
1994	Juillet	7,76	4,374	3,381	90,522	0	4,374	vide !
	Août	19,27	4,392	14,873	105,395	0	4,392	vide !
	Septembre	2,60	4,89	-2,294	103,101	0	4,890	vide !
	Octobre	1,77	6,609	-4,839	98,262	0	6,609	
	Novembre	0,94	7,091	-6,149	92,113	0	7,091	
	Décembre	0,34	9,345	-9,006	83,107	0	9,345	
	Juillet	0,44	10,294	-9,858	73,249	0	10,294	
	Août	0,09	10,887	-10,794	62,455	0	10,887	
	Septembre	0,34	9,94	-9,596	52,859	0	9,940	
	Octobre	0,42	7,863	-7,445	45,414	0	7,863	
	Novembre	0,26	6,765	-6,502	38,912	0	6,765	
1995	Décembre	4,16	5,279	-1,116	37,796	0	5,279	vide !
	Janvier	87,15	4,374	82,778	120,574	0	4,374	vide !
	Février	1,73	4,392	-2,658	117,916	0	4,392	vide !
	Mars	28,05	4,89	23,158	141,074	0	4,890	vide !
	Avril	0,94	6,609	-5,674	135,400	0	6,609	
	Mai	0,96	7,091	-6,132	129,268	0	7,091	
	Juin	0,51	9,345	-8,836	120,432	0	9,345	
	Juillet	0,10	10,294	-10,196	110,236	0	10,294	
	Août	0,21	10,887	-10,675	99,561	0	10,887	
	Janvier	0,05	9,94	-9,891	89,670	0	9,940	
	Février	0,31	7,863	-7,551	82,119	0	7,863	
	Mars	0,34	6,765	-6,421	75,698	0	6,765	
	Avril	0,47	5,279	-4,807	70,891	0	5,279	vide !
1996	Janvier	2,90	4,374	-1,472	69,419	0	4,374	vide !
	Février	38,98	4,392	34,589	104,008	0	4,392	vide !
	Mars	16,42	4,89	11,533	115,541	0	4,890	vide !
	Avril	2,98	6,609	-3,625	111,916	0	6,609	
	Mai	2,25	7,091	-4,846	107,070	0	7,091	
	Juin	0,12	9,345	-9,222	97,848	0	9,345	
	Juillet	0,02	10,294	-10,275	87,573	0	10,294	
	Août	0,04	10,887	-10,851	76,722	0	10,887	
	Septembre	0,40	9,94	-9,540	67,182	0	9,940	
	Octobre	0,43	7,863	-7,435	59,747	0	7,863	
	Novembre	0,29	6,765	-6,475	53,272	0	6,765	
	Décembre	0,45	5,279	-4,831	48,441	0	5,279	vide !
1997	Janvier	3,54	4,374	-0,834	47,607	0	4,374	vide !
	Février	0,27	4,392	-4,127	43,480	0	4,392	vide !
	Mars	0,91	4,89	-3,977	39,503	0	4,890	vide !

	Avril	0,69	6,609	-5,920	33,583	0	6,609	
	Mai	0,21	7,091	-6,883	26,700	0	7,091	
	Juin	0,07	9,345	-9,276	17,424	0	9,345	
	Juillet	0,02	10,294	-10,274	7,150	0	10,294	
	Août	0,08	10,887	-10,811	-3,661	0	10,887	
	Septembre	0,06	9,94	-9,877	-13,538	0	9,940	
	Octobre	0,52	7,863	-7,342	-20,880	0	7,863	
	Novembre	0,03	6,765	-6,733	-27,613	0	6,765	
	Décembre	0,88	5,279	-4,403	-32,016	0	5,279	vide !
1998	Janvier	5,27	4,374	0,894	-31,122	0	4,374	vide !
	Février	5,39	4,392	1,001	-30,121	0	4,392	vide !
	Mars	4,27	4,89	-0,621	-30,742	0	4,890	vide !
	Avril	2,17	6,609	-4,436	-35,178	0	6,609	
	Mai	2,72	7,091	-4,370	-39,548	0	7,091	
	Juin	0,25	9,345	-9,099	-48,647	0	9,345	
	Juillet	0,02	10,294	-10,271	-58,918	0	10,294	
	Août	0,05	10,887	-10,833	-69,751	0	10,887	
	Septembre	1,41	9,94	-8,533	-78,284	0	9,940	
	Octobre	0,43	7,863	-7,432	-85,716	0	7,863	
	Novembre	1,98	6,765	-4,788	-90,504	0	6,765	
	Décembre	18,34	5,279	13,056	-77,448	0	5,279	vide !
1999	Janvier	17,54	4,374	13,161	-64,287	0	4,374	vide !
	Février	40,10	4,392	35,711	-28,576	0	4,392	vide !
	Mars	3,63	4,89	-1,260	-29,836	0	4,890	vide !
