



E.N.S.A.R. Ecole Nationale
Supérieure Agronomique de Rennes



I.R.D. Institut de Recherche
pour le Développement



I.R.E.S.A. Institution de la Recherche
et de l'Enseignement Supérieur Agricoles

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

D.A.A. Physiques des Surfaces Naturelles et Génie Hydrologique (E.N.S.A.R.)

OPTIMISATION DE LA GESTION D'UN BARRAGE COLLINAIRE EN ZONE SEMI-ARIDE

PROJET MERGUSIE

Réalisé par : Fabien PABIOT
Ecole Nationale Supérieure Agronomique de Montpellier

Fonds Documentaire IRD



010031770

Encadrant : M. F. LEBDI
Institution de la Recherche et de l'Enseignement Supérieur Agricoles

Co-encadrant : M. P. LE GOULVEN
Institut de Recherche pour le Développement (anciennement Orstom)

Professeur responsable : M. J. DUCHESNE
Ecole Nationale Supérieure Agronomique de Rennes

Octobre 1999



E.N.S.A.R. Ecole Nationale
Supérieure Agronomique de Rennes



I.R.D. Institut de Recherche
pour le Développement



I.R.E.S.A. Institution de la Recherche
et de l'Enseignement Supérieur Agricoles

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

D.A.A. Physiques des Surfaces Naturelles et Génie Hydrologique (E.N.S.A.R.)

OPTIMISATION DE LA GESTION D'UN BARRAGE COLLINAIRE EN ZONE SEMI-ARIDE

PROJET MERGUSIE

Fonds Documentaire IRD

Cote: A* 31770 Ex: unique

Réalisé par : Fabien PABIOT
Ecole Nationale Supérieure Agronomique de Montpellier

Encadrant	: M. F. LEBDI Institution de la Recherche et de l'Enseignement Supérieur Agricoles
Co-encadrant	: M. P. LE GOULVEN Institut de Recherche pour le Développement (anciennement Orstom)
Professeur responsable	: M. J. DUCHESNE Ecole Nationale Supérieure Agronomique de Rennes

Octobre 1999

Avant Propos

Ce mémoire termine mes études d'ingénieurs agronomes option "physiques des surfaces naturelles et génie hydrologique". Le projet est basé sur une convention entre l'Institution de Recherche et d'Enseignement Supérieur Agricoles (IRESA-Tunisie) et l'Ecole Nationale Supérieure Agronomique de Rennes (ENSAR-France). Il s'intègre dans le Programme National Mobilisateur mergusie conduit par le Ministère de l'agriculture tunisien et l'Institut de Recherche pour le Développement (IRD anciennement Orstom).

Je remercie réellement tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce document et en particulier:

- Fethi LEBDI (IRESA) pour son encadrement et ses conseils précieux,
- Patrick Le GOULVEN (IRD), pour ses qualités scientifiques mais aussi humaines,
- Roger CALVEZ (IRD) pour sa disponibilité et ses performances sur la collecte des données,
- Noamène BEN HAMOUDA pour son aide précieuse sur le terrain.

Sans oublier ceux qui ont rendu mon séjour plus agréable : Luc, David, Amel, King, Niang, Saïd, Jalel, Rabi, Vincent, ...etc

RESUME

Les usages de l'eau en Tunisie ne cessent de croître tandis que la ressource reste limitée. Le Programme National Mobilisateur mergusie coordonné par le Ministère de l'Agriculture tunisien et l'Institut de Recherche pour le Développement a pour objectif d'étudier la dynamique entre ressources et usages de l'eau dans le centre du pays au niveau de l'oued Merguellil. Dans le cadre de ce projet, l'étude de la gestion des eaux de surface à travers des ouvrages de retenue est au préalable indispensable.

"Le contexte de la gestion des ressources en eau est par nature aléatoire, les phénomènes hydrologiques étant ainsi. Le paramètre primordial est la 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 fixée, il y a forcément selon les règles de gestion adoptées, divers niveaux de performance selon les déficits ou défaillances dans la satisfaction des besoins en eau (LEBDI F., 1996)". L'approximation des niveaux optimaux de gestion sera bien meilleure en tenant compte des incertitudes et notamment celle de l'aléa hydrologique. C'est l'objet des méthodes d'optimisation en avenir incertain. Parallèlement, il est tout à fait indispensable d'appréhender les usages de l'eau et de formuler convenablement les différentes demandes correspondant à ces usages afin de mettre en place les consignes de gestion de la ressource en eau.

Pour répondre à ces attentes, la programmation dynamique stochastique a été choisie comme outil d'aide à la décision de gestion d'un barrage collinaire "El Morra" sur le bassin versant de l'oued Merguellil. Cet algorithme d'optimisation permet de tenir compte de la variabilité des apports d'une longue série d'observations à travers leurs probabilités d'occurrence. Cette méthode permet de définir des lâchers optimaux destinés à l'usage selon le niveau d'eau dans le réservoir et l'instant de décision sur la période de gestion. Ces règles correspondent à l'optimum d'une fonction mathématique traduisant les objectifs de gestion, et non l'optimum de faits réels. Différentes règles de gestions optimisées sont alors établies selon différents poids que l'on attribue aux objectifs. Le choix de la règle optimisée répondant le plus à nos attentes est fait par simulation. Des indices descripteurs de la simulation permettent de juger de la performance du système.

Dans notre cas d'étude, deux objectifs de gestion ont été choisis: la satisfaction de la demande agricole et la garantie d'un stock d'eau dans le barrage. Plusieurs règles ont été optimisées en fonction des poids de ces deux objectifs. La règle de gestion optimisée retenue doit être considérée comme une aide à la décision et non un "verdict" à appliquer tel quel.

Mots clés:

projet mergusie, barrage collinaire, retenue, gestion, optimisation, simulation, programmation dynamique stochastique, bilan hydrologique, hydrosystème

Annotations

α	: pénalité ou poids de gestion variant entre 0 et 1
A_p	: volume d'eau apporté au barrage
C	: coût de transition
$D=D_{em}$: volume d'eau demandé par les usagers
D_{max}	: volume d'eau maximal demandé par les usagers sur la période de gestion
$f(t,T)$: valeur de la fonction de Bellman-Massé. ($\neq f(V)$ = fonction du volume)
H	: hauteur d'eau dans la retenue
M	: nombre de classes d'apports
T	: temps de la période de gestion
$P_{i,j}$: probabilité de transition entre un apport i et un apport j
P_l	: probabilité d'occurrence d'un apport l
V	: volume d'eau dans la retenue
V_{min}	: volume d'eau minimum
V_{max}	: volume d'eau maximum
V_i	: volume d'eau à l'instant initial
V_f	: volume d'eau à l'instant final
$V_{objectif}$: volume d'eau dans la retenue que l'on souhaite avoir (= $V_{consigne}=V_{consg}$)
V_r	: volume apporté par ruissellement
V_{ecs}	: volume apporté par écoulement souterrain
V_p	: volume apporté par la pluie tombant sur la retenue
V_{ev}	: volume évaporé
V_d	: volume déversé
V_{infi}	: volume infiltré
V_{vi}	: volume vidangé
V_u	: volume destiné aux usagers
L	: volume lâché à l'aval du barrage (= V_u+V_{vi})

INTRODUCTION	9
--------------------	---

PARTIE I: L'HYDROSYSTEME "EL MORRA"

I : FONCTIONNEMENT ACTUEL DU BARRAGE.....	12
--	-----------

1. CARACTERISTIQUES DU BARRAGE	12
2. PRESENTATION DES TERMES DU BILAN.....	14
3. RECONSTITUTION DES APPORTS	15
4. RECONSTITUTION DES FLUX EVAPORATIFS.....	17
5. RECONSTITUTION DES VIDANGES - PRELEVEMENTS	18
6. CALCUL DES INFILTRATIONS:	19
7. CALCUL DES ECOULEMENTS RETARDES.....	20
7.1. <i>relation Ecoulements souterrains - Ruissellement sur 6 jours</i>	20
7.2. <i>répartition du volume d'écoulements retardés sur 6 jours.</i>	21
8- RECAPITULATIFS DE TOUS LES TERMES DU BILAN ET CHOIX D'UN PAS DE TEMPS COHERENT	22
8.1. <i>Critique du bilan journalier</i>	22
8.2. <i>Les termes du bilan décadaire</i>	22

II : LE SYSTEME RESSOURCE: LE BASSIN VERSANT ET SES APPORTS	24
--	-----------

1. LES DONNEES DU SYSTEME RESSOURCE.....	24
2. CORRELATION AVEC LES STATIONS PLUVIOMETRIQUES LES PLUS PROCHES	26
3. RECONSTITUTION DES APPORTS A L' AIDE DU MODELE PLUIE-DEBIT GR3 (LOGICIEL EMILE)	28
3.1. <i>Bases théoriques du fonctionnement de GR3</i>	28
3.2. <i>Calage du modèle</i>	30
3.3. <i>Génération de débits sur 24 années</i>	33

III : LE SYSTEME D'UTILISATION : LE PERIMETRE IRRIGUE ET SES USAGERS	36
---	-----------

1. LE CONTEXTE ACTUEL DE L' IRRIGATION	36
1.1. <i>Institutionnel de gestion</i>	36
1.2. <i>Une agriculture irriguée très peu développée.</i>	37
2. LE PROJET D'IRRIGATION	42
2.1. <i>possibilités techniques</i>	42
2.2. <i>motivation des irriguants potentiels</i>	43

PARTIE II: GESTION DU BARRAGE COLLINAIRE EL MORRA"

I : ETAT DE L'ART SUR LA GESTION DE BARRAGE	47
1. LES PRINCIPES DE GESTION.....	47
1.1. <i>Caractéristiques de la gestion</i>	47
1.2. <i>La gestion par modélisation: Système dynamique déterministe et stochastique</i>	52
2-LES PRINCIPES D'OPTIMISATION ET ALGORITHMES CORRESPONDANTS	55
2.1. <i>Optimisation par programmation linéaire</i>	55
2.2. <i>Optimisation par programmation dynamique stochastique (PDS):</i>	56
2.3. <i>Simulation : Analyse des règles optimisées par des indices de performance</i>	60
II : ELABORATION D'UN MODELE DE GESTION OPTIMISEE.....	61
1. INTRODUCTION: LES PRINCIPES DE GESTION APPLICABLES A EL MORRA.....	61
2.1. <i>Discrétisation des stocks et des apports</i>	63
2.2. <i>Détermination de la distribution de probabilité des apports</i>	64
2.3. <i>Détermination des sorties: lâchers, besoins, infiltrations, évaporation</i>	65
2.4. <i>objectifs de gestion</i>	66
2.5. <i>Evolution décision-hasard et calcul des coûts de transitions appliqués au barrage El Morra</i>	67
2.6. <i>Structure du programme d'optimisation sous matlab</i>	69
3. GESTION DES RISQUES PAR SIMULATION	71
3.1. <i>Incidents et indices de performance du système "El Morra"</i>	71
3.2. <i>Algorithme du modèle de simulation permettant d'évaluer un règle de gestion</i>	74
3.3. <i>Structure du programme de simulation sous matlab</i>	75
4. INTERPRETATION DES RESULTATS D'OPTIMISATION ET DE SIMULATION AU NIVEAU DE EL MORRA	80
4.1. <i>Description des règles optimisées selon la pénalité α</i>	81
4.2. <i>Normalisation des indices de performance et choix des règles de gestion acceptables</i>	83
4.3. <i>Règle optimisée retenue pour la gestion du barrage collinaire El Morra</i>	86
CONCLUSION.....	90

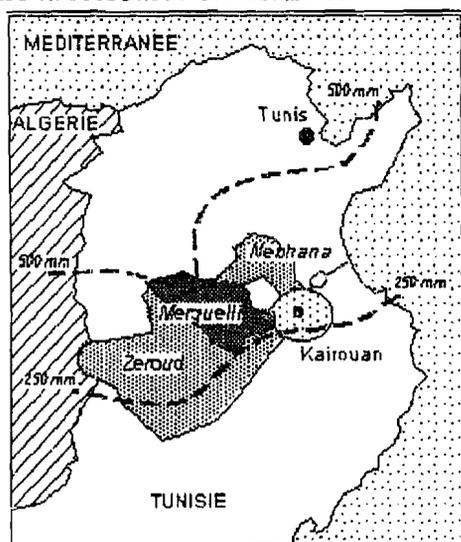
Introduction

Cernée par les influences méditerranéennes et sahariennes, la Tunisie est soumise à un climat semi-aride à aride. Pendant les 30 dernières années le pays a mis en œuvre un programme dynamique de développement des ressources hydriques basé sur une série de réservoirs et de canaux pour mettre en valeur les eaux de surface, notamment au nord, et sur des forages pour exploiter les principales nappes profondes du centre et du sud. Les demandes en eau continuent de croître et de se diversifier alors que les ressources hydriques les plus faciles et les moins coûteuses ont été mobilisées. L'agriculture est de loin la principale consommatrice d'eau en Tunisie (84% en 1996) et elle le restera au-delà de l'horizon 2030¹. Face à cette situation les gestionnaires sont obligés de rationaliser la gestion des stocks d'eau et de prévenir les impacts dus à des changements prévisibles ou non.