	Avril	1,32	6,609	-5,288	-35,124	0	6,609	
	Mai	0,80	7,091	-6,293	-41,417	0	7,091	
	Juin	0,18	9,345	-9,164	-50,581	0	9,345	
	Juillet	0,05	10,294	-10,240	-60,821	0	10,294	
	Août	0,08	10,887	-10,808	-71,629	0	10,887	
	Mai	0,27	9,94	-9,675	-81,304	0	9,940	
	Juin	0,05	7,863	-7,809	-89,113	0	7,863	
	Juillet	10,16	6,765	3,392	-85,721	0	6,765	
	Août	4,82	5,279	-0,463	-86,184	0	5,279	vide !
2000	Janvier	3,74	4,374	-0,639	-86,823	0	4,374	vide !
	Février	0,92	4,392	-3,470	-90,293	0	4,392	vide !
	Mars	0,40	4,89	-4,489	-94,782	0	4,890	vide !
	Avril	0,09	6,609	-6,522	-101,304	0	6,609	
	Mai	3,65	7,091	-3,442	-104,746	0	7,091	
	Juin	0,14	9,345	-9,203	-113,949	0	9,345	
	Juillet	0,41	10,294	-9,887	-123,836	0	10,294	
	Août	0,09	10,887	-10,799	-134,635	0	10,887	

	Septembre	1,19	9,94	-8,755	-143,390	0	9,940	
	Octobre	0,41	7,863	-7,456	-150,846	0	7,863	
	Novembre	1,00	6,765	-5,761	-156,607	0	6,765	
	Décembre	3,50	5,279	-1,783	-158,390	0	5,279	vide !
2001	Janvier	6,37	4,374	1,995	-156,395	0	4,374	vide !
	Février	16,42	4,392	12,023	-144,372	0	4,392	vide !
	Mars	0,94	4,89	-3,946	-148,318	0	4,890	vide !
	Avril	1,95	6,609	-4,662	-152,980	0	6,609	
	Mai	1,02	7,091	-6,073	-159,053	0	7,091	
	Juin	0,11	9,345	-9,234	-168,287	0	9,345	
	Jullet	0,08	10,294	-10,218	-178,505	0	10,294	
	Auot	0,02	10,887	-10,869	-189,374	0	10,887	
	Septembre	1,21	9,94	-8,730	-198,104	0	9,940	
	Octobre	1,42	7,863	-6,441	-204,545	0	7,863	
	Novembre	0,02	6,765	-6,747	-211,292	0	6,765	
	Décembre	0,73	5,279	-4,554	-215,846	0	5,279	vide !
2002	Janvier	1,38	4,374	-2,994	-218,840	0	4,374	vide !
	Février	1,65	4,392	-2,746	-221,586	0	4,392	vide !
	Mars	0,79	4,89	-4,099	-225,685	0	4,890	vide !
	Avril	0,31	6,609	-6,295	-231,980	0	6,609	
	Mai	0,17	7,091	-6,922	-238,902	0	7,091	
	Juin	0,01	9,345	-9,333	-248,235	0	9,345	
	Juillet	0,40	10,294	-9,899	-258,134	0	10,294	
	Août	0,24	10,887	-10,649	-268,783	0	10,887	
	Septembre	0,34	9,94	-9,598	-278,381	0	9,940	
	Octobre	0,56	7,863	-7,305	-285,686	0	7,863	
	Novembre	0,04	6,765	-6,726	-292,412	0	6,765	
	Décembre	0,99	5,279	-4,291	-296,703	0	5,279	vide !
2003	Janvier	87,90	4,374	83,529	-213,174	0	4,374	vide !
	Février	75,37	4,392	70,980	-142,194	0	4,392	vide !
	Mars	13,43	4,89	8,540	-133,654	0	4,890	vide !
	Avril	87,08	6,609	80,466	-53,188	0	6,609	
	Mai	3,94	7,091	-3,154	-56,342	0	7,091	
	Juin	0,14	9,345	-9,205	-65,547	0	9,345	
	Juillet	0,06	10,294	-10,232	-75,779	0	10,294	
	Août	0,07	10,887	-10,815	-86,594	0	10,887	
	Septembre	0,24	9,94	-9,705	-96,299	0	9,940	
	Octobre	0,14	7,863	-7,725	-104,024	0	7,863	
	Novembre	2,67	6,765	-4,099	-108,123	0	6,765	
	Décembre	15,40	5,279	10,122	-98,001	0	5,279	vide !
2004	Janvier	90,63	4,374	86,254	-11,747	0	4,374	vide !

	Février	3,24	4,392	-1,152	-12,899	0	4,392	vide !
	Mars	0,67	4,89	-4,223	-17,122	0	4,890	vide !