*"L'hydraulique future de notre pays sera focalisée essentiellement sur la maîtrise de la demande et l'amélioration des performances de notre système de mobilisation des ressources en eau"*¹.

En outre la gestion des hydro-aménagements doit trouver le bon équilibre entre la ressource et l'usage. Les apports sont directement liés aux aléas climatiques et au transfert d'eau par le bassin versant tandis que la demande est liée aux stratégies agricoles. Ainsi *"la gestion de l'eau apparaît comme l'expression du compromis entre contraintes physiques et réalités sociales. Si l'approche techniciste de la gestion repose sur des normes d'accès à l'eau considérées comme équitables et rationnelles par les aménageurs, l'analyse des systèmes d'irrigation traditionnels, en revanche, fait apparaître un nombre quasi-illimité de variantes de systèmes de gestion et de tour d'eau"*².

Le Programme National Mobilisateur mercurie coordonné par le Ministère de l'agriculture tunisien et l'Institut de Recherche pour le Développement a pour but d'étudier la dynamique entre la ressource et l'usage dans le centre tunisien sur le bassin versant de l'oued Merguellil,



équipé de 38 lacs collinaires, 2 barrages collinaires et 1 grand barrage

Le bassin du Merguellil fait partie d'un ensemble de bassins versants drainant le versant sud de la dorsale centrale Tunisienne jusqu'à la plaine de Kairouan, comme l'indique le schéma ci-contre:

- bassins versants du Zeroud, du Merguellil et du Nebhana,
- ville de Kairouan et sa plaine environnante,
- isohyètes de pluies annuelles de 250 et 500mm.

Le bassin est situé en grande partie dans le gouvernorat de Kairouan, et sa partie amont se trouve dans le gouvernorat de Siliana.

Figure 1: Situation du Merguellil (source: Le Goulven et Ruf, 1996)

¹ Horchani Aneur.- Gestion des ressources en eau en Tunisie. In *Agriculture de Tunisie* – ministère de l'agriculture, Tunis 1995.

² Molle F. Ruf T., *Éléments pour une approche systémique du fonctionnement des périmètres irrigués.* Recherche –système en agriculture et développement rural, Symposium international, Montpellier, France- 21, 25 novembre 1994, pp114-118

Dans le cadre de ce projet, l'étude de la gestion annuelle optimisée des stocks d'eau contenus dans un barrage en vue de l'alimentation d'un périmètre irrigué a été proposée comme sujet de stage. Le site retenu est le barrage collinaire El Morra situé à l'extrémité Nord Ouest du gouvernorat de Kairouan (**Figure 2**). Cette étude doit servir de base pour mettre au point des méthodes et des outils d'optimisation pour gérer les stocks d'eau dans les petites et moyennes retenues très présentes dans le milieu semi-aride tunisien et méditerranéen.

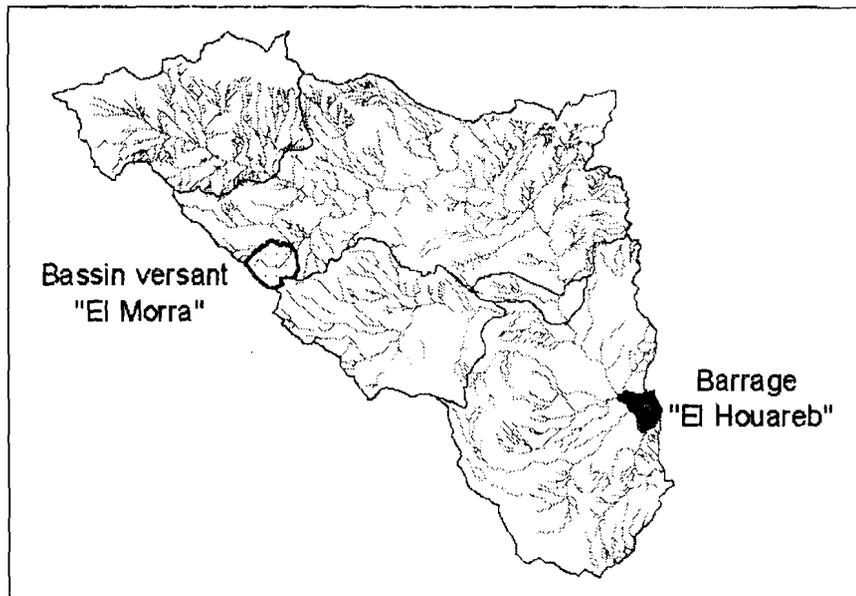


Figure 2: Localisation du bassin versant El Morra par rapport au Merguellil

Source: Bouthéina DRIDI

L'étude de la gestion de ce barrage doit tenir compte de l'hydrosystème dans son ensemble:

- **Le barrage:** ses caractéristiques physiques et les termes du bilan hydrologique qui définissent son fonctionnement.
- **Le bassin versant** qui alimente le réservoir en transformant la pluie en ruissellement.
- **Le périmètre irrigué** qui est l'unique usager de cette eau.

Un modèle de gestion optimisée pourra alors être établi pour aider à choisir les lâchers d'eau destinés à l'irrigation en fonction de paramètres de gestion.

La simulation des règles optimisées de l'hydrosystème permettra de juger la performance de l'ensemble afin de retenir les meilleurs paramètres de gestion. La rareté de la ressource (environ 300 mm par an) devra toujours orienter le choix des hypothèses prises en considération.

L'objectif du projet est donc d'établir une méthode de gestion du barrage collinaire El Morra tenant compte de l'aléa hydrologique. La programmation dynamique stochastique a été retenue pour constituer cette gestion en "avenir incertain".

PARTIE I

L'HYDROSYSTEME "EL MORRA"

I : Fonctionnement actuel du barrage

Le barrage est un système de stockage de l'eau, pour comprendre son fonctionnement il faut reconstituer les entrées et les sorties de ce système. L'analyse de données de la station « El Morra » va permettre d'établir le fonctionnement correct du barrage. On part de l'hypothèse que les apports se font uniquement par les oueds lors des crues et qu'il n'y a pas d'écoulement de nappe influençant la charge de la retenue.

1. Caractéristiques du barrage

Niveau maximum de la retenue	:	12,5	m
Volume théorique à la cote maximale de la retenue	:	954 000	m ³
Niveau du déversoir	:	10,5	m
Volume stocké maximal au niveau du déversoir	:	706 300	m ³
Surface de la retenue au niveau du déversoir	:	11,15	ha
Niveau inférieur de fonctionnement	:	0	m
Volume stocké au niveau inférieur	:	52 000	m ³
Volume utile de fonctionnement	:	654 800	m ³

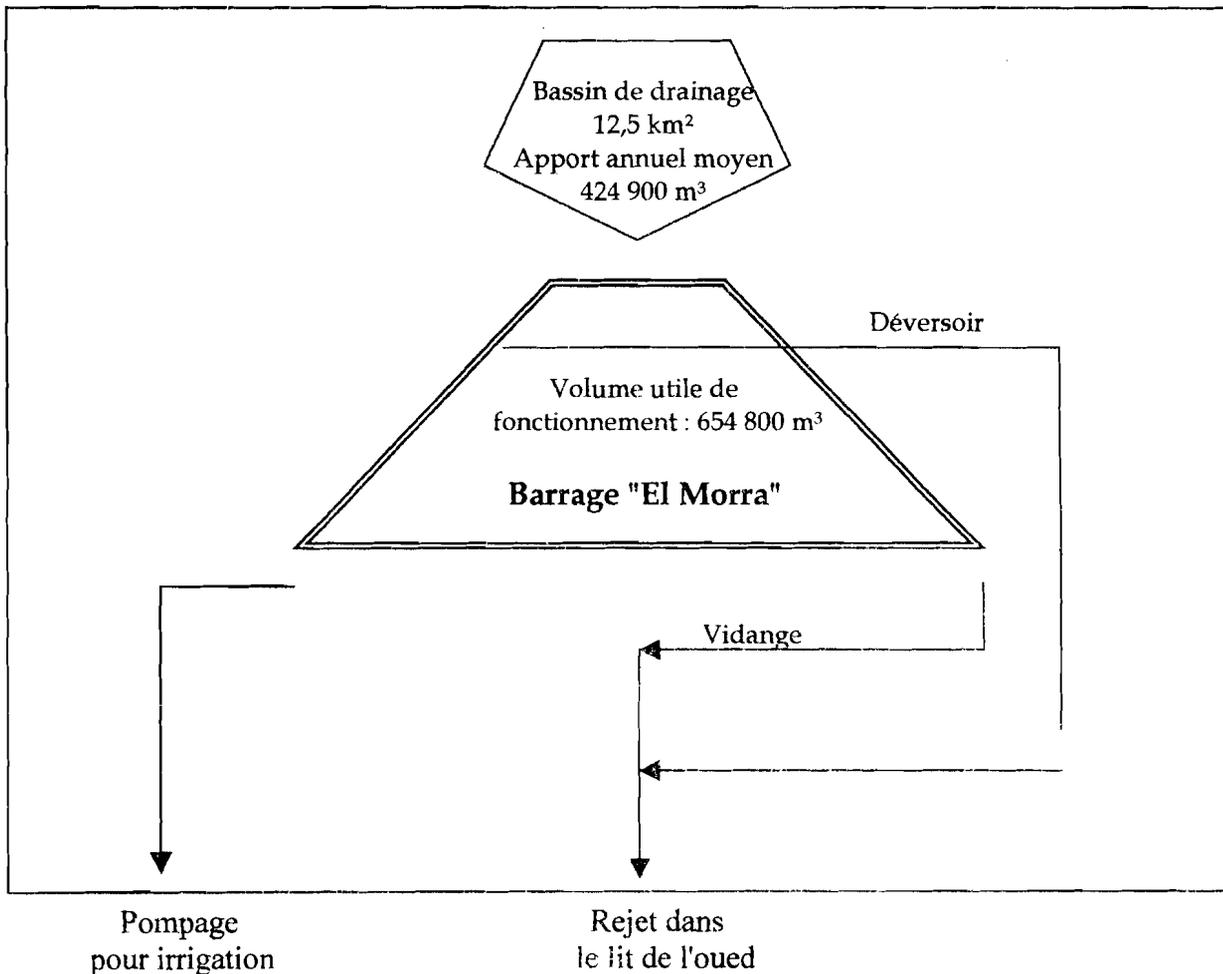


Figure 3: Schéma de représentation des caractéristiques de la retenue "El Morra"

• Relation Hauteur -Volume-Surface (HSV)

Une seule bathymétrie a été effectuée sur le barrage lors de sa construction en 1992. Elle a permis de construire les barèmes hauteurs – surfaces - volumes (**Tableau 1**)

h échelle en m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12,5
Si en Ha	2,0	2,3	3,0	3,8	4,8	5,9	6,4	7,0	7,9	9,0	10,4	11,9	13,8	15,0
Vi en 10 ³ m ³	52	76	108	148	192	248	312	380	464	552	650	760	884	960

Tableau 1: Points de référence pour la constitution des relations hauteur/surface et hauteur/volume

- La surface sera déduite de la cote par interpolation linéaire entre 2 points de références.
- Les volumes seront déduits des hauteurs par la relation donnée par lissage polynomial³ d'ordre 3 :

$$V = 87,722.H^3 + 2882,1.H^2 + 22429.H + 52000$$

(avec V en m³ et H en m)

Une bathymétrie doit être refaite fréquemment et surtout après les crues, pour avoir de meilleures relations entre ces trois paramètres et estimer les apports de sédiments. Cependant le manque de temps ne nous permet pas de faire de telles mesures. En outre, il est possible de corrélérer les apports en eau et les apports en sédiments⁴. Cette option pourra être choisie dans une étude ultérieure car nous pouvons l'introduire aisément dans la modélisation.

• Données disponibles

Le 19 mars 1996, une station de suivi hydrologique a été installée sur le barrage. Dans la projection Lambert Nord Tunisienne, elle possède les coordonnées suivantes:

Longitude : 9° 25' 53''

Latitude : 35° 45' 03''

La station "El Morra" a permis de recueillir des **données journalières d'évaporation, de pluie, et de niveaux d'eau de la retenue**

Elle est composée⁵:

- d'un **limnigraphe** à capteur piézométrique immergé, relié à un enregistreur CHLOE
- d'un **pluviomètre** type association avec bague de 400 cm², monté sur un pied à 1m du sol.
- d'un **pluviographe** à augets basculeurs et contact au mercure, muni d'un petit réservoir de 10 litres servant de totalisateur, le tout étant relié à un enregistreur OEDIPE
- d'un **bac d'évaporation** type colorado (enterré à section carrée de 1m²).