	Avril	1,20	6,609	-5,408	-22,530	0	6,609	
	Mai	10,51	7,091	3,417	-19,113	0	7,091	
	Juin	0,21	9,345	-9,135	-28,248	0	9,345	
	Juillet	0,06	10,294	-10,235	-38,483	0	10,294	
	Août	0,05	10,887	-10,841	-49,324	0	10,887	
	Septembre	0,57	9,94	-9,373	-58,697	0	9,940	
	Octobre	6,97	7,863	-0,898	-59,595	0	7,863	
	Novembre	0,86	6,765	-5,909	-65,504	0	6,765	
	Décembre	11,02	5,279	5,738	-59,766	0	5,279	vide !
2005	Janvier	53,11	4,374	48,740	-11,026	0	4,374	vide !
	Février	103,68	4,392	99,291	88,265	0	4,392	vide !
	Mars	41,82	4,89	36,929	125,194	0	4,890	vide !
	Avril	26,38	6,609	19,775	144,969	0	6,609	
	Mai	0,04	7,091	-7,051	137,918	0	7,091	
	Juin	0,15	9,345	-9,192	128,726	0	9,345	
	Juillet	0,02	10,294	-10,276	118,450	0	10,294	
	Août	0,03	10,887	-10,856	107,594	0	10,887	
	Septembre	0,01	9,94	-9,928	97,666	0	9,940	
	Octobre	0,01	7,863	-7,849	89,817	0	7,863	
	Novembre	110,25	6,765	103,489	193,306	0	6,765	
	Décembre	63,61	5,279	58,327	220,000	31,633	36,912	vide !
2006	Janvier	4,17	4,374	-0,208	219,792	0	4,374	vide !
	Février	27,81	4,392	23,416	220,000	23,208	27,600	vide !
	Mars	9,12	4,89	4,229	220,000	4,229	9,119	vide !
	Avril	0,19	6,609	-6,419	213,581	0	6,609	
	Mai	1,58	7,091	-5,509	208,072	0	7,091	
	Juin	0,03	9,345	-9,316	198,756	0	9,345	
	Juillet	0,01	10,294	-10,282	188,474	0	10,294	
	Août	0,05	10,887	-10,837	177,637	0	10,887	
	Septembre	0,00	9,94	-9,937	167,700	0	9,940	
	Octobre	0,01	7,863	-7,856	159,844	0	7,863	
	Novembre	0,01	6,765	-6,756	153,088	0	6,765	
	Décembre	1,74	5,279	-3,539	149,549	0	5,279	vide !
2007	Janvier	0,34	4,374	-4,035	145,514	0	4,374	vide !
	Février	0,69	4,392	-3,698	141,816	0	4,392	vide !
	Mars	29,76	4,89	24,869	166,685	0	4,890	vide !
	Avril	11,63	6,609	5,024	171,709	0	6,609	
	Mai	1,73	7,091	-5,362	166,347	0	7,091	
	Juin	0,10	9,345	-9,248	157,099	0	9,345	

	Juillet	0,01	10,294	-10,283	146,816	0	10,294	
	Août	0,01	10,887	-10,881	135,935	0	10,887	
	Septembre	0,05	9,94	-9,888	126,047	0	9,940	
	Octobre	0,09	7,863	-7,776	118,271	0	7,863	
	Novembre	0,10	6,765	-6,661	111,610	0	6,765	
	Décembre	1,52	5,279	-3,762	107,848	0	5,279	vide !
2008	Janvier	1,74	4,374	-2,634	105,214	0	4,374	vide !
	Février	0,15	4,392	-4,240	100,974	0	4,392	vide !
	Mars	6,08	4,89	1,188	102,162	0	4,890	vide !
	Avril	18,00	6,609	11,390	113,552	0	6,609	
	Mai	1,67	7,091	-5,425	108,127	0	7,091	
	Juin	0,09	9,345	-9,257	98,870	0	9,345	
	Juillet	0,02	10,294	-10,270	88,600	0	10,294	
	Août	0,00	10,887	-10,884	77,716	0	10,887	
	Septembre	0,19	9,94	-9,753	67,963	0	9,940	
	Octobre	0,28	7,863	-7,585	60,378	0	7,863	
	Novembre	0,83	6,765	-5,936	54,442	0	6,765	
	Décembre	2,07	5,279	-3,208	51,234	0	5,279	vide !

Annexe 5 : Données générées par le modèle Thomas-fiering

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
1. Année	7,0	0,0	53,6	23,9	1,2	0,0	0,0	0,0	0,4	2,3	0,0	17,0
2. Année	7,5	44,3	16,5	2,7	10,5	2,5	0,2	0,1	0,2	0,0	1,5	24,1
3. Année	1,2	25,4	15,6	10,9	1,1	0,0	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	15,0
4. Année	0,0	0,0	10,9	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	0,5	0,2	0,0	35,2
5. Année	35,5	8,9	1,4	0,0	0,4	0,0	0,0	0,0	0,9	1,3	0,0	0,0
6. Année	1,4	0,0	3,7	0,0	3,9	0,6	0,2	0,1	0,2	1,0	29,7	0,0
7. Année	0,0	0,0	7,7	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	14,9	8,3
8. Année	0,0	67,3	17,2	22,4	3,0	0,4	0,0	0,0	0,2	0,4	0,0	10,0
9. Année	56,7	22,9	25,7	5,7	1,9	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	10,9
10. Année	11,4	43,2	15,4	19,2	1,7	0,0	0,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0
11. Année	12,8	0,0	5,1	0,0	8,7	2,0	0,0	0,2	0,2	1,3	0,0	10,8
12. Année	21,3	7,1	2,5	20,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8	1,4	0,0	12,1
13. Année	13,5	4,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,4	0,1	0,0	7,9
14. Année	6,5	0,0	5,5	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,1	0,3	0,0	0,0
15. Année	0,0	26,0	32,7	7,2	3,6	0,0	0,0	0,0	0,6	0,6	15,0	40,9
16. Année	8,9	6,5	13,0	1,5	0,5	0,0	0,0	0,0	0,4	0,1	0,0	0,0
17. Année	6,3	0,6	6,6	0,0	3,2	0,4	0,1	0,0	0,6	0,0	0,0	9,1
18. Année	1,1	4,0	0,0	1,8	2,8	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	1,5	8,0
19. Année	0,0	47,8	11,0	0,0	7,8	1,6	0,2	0,0	1,0	0,8	7,2	7,7
20. Année	0,0	15,6	7,0	33,4	3,8	0,0	0,0	0,0	0,5	0,4	4,6	0,0
21. Année	18,2	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,4	0,1	0,0	14,7
22. Année	12,7	0,0	0,3	0,2	4,7	0,3	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
23. Année	22,9	40,3	12,1	0,0	0,7	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	22,4
24. Année	20,9	3,1	3,5	23,2	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,3	0,0	10,7
25. Année	49,2	72,1	32,3	17,6	1,3	0,0	0,2	0,0	0,1	0,0	0,0	44,9
26. Année	43,7	36,4	9,1	12,1	2,8	0,0	0,0	0,1	0,6	4,1	0,0	26,0
27. Année	39,3	36,0	2,6	0,0	0,4	0,0	0,1	0,0	0,2	0,5	15,4	15,6
28. Année	0,0	1,0	0,1	94,9	4,2	0,7	0,1	0,1	0,5	0,2	10,3	10,0
29. Année	0,0	14,5	20,8	10,6	9,3	3,0	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
30. Année	4,0	0,0	0,0	0,0	4,8	0,0	0,0	0,1	0,2	0,7	1,3	0,0
31. Année	0,0	0,0	0,0	0,0	4,1	0,0	0,1	0,0	1,0	0,7	47,0	0,0
32. Année	0,0	41,0	17,1	5,2	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,0	9,6
33. Année	0,0	5,6	18,6	3,5	5,7	1,1	0,2	0,0	0,3	0,0	0,0	3,7
34. Année	32,5	31,9	3,6	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0	1,0	0,8	38,7	0,5
35. Année	2,8	28,4	27,0	33,1	7,6	0,0	0,0	0,0	0,5	1,2	16,1	42,7