³ interpolation satisfaisante ($r^2=0,9999$) même dans les petites valeurs de H.

⁴ voir **Annexe I** : problème de l'envasement et formule de Williams

⁵ **BOURGES J. et Al.**, 1996

2. Présentation des termes du bilan

Sur un intervalle de temps donné, l'équation générale du bilan hydrique d'une retenue découle de l'application du principe de la conservation des volumes d'eau. Elle peut s'écrire :

$$\Delta V = (V_r + V_{ecs} + V_p) - (V_{ev} + V_d + V_{vi} + V_{infi} + V_u)$$

avec :

- ΔV : La variation de stock est connue d'après l'enregistrement limnigraphique et la courbe de cubature de la retenue.
- V_r : apports par ruissellement des versants. C'est la première inconnue du bilan car il n'y a pas de station de jaugeage contrôlant les entrées au barrage. Cependant son estimation peut se faire par reconstitution des crues ⁶:
- V_{ecs} : apports par écoulement souterrain. C'est un terme qu'on ne peut pas déterminer simplement, c'est la troisième inconnue du bilan.
- V_p : sont les apports dus aux précipitations directes sur la retenue. Ils se déduisent des enregistrements pluviographiques et la courbe hauteur/surface de la retenue.
- V_{ev} : correspondant à l'évaporation. Elle est estimée d'après les mesures journalières de bacs et la surface moyenne le même jour. L'évaporation est forte dans toute la zone semi-aride tunisienne. Le passage entre l'évaporation du bac et l'évaporation de la retenue reste délicat. En effet le bac surestime l'évaporation du barrage en étant soumis à une demande climatique plus importante (effet oasis). Le **coefficient de passage** choisi arbitrairement est « **0,80** ». On le considère constant malgré sa corrélation avec la surface de la retenue, le vent, la température...etc.
- V_d : déversement. Lors du suivi du barrage collinaire, il n'y a jamais eu de déverse.
- V_{vi} : vidange. Connues d'après les côtes lues avant et après la manœuvre.
- V_{infi} : volume infiltré. Il est dû à la charge hydraulique de la retenue, et donc, fonction du volume stocké. C'est la deuxième inconnue du bilan.
- V_u : eau prélevée directement. Elles se déduisent du temps de pompage par les agriculteurs.

⁶ méthode utilisée par le logiciel HYDRAM

3. Reconstitution des apports

En climat semi-aride, les apports se font par des crues violentes et ponctuelles dans le temps. Il faut alors considérer ces apports au pas de temps journalier, car très rapidement le ruissellement est tari. A ce pas de temps, on peut considérer que l'évaporation ainsi que les infiltrations sont négligeables par rapport au débit de l'oued et aux ruissellements des versants (V_r). Les crues sont détectées sur le limnigraphe continu (dès que $\Delta V > 0$ sur un pas de temps de 5 minutes).

Dans ce cas, l'équation bilan peut se simplifier de la façon suivante:

Hypothèses: $V_r \gg V_{e\text{cs}}, V_{\text{infi}}, V_{\text{ev}}$
 $\approx V_{\text{vi}}, V_i$

$V_r + V_p = \Delta V + V_d$ $V_{\text{apport de crue}} = \Delta V + V_d + V_p$

En étudiant ces volumes à des pas de temps de 5 minutes, il est possible d'en déduire le volume total apporté par la crue. Il faut tout de même faire attention au jour de grand vent, car le limnigraphe peut enregistrer des variations de hauteurs, qui ne correspondent pas à des crues. De plus le limnigraphe enregistre les côtes toutes les 5 minutes au centimètre près. Ainsi, sur 10 minutes d'enregistrement, si la variation de volume réelle est de 0,5 cm/5min alors on observera d'après le limnigraphe une variation de volume de 0 cm sur le 1^{er} pas de temps et de 1cm sur le 2^{ième} pas de temps. Pour une meilleure représentation de la réalité, les données ont été lissées sur la Figure 4.

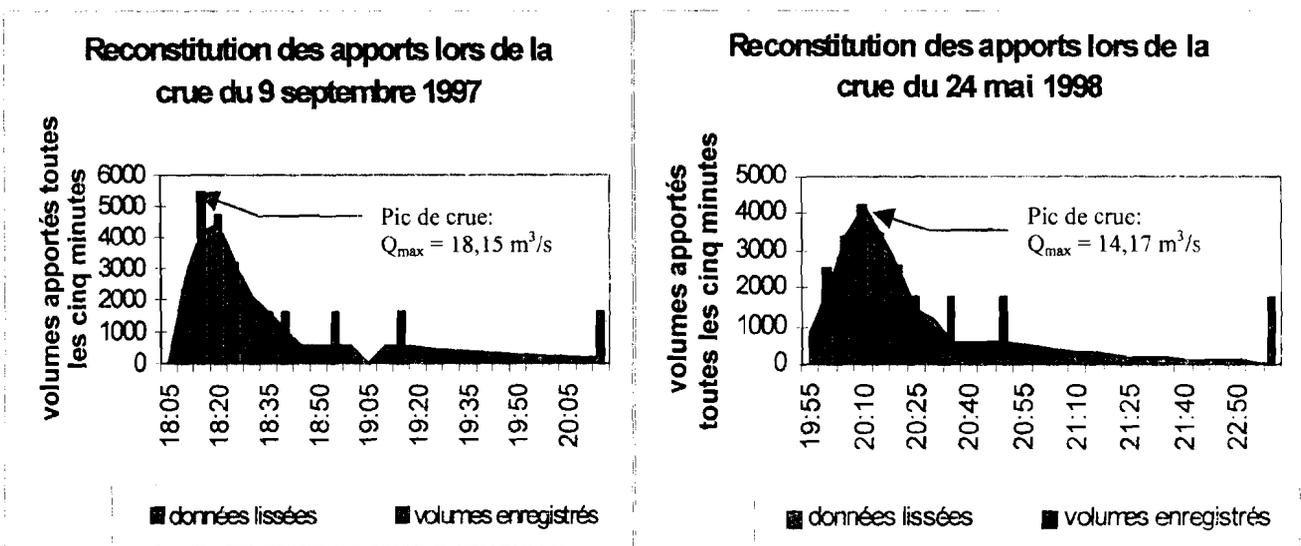


Figure 4: Exemple de reconstitution de crues parmi les 35 qui ont été observées⁷

⁷ voir annexe II :reconstitution des crues

Remarque sur l'imprécision de lecture au limnigraphe: Une faible variation entre deux lectures de cotes (de l'ordre du cm) donnent des variations de volumes proche de termes du bilan journalier telle que l'évaporation ou la pluie sur le lac (variant tout deux entre 0 et 15 mm/j).