36. Année	54,0	6,8	2,7	1,6	2,8	0,2	0,0	0,1	0,5	2,9	3,1	27,8
37. Année	92,1	85,9	24,8	6,1	6,4	0,0	0,0	0,1	1,3	1,0	0,0	21,8
38. Année	38,7	16,6	15,2	1,3	1,3	0,1	0,1	0,1	0,2	0,0	0,0	3,4
39. Année	0,0	0,0	0,0	0,1	1,0	0,0	0,0	0,0	0,9	0,3	12,8	0,0
40. Année	73,4	17,1	0,9	53,2	3,3	0,5	0,2	0,0	0,6	3,4	13,0	0,6
41. Année	0,0	0,0	0,1	0,0	5,3	1,1	0,1	0,0	0,2	0,2	15,0	22,6
42. Année	76,7	22,8	17,9	2,8	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	3,4	0,0

43. Année	45,7	6,9	0,0	0,0	0,6	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0
44. Année	2,8	0,0	38,1	15,2	8,5	1,7	0,3	0,3	0,0	0,0	0,0	12,0
45. Année	0,0	13,7	11,5	7,9	1,8	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	19,1	0,0
46. Année	0,1	0,9	6,1	0,0	1,1	0,0	0,1	0,3	0,0	2,5	6,0	15,3
47. Année	55,2	102,7	28,4	27,2	9,4	2,4	0,2	0,0	0,3	0,6	0,0	34,5
48. Année	7,7	11,7	1,4	4,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,3	0,0	0,0	58,7
49. Année	156,5	45,9	34,8	10,8	1,1	0,0	0,1	0,1	0,9	0,8	4,4	0,0
50. Année	39,7	7,5	15,6	43,4	2,9	0,5	0,2	0,0	0,8	0,9	0,0	28,9
51. Année	22,2	2,5	10,2	9,1	6,3	1,4	0,4	0,3	0,1	0,0	0,0	2,6
52. Année	3,1	0,0	36,8	15,3	1,0	0,0	0,1	0,0	0,4	0,1	3,6	28,1
53. Année	5,0	30,3	31,0	30,2	11,0	2,9	0,2	0,2	0,0	0,0	16,4	22,3
54. Année	49,4	10,9	0,0	9,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,0	55,5
55. Année	95,9	26,3	8,0	15,6	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	28,0
56. Année	1,0	4,1	9,3	0,0	3,3	0,0	0,0	0,0	0,5	4,5	0,0	13,5
57. Année	0,0	1,8	0,0	73,3	4,4	0,1	0,0	0,3	0,2	0,8	0,0	0,0
58. Année	0,0	9,0	9,4	0,1	4,1	0,7	0,3	0,2	0,8	0,5	0,0	2,1
59. Année	0,0	0,0	0,0	0,0	3,7	0,0	0,0	0,0	1,0	0,8	0,0	38,3
60. Année	22,2	36,1	4,2	2,5	0,0	2,5	0,2	0,3	0,0	0,0	0,9	14,8
61. Année	84,6	34,8	20,1	20,4	0,1	0,0	0,1	0,2	0,7	0,4	0,0	13,5
62. Année	75,4	12,0	6,1	55,2	23,5	7,3	0,4	0,1	0,2	1,1	7,1	0,9
63. Année	65,9	15,6	15,4	34,4	5,2	1,1	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	38,6
64. Année	33,6	22,8	29,0	9,8	2,6	0,0	0,2	0,0	0,4	0,1	14,8	0,0
65. Année	6,0	1,1	14,4	0,2	2,6	0,2	0,0	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0
66. Année	0,0	0,0	14,0	1,1	2,1	0,1	0,4	0,2	0,0	0,0	0,0	4,1
67. Année	11,6	49,3	14,3	14,6	3,6	0,2	0,2	0,3	0,0	1,2	0,0	4,7
68. Année	2,2	0,0	0,0	0,0	0,7	0,4	0,0	0,0	0,2	1,4	0,0	0,0
69. Année	6,8	38,1	19,0	3,1	0,3	0,0	0,1	0,0	0,5	1,5	19,8	27,9
70. Année	65,2	21,3	3,7	19,4	6,0	0,7	0,1	0,3	0,0	0,0	0,0	54,8
71. Année	19,2	17,8	28,8	17,9	3,4	0,5	0,2	0,1	0,1	0,0	32,8	28,7
72. Année	81,8	83,5	34,2	10,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	0,1	26,1	0,0
73. Année	0,0	0,0	2,6	42,7	2,7	0,2	0,2	0,2	0,2	1,3	117,8	0,0
74. Année	0,0	1,9	0,8	0,0	0,8	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,8	85,2
75. Année	67,1	71,4	10,3	28,9	0,9	0,0	0,2	0,1	0,5	0,2	25,5	21,9
76. Année	92,0	28,9	6,0	1,1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,3	42,5	0,0
77. Année	14,4	0,4	5,9	0,0	8,3	2,1	0,0	0,0	0,6	2,6	41,9	79,9
78. Année	72,7	17,5	4,4	15,4	0,4	0,0	0,0	0,1	0,5	0,3	3,5	10,2
79. Année	47,5	26,6	5,4	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,2	0,2	17,6	0,0
80. Année	3,5	10,6	8,2	18,0	2,6	0,2	0,0	0,0	0,5	0,2	0,0	27,4
81. Année	37,7	11,8	24,7	5,5	3,9	0,7	0,1	0,0	0,4	4,5	0,0	13,2
82. Année	58,2	7,1	4,4	13,6	0,1	0,0	0,0	0,1	1,0	1,4	0,0	0,0
83. Année	0,0	13,2	1,9	0,0	1,5	0,0	0,0	0,2	0,2	1,2	13,4	58,2
84. Année	57,5	30,4	3,5	1,6	3,2	0,5	0,1	0,0	0,5	0,1	0,0	7,4
85. Année	37,2	1,7	2,7	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,1	0,0	0,0	0,4
86. Année	18,4	37,3	40,6	11,0	1,9	0,0	0,0	0,1	0,3	0,0	4,7	0,0
87. Année	14,8	23,2	7,1	0,0	1,7	0,0	0,0	0,3	0,3	0,0	0,0	8,2

88. Année	0,0	0,0	0,0	22,1	0,5	0,0	0,0	0,0	0,4	0,5	22,1	0,0
89. Année	26,9	0,4	10,7	0,2	4,6	0,9	0,2	0,0	0,6	0,4	15,6	0,0
90. Année	137,1	41,1	14,9	28,2	2,4	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	12,4
91. Année	6,7	0,0	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	0,0	1,3	1,0	0,0	0,0
92. Année	7,7	13,9	9,1	45,5	2,5	0,0	0,0	0,0	0,3	2,4	0,0	10,5
93. Année	1,2	13,1	19,5	2,8	2,5	0,0	0,2	0,0	0,1	0,0	2,7	19,1
94. Année	0,0	30,4	12,2	0,7	0,2	0,0	0,1	0,4	0,0	2,3	0,0	0,0
95. Année	0,0	0,0	16,4	1,9	2,1	0,0	0,0	0,0	0,4	0,1	0,0	0,0
96. Année	6,5	33,7	19,8	3,4	3,4	0,0	0,0	0,0	0,7	3,4	0,0	18,1
97. Année	49,4	9,7	14,2	1,9	2,7	0,3	0,0	0,2	0,6	0,4	7,6	25,1
98. Année	106,1	33,5	17,3	2,3	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	9,5
99. Année	62,5	23,4	14,8	20,4	1,2	0,0	0,0	0,0	0,3	7,6	0,0	0,0
100. Année	38,4	11,5	1,3	14,1	6,3	1,1	0,1	0,1	0,0	1,1	0,0	27,0

Annexe 6 : Données générées par le modèle PARMA(1,0)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
1. Année	4,3	1,6	53,2	24,5	1,1	0,2	0,0	0,0	0,3	2,3	1,3	20,3
2. Année	4,9	45,9	16,0	3,3	10,3	2,8	0,2	0,2	0,1	0,0	2,8	27,4
3. Année	-1,4	27,0	15,2	11,5	1,0	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	1,3	18,3
4. Année	-2,7	1,6	10,5	0,6	3,9	0,2	0,0	0,0	0,4	0,2	1,3	38,5
5. Année	32,8	10,5	1,0	0,6	0,3	0,2	0,1	0,0	0,8	1,3	1,3	3,3
6. Année	-1,2	1,6	3,3	0,6	3,8	0,9	0,3	0,1	0,2	1,0	31,0	3,3
7. Année	-2,7	1,6	7,3	0,6	-0,1	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	16,3	11,6
8. Année	-2,7	68,9	16,8	23,0	2,9	0,6	0,1	0,0	0,2	0,4	1,3	13,3
9. Année	54,1	24,5	25,3	6,4	1,8	0,3	0,1	0,2	0,0	0,0	1,3	14,2
10. Année	8,8	44,8	14,9	19,8	1,6	0,2	0,0	0,0	1,1	0,9	1,3	3,3
11. Année	10,2	1,6	4,7	0,6	8,6	2,3	0,1	0,2	0,2	1,2	1,3	14,1
12. Année	18,6	8,6	2,1	21,3	-0,1	0,2	0,0	0,0	1,7	1,4	1,3	15,4
13. Année	10,8	6,5	-0,4	0,6	-0,1	0,2	0,2	0,1	0,3	0,0	1,3	11,2