Cette erreur de lecture de cotes au cm près va poser des problèmes lors de calculs de termes du bilan journalier. En effet, la variation de cotes sur une journée est dans 89,8% des cas inférieure au cm (essentiellement lorsque le volume d'eau diminue dans la retenue). La solution est de lisser cette variation de cotes comme le montre le Tableau 2 ci-dessous:

hors crues: interpolation linéaire pour les cotes de même unité.
Pendant les crues: cote atteinte en fin de crue

lissage des cotes ajustées par moyennes mobiles sur trois jours, sauf pour le jour précédent une crue

date	cote réservoir en cm	cote réservoir ajustée en cm	cote réservoir ajustée et moyennée sur trois jours
02-avr-96	852.00	852.50	852.50
03-avr-96	852.00	852.00	851.83
04-avr-96	851.00	851.00	851.22
05-avr-96	850.00	850.67	850.67
06-avr-96	850.00	850.33	850.33
07-avr-96	850.00	850.00	849.78
08-avr-96	849.00	849.00	849.00

Tableau 2: Ajustement des cotes mesurées

4. Reconstitution des flux évaporatifs

L'évaporation de la surface de la retenue est estimée à partir d'un bac colorado situé dans la station "El Morra". Le coefficient de passage choisi est de 0,8.

Remarque: ce coefficient a été retenu en fonction des sites voisins (en général 0,75-0,8 pour le Barrage El Haouareb) et compte tenu de la région assez ventée. Pour la modélisation, les flux évaporatifs (exprimés en mm/j) seront déduits de la moyenne des hauteurs d'évaporation mesurées sur trois ans (**Figure 5**)

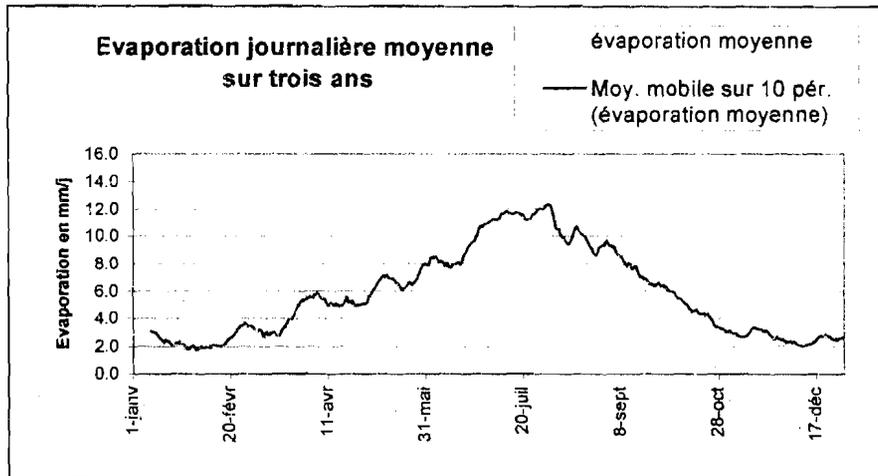


Figure 5: variation du flux évaporatif moyen

Pour modéliser le fonctionnement de la retenue, il est intéressant d'avoir l'évaporation en fonction du volume d'eau stocké. Or le volume évaporé dépend de la lame évaporée et de la surface de la retenue: $V_{evap} = (Surface) \cdot (Lame\ évaporée)$

Les relations hauteur – volume – surface permettent de faire le lien entre la surface et le volume, ce qui permet de linéariser le volume évaporé en fonction du volume d'eau stocké.

$$V_{evap} = aV + b$$

Avec a et b qui dépendent de la lame évaporée. On peut considérer que la variation de la lame évaporée sur 10 jours reste faible (Figure 6). Ainsi la moyenne décadaire de la lame évaporée va permettre de calculer des coefficients a et b valables pour 10 jours.

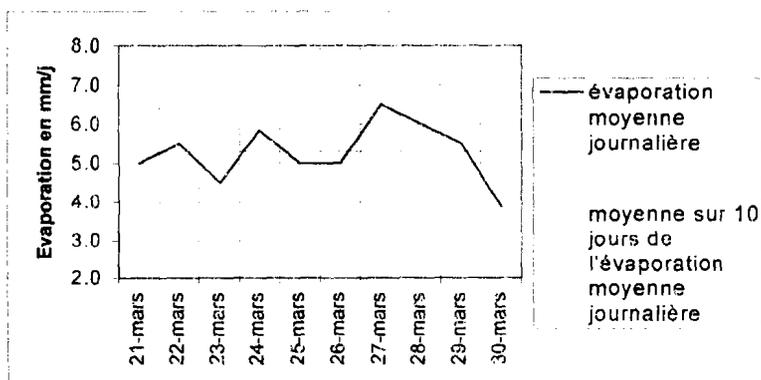


Figure 6: comparaison entre l'évaporation journalière et l'évaporation moyenne journalière sur 10 jours

Les résultats de calcul de ces coefficients a et b, en utilisant une linéarisation décadaire, sont présentés **en annexe III**. En appliquant ces relations aux valeurs journalières des trois années d'études, on obtient un coefficient de corrélation au carré de 0,68. Il est possible d'améliorer cette relation en prenant la condition suivante : *s'il pleut plus de 10 mm le jour considéré, alors on divise par 2 la valeur d'évaporation donnée par la linéarisation*. Ceci a pour objectif de corriger l'hypothèse de comportement linéaire de l'évaporation par rapport au stock dans la retenue. Le nouveau coefficient de corrélation au carré est de 0,72 (Un test de Nash a aussi une valeur de 0,72).

5. Reconstitution des vidanges - prélèvements

- **Les prélèvements** n'existaient pas avant novembre 1998. Sur les deux derniers mois d'observation (novembre et décembre 1998), on considérera que le pompage d'eau destinée aux usages était négligeable.

- **Les vidanges** n'ont jamais été répertoriées par le surveillant du barrage. Sa consigne est de lâcher lors de ruissellements importants.

Les orages sont généralement en fin d'après midi - début de soirée. Les lâchers ont donc été effectués après la crue. Il est alors possible de les estimer par continuité du bilan. Ainsi, 21 lâchers ont été reconstitués (**Tableau 3**):

Date de lâcher	Volume estimé en m ³
10 mai 1996	1000
11 mai 1996	500
12 mai 1996	1500
17 juin 1996	1200
18 juin 1996	800
18 septembre 1996	1000
19 septembre 1996	1000
20 septembre 1996	1000
09 avril 1997	2000
19 août 1997	1000
3 septembre 1997	500
5 septembre 1997	500
7 septembre 1997	1000
9 septembre 1997	1000
14 septembre 1997	2000
16 septembre 1997	900
18 septembre 1997	1000
19 septembre 1997	5000
21 septembre 1997	1800
22 septembre 1997	4500
24 septembre 1998	2000

Tableau 3: volumes lâchés reconstitués

6. Calcul des infiltrations:

Elles peuvent être estimées par reconstitution des sécheresses. En effet, lors d'une sécheresse, on peut écrire : $V_{infi} \gg V_r, V_{ecs}, V_p$

$$\approx V_{vi}, V_i$$

$$V_{infi} = -\Delta V - V_{ev}$$

les dates de sécheresses permettant de déterminer les infiltrations sont choisies sur deux critères :

- 1- Il n'y a pas eu de pluie sur les quinze derniers jours
- 2- Les variations de volume d'eau stockée doivent être négatives (pas de lecture constante)

Sur un pas de temps court, les volumes infiltrés deviennent des débits d'infiltration. Ceux ci peuvent alors s'exprimer facilement en fonction du volume du réservoir. Il existe différentes relations d'approximation entre infiltrations et volumes. Les hydrogéologues utilisent une relation puissance du type $V_{infi} = c + aV^b$ (relation utilisée par le modèle SIMGES)⁸. Une fonction d'infiltration est calculée entre chaque grand événement pluvieux de septembre. Les coefficients a, b et c sont déterminés par trois couples (volume de la retenue, infiltration). On obtient les résultats dans le **Tableau 4**:

	Janv96-sept96	Sept96-sept97	Sept97-sept98	Sept98-décembre98
a	1,8E-34	1,5E-29	4,6E-21	6,7E-13
b	6,4	5,59	4,04	2,62
c	0	100	0	0
r ²	0,36	0,23	0,43	0,98*

* coefficient peu interprétable car les couples (volume;infiltration) calculés du bilan simplifié sont peu nombreux.

Tableau 4: coefficient de la relation $V_{infi} = c + aV^b$ entre les infiltrations et le volume de la retenue.

Ces quatre relations adaptées à chaque événement pendant la période d'étude permettent, malgré une corrélation médiocre, d'approcher un meilleur bilan que celui qui ne tiendrait pas compte de la variable infiltration. Cependant, pour la modélisation du fonctionnement de la retenue, il faudra opter pour une relation constante d'une année à l'autre. En effet, la période d'observation doit servir de "calage" à la mise en équation du fonctionnement de la retenue. Cette modélisation doit pouvoir être étendu à d'autres années d'observation.

⁸ Modelo SIMGES (voir bibliographie)

7. Calcul des écoulements retardés

Pour les estimer, on étudie les périodes postérieures aux ruissellements où on peut écrire:

$V_r=0$ (les écoulements retardés ont lieu après le ruissellement)

$V_d=V_{vi}=0$ (déverses et vidanges ont lieu lors d'un ruissellement important)

L'équation du bilan peut s'écrire:

$$\underline{Vecs} = \Delta V - V_p + V_{ev} + V_{infi} - V_u$$

Sur l'ensemble de la période de gestion, les écoulements retardés sont négligeables par rapports aux ruissellements. Cependant, ils sont pris en considération pour améliorer la modélisation du fonctionnement du barrage au pas de temps journaliers.

Ven Te Chow explique que sous climat semi-aride et aride, les sols suivent un comportement Hortonien. La capacité d'infiltration du sol est faible, ce qui conduit à un ruissellement important. Lors d'une pluie d'intensité inférieure à la capacité d'infiltration du sol, l'eau s'infiltré et une partie proportionnelle à la pente est rapportée à l'exutoire sous forme d'écoulements souterrains. Puis, plus l'intensité de pluie augmente, plus le **rapport Ruissellement/(Ruissellement + Ecoulement souterrain) augmente** rapidement pour tendre vers une limite. Le sol saturé ne peut alors infiltrer toute l'eau précipitée et presque toute la pluie ruisselle.

En partant d'observations faites sur les écoulements souterrains du bilan, on peut dire que ceux-ci ont lieu durant 6 jours en moyenne lorsque le phénomène est relié à une seule pluie. L'idée est donc de mettre en relation le volume écoulé retardé sous terre et ruisselé en surface.

7.1. relation Ecoulements souterrains - Ruissellement sur 6 jours

L'objectif est de trouver une relation simple entre le ruissellement et les écoulements retardés souterrains (Figure 7). Il est à noter que seuls les événements unitaires ont été pris en compte. Les événements complexes sont considérés comme la somme d'événements simples.

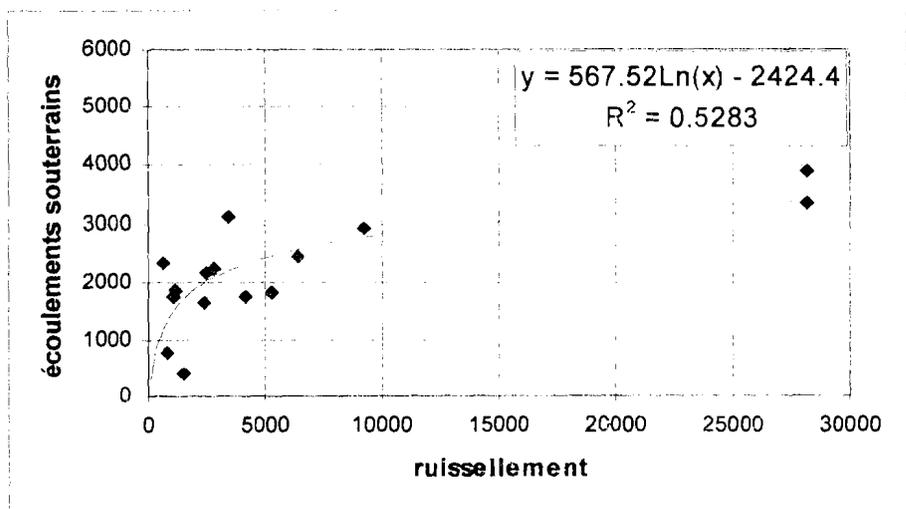


Figure 7: relation Vecs (sommé sur 6 jours) et Vr.

Travaillant sur des valeurs d'écoulements souterrains et de ruissellements faibles, l'erreur de précision sur leur estimation est assez grande, c'est pourquoi le résultat médiocre obtenu à partir de la fonction logarithmique sera tout de même accepté. Pour de petits événements, le sol est capable d'infiltrer l'eau précipitée, puis pour des événements plus importants, la majeure partie de l'eau est ruisselée et le sol vite saturé.

7.2. répartition du volume d'écoulements retardés sur 6 jours.

Une forme d'écoulement souterrain, et notamment, celle exprimée par **Llamas** en 1985 est un pic, suivi d'une décroissance régulière. Les proportions varient énormément selon les climats et les types de sols, c'est pourquoi nous avons affecté les proportions qui étaient observées d'après les écoulements souterrains établis par bouclage du bilan (**Figure 8**).

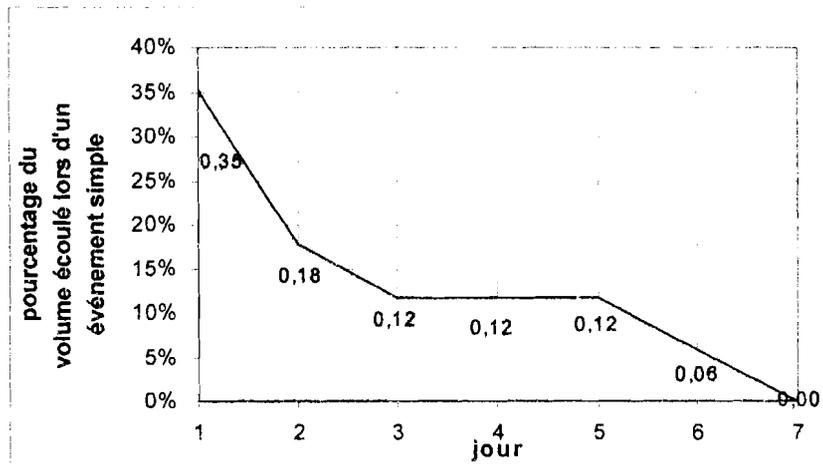


Figure 8: répartition théorique des écoulements souterrains sur 6 jours

Sur l'ensemble des trois années d'études, la simulation des écoulements donne un test de Nash de 0,36 et un coefficient de corrélation au carré de 0,49. Les relations ne sont donc pas très fortes. Cependant, sachant que les écoulements observés sont déduits du bilan, les erreurs systématiques commises sur chaque terme se retrouvent dans les erreurs de ces écoulements. Ces résultats peuvent donc être qualifiés d'acceptables.

8- Récapitulatifs de tous les termes du bilan et choix d'un pas de temps cohérent

8.1. Critique du bilan journalier

Plus le pas de temps est petit, plus les valeurs considérées sont faibles. Si ces valeurs sont des valeurs mesurées, alors il faut que les appareils de mesures soit précis. Par exemple, l'évaporation est difficilement appréciable à l'échelle journalière: la mesure et la précision sont du même ordre (mm). En augmentant le pas de temps d'étude, les erreurs sur chaque terme se compensent: la mesure est de l'ordre de la dizaine de mm tandis que l'erreur reste de quelques mm. Parallèlement, d'un point de vue agronomique le manque d'eau se ressent sur la plante au bout d'une semaine (bien entendu il s'agit d'une moyenne, il existe différentes phases de sensibilité variant selon le stade végétatif de la plante).

Ainsi un pas de temps décadaire semble répondre à la fois à une modélisation correcte du fonctionnement de la retenue et à une analyse cohérente des défaillances de fourniture en eau au périmètre irrigué. Des décades de fin de mois ne sont pas toujours de 10 jours pour retomber sur un calendrier annuel

- : 10 j pour un mois de 30 jours
- : 11 j pour un mois de 31 jours
- : 8 j pour un mois de février d'une année de 365 jours
- : 9 j pour un mois de février d'une année bissextile

8.2. Les termes du bilan décadaire

$$\Delta V = (V_r + V_p + V_{ecs}) - (V_{infi} + V_{ev} + V_{vi} + V_u + V_d)$$

- **V_r**: somme des apports journaliers ruisselants des versants.
- **V_p**: (somme des pluies sur la décade en mm).(surface en début de période)
- **V_{ecs}**: Nous allons faire l'hypothèse simplificatrice que l'écoulement souterrain associé à une pluie a entièrement lieu lors de la décade. Pour justifier cette hypothèse, nous pouvons dire que la valeur des écoulements est faible, et l'erreur qu'elle entraîne l'est donc aussi.

$$V_{ecs} = a.Ln(V_r)+b$$

Avec $a = 567,5$ et $b = -2424,4$

- **V_{infi}**: le volume infiltré est mis en relation avec la charge par une fonction puissance: En partant des points (volume ; infiltration) établis au pas de temps journalier, on multiplie les infiltrations par le nombre de jours des décades, et on obtient des points possibles (volumes ; infiltrations sur 10 jours). Les coefficients a, b et c sont déterminés à partir de trois points observés⁹. Le coefficient de corrélation sur l'ensemble des valeurs observée est de 0,33.

Avec: $a = 1,17^{E-11}$ $V_{infi} = a(V_{moyen} - 52\ 000)^b$
 $b = 2,57$ et $V_{moyen}^{10} = (V + (V + A_p - V_{vi} - V_u))/2$

- **V_{ev}**: fonction linéaire du volume de la retenue

⁹ ces trois points sont: (52 000 ; 0)-(349 072 ; 1298)-(483 339 ; 3380)

¹⁰ ce n'est pas tout à fait un volume moyen sur 10 jours car il ne tient pas compte de l'évaporation et de l'infiltration. Cependant la relation (volume;infiltration) est assez "plate", ce qui permet d'avoir une grande variation de volume pour la même infiltration).

$$V_{ev} = (aV_{moyen} + b) \cdot (\text{nombre de jour de la décade})$$

(a,b sont des coefficients décadaires, voir **annexe