14. Année	3,8	1,6	5,1	0,6	-0,1	0,2	0,3	0,1	0,1	0,3	1,3	3,3
15. Année	-2,7	27,5	32,3	7,8	3,5	0,2	0,0	0,0	0,6	0,6	16,3	44,2
16. Année	6,2	8,1	12,5	2,2	0,4	0,2	0,0	0,1	0,4	0,1	1,3	3,3
17. Année	3,6	2,2	6,1	0,6	3,1	0,7	0,1	0,0	0,6	0,0	1,3	12,4
18. Année	-1,5	5,6	-0,4	2,4	2,7	0,2	0,0	0,0	0,1	0,0	2,8	11,3
19. Année	-2,7	49,4	10,6	0,6	7,7	1,8	0,2	0,1	1,0	0,8	8,6	11,0
20. Année	-2,7	17,2	6,6	34,0	3,7	0,2	0,0	0,0	0,5	0,4	5,9	3,3
21. Année	15,5	1,6	-0,4	0,6	0,1	0,2	0,0	0,0	0,3	0,0	1,3	18,0
22. Année	10,0	1,6	-0,1	0,9	4,6	0,5	0,3	0,1	0,0	0,0	1,3	3,3
23. Année	20,2	41,9	11,7	0,6	0,6	0,2	0,0	0,0	0,1	0,0	1,3	25,7
24. Année	18,2	4,7	3,0	23,8	0,0	0,2	0,0	0,1	0,0	0,3	1,3	14,0
25. Année	46,5	73,6	31,9	18,2	1,2	0,2	0,2	0,0	0,1	0,0	1,3	48,2
26. Année	41,1	38,0	8,7	12,7	2,7	0,2	0,0	0,2	0,5	4,1	1,3	29,3
27. Année	36,7	37,6	2,1	0,6	0,3	0,2	0,1	0,0	0,2	0,5	16,8	18,9
28. Année	-2,7	2,6	-0,3	95,5	4,1	0,9	0,1	0,2	0,5	0,2	11,7	13,3
29. Année	-2,7	16,1	20,4	11,2	9,2	3,2	0,2	0,1	0,1	0,0	1,3	3,3
30. Année	1,3	1,6	-0,4	0,6	4,7	0,2	0,0	0,1	0,2	0,6	2,7	3,3
31. Année	-2,7	1,6	-0,4	0,6	4,0	0,2	0,1	0,0	0,9	0,6	48,3	3,3
32. Année	-2,7	42,6	16,6	5,8	-0,1	0,2	0,1	0,1	0,0	0,2	1,3	12,9
33. Année	-2,7	7,2	18,1	4,1	5,6	1,4	0,2	0,0	0,3	0,0	1,3	7,0
34. Année	29,9	33,5	3,2	0,6	0,2	0,2	0,0	0,0	1,0	0,8	40,0	3,8
35. Année	0,2	30,0	26,6	33,7	7,5	0,2	0,0	0,0	0,5	1,2	17,4	46,0
36. Année	51,4	8,4	2,3	2,2	2,7	0,4	0,0	0,1	0,5	2,9	4,4	31,1
37. Année	89,4	87,5	24,4	6,7	6,3	0,2	0,0	0,1	1,2	1,0	1,3	25,1
38. Année	36,1	18,2	14,8	2,0	1,2	0,3	0,1	0,1	0,1	0,0	1,3	6,7
39. Année	-2,7	1,6	-0,4	0,7	0,9	0,2	0,0	0,0	0,8	0,3	14,1	3,3
40. Année	70,7	18,7	0,5	53,8	3,2	0,7	0,2	0,0	0,6	3,3	14,3	3,9
41. Année	-2,7	1,6	-0,3	0,6	5,2	1,3	0,1	0,0	0,1	0,2	16,3	25,9
42. Année	74,0	24,4	17,4	3,4	-0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0	4,7	3,3

43. Année	43,0	8,5	-0,4	0,6	0,5	0,2	0,0	0,0	0,2	0,0	1,3	3,3
44. Année	0,1	1,6	37,7	15,8	8,4	2,0	0,3	0,4	0,0	0,0	1,3	15,3
45. Année	-2,7	15,3	11,1	8,5	1,7	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	20,5	3,3
46. Année	-2,5	2,5	5,7	0,6	1,0	0,2	0,2	0,4	0,0	2,5	7,4	18,6
47. Année	52,6	104,3	27,9	27,9	9,3	2,6	0,2	0,0	0,3	0,6	1,3	37,8
48. Année	5,0	13,3	1,0	4,8	-0,1	0,2	0,2	0,0	0,2	0,0	1,3	62,0
49. Année	153,8	47,5	34,4	11,4	1,0	0,2	0,1	0,1	0,9	0,8	5,7	3,3
50. Année	37,0	9,1	15,2	44,1	2,8	0,7	0,3	0,0	0,7	0,9	1,3	32,2
51. Année	19,5	4,1	9,8	9,7	6,2	1,6	0,4	0,4	0,0	0,0	1,3	5,9
52. Année	0,5	1,6	36,4	15,9	0,9	0,2	0,2	0,0	0,3	0,1	4,9	31,4
53. Année	2,3	31,9	30,5	30,8	10,9	3,1	0,2	0,2	0,0	0,0	17,7	25,6
54. Année	46,7	12,5	-0,4	9,6	0,0	0,2	0,0	0,0	0,1	0,0	1,3	58,8
55. Année	93,2	27,9	7,6	16,2	-0,1	0,2	0,1	0,2	0,0	0,0	1,3	31,3
56. Année	-1,6	5,7	8,9	0,6	3,2	0,2	0,0	0,0	0,5	4,5	1,3	16,8
57. Année	-2,7	3,4	-0,4	73,9	4,2	0,4	0,0	0,3	0,2	0,8	1,3	3,3
58. Année	-2,7	10,6	9,0	0,7	4,0	1,0	0,3	0,2	0,8	0,5	1,3	5,4
59. Année	-2,7	1,6	-0,4	0,6	3,6	0,2	0,0	0,0	1,0	0,7	1,3	41,6
60. Année	19,6	37,7	3,8	3,1	-0,1	2,7	0,3	0,3	0,0	0,0	2,2	18,1
61. Année	82,0	36,4	19,6	21,0	0,0	0,2	0,1	0,3	0,6	0,4	1,3	16,8
62. Année	72,8	13,6	5,7	55,8	23,4	7,5	0,4	0,2	0,1	1,1	8,5	4,2
63. Année	63,3	17,2	15,0	35,0	5,1	1,3	0,0	0,0	0,1	0,0	1,3	41,9
64. Année	31,0	24,4	28,5	10,4	2,5	0,2	0,2	0,0	0,3	0,1	16,1	3,3
65. Année	3,4	2,7	14,0	0,8	2,5	0,5	0,1	0,0	0,1	0,0	1,3	3,3
66. Année	-2,7	1,6	13,6	1,7	2,0	0,4	0,4	0,3	0,0	0,0	1,3	7,4
67. Année	9,0	50,9	13,9	15,3	3,5	0,4	0,2	0,4	0,0	1,2	1,3	8,0
68. Année	-0,5	1,6	-0,4	0,6	0,6	0,6	0,1	0,0	0,2	1,4	1,3	3,3
69. Année	4,1	39,7	18,6	3,7	0,2	0,3	0,2	0,0	0,5	1,5	21,1	31,2
70. Année	62,5	22,9	3,3	20,0	5,9	1,0	0,1	0,3	0,0	0,0	1,3	58,1
71. Année	16,6	19,4	28,4	18,5	3,3	0,8	0,3	0,1	0,1	0,0	34,1	32,0
72. Année	79,2	85,1	33,8	11,2	-0,1	0,2	0,0	0,0	0,3	0,0	27,4	3,3
73. Année	-2,7	1,6	2,2	43,3	2,6	0,5	0,2	0,2	0,2	1,3	119,1	3,3
74. Année	-2,7	3,5	0,4	0,6	0,7	0,2	0,0	0,0	0,1	0,0	2,1	88,5
75. Année	64,5	72,9	9,9	29,5	0,7	0,2	0,2	0,1	0,5	0,2	26,8	25,2
76. Année	89,3	30,5	5,6	1,7	-0,1	0,2	0,0	0,2	0,0	0,3	43,8	3,3
77. Année	11,8	2,0	5,5	0,6	8,2	2,4	0,0	0,0	0,5	2,6	43,3	83,2
78. Année	70,0	19,1	4,0	16,0	0,3	0,2	0,1	0,1	0,5	0,3	4,8	13,5
79. Année	44,8	28,1	5,0	0,6	-0,1	0,2	0,1	0,0	0,2	0,2	19,0	3,3
80. Année	0,8	12,2	7,7	18,6	2,5	0,5	0,0	0,0	0,5	0,2	1,3	30,7
81. Année	35,0	13,4	24,3	6,1	3,8	0,9	0,1	0,0	0,4	4,5	1,3	16,5
82. Année	55,6	8,7	4,0	14,2	0,0	0,2	0,0	0,1	1,0	1,4	1,3	3,3
83. Année	-2,7	14,8	1,5	0,6	1,4	0,2	0,0	0,2	0,1	1,2	14,7	61,5
84. Année	54,8	32,0	3,1	2,2	3,1	0,7	0,2	0,0	0,4	0,1	1,3	10,7
85. Année	34,5	3,2	2,3	0,6	-0,1	0,2	0,1	0,2	0,1	0,0	1,3	3,7
86. Année	15,7	38,9	40,2	11,6	1,8	0,2	0,1	0,1	0,3	0,0	6,1	3,3
87. Année	12,1	24,8	6,7	0,6	1,6	0,2	0,0	0,3	0,3	0,0	1,3	11,5

88. Année	-2,7	1,6	-0,4	22,7	0,4	0,2	0,0	0,0	0,4	0,5	23,4	3,3
89. Année	24,2	2,0	10,3	0,8	4,5	1,1	0,2	0,0	0,5	0,4	16,9	3,3
90. Année	134,5	42,7	14,5	28,9	2,3	0,2	0,0	0,0	0,3	0,0	1,3	15,7
91. Année	4,1	1,6	-0,4	0,6	2,8	0,2	0,0	0,1	1,3	1,0	1,3	3,3
92. Année	5,1	15,5	8,7	46,1	2,4	0,2	0,0	0,0	0,2	2,4	1,3	13,8
93. Année	-1,4	14,7	19,1	3,4	2,4	0,2	0,2	0,0	0,1	0,0	4,0	22,4
94. Année	-2,7	32,0	11,7	1,3	0,1	0,2	0,2	0,4	0,0	2,3	1,3	3,3
95. Année	-2,7	1,6	15,9	2,5	2,0	0,2	0,0	0,0	0,3	0,1	1,3	3,3
96. Année	3,8	35,3	19,4	4,0	3,3	0,2	0,0	0,0	0,6	3,4	1,3	21,4
97. Année	46,8	11,3	13,7	2,5	2,5	0,5	0,0	0,2	0,6	0,4	8,9	28,4
98. Année	103,5	35,1	16,8	2,9	-0,1	0,2	0,1	0,0	0,1	0,0	1,3	12,8
99. Année	59,9	25,0	14,3	21,1	1,1	0,2	0,0	0,0	0,3	7,6	1,3	3,3
100. Année	35,7	13,1	0,8	14,7	6,2	1,4	0,1	0,1	0,0	1,1	1,3	30,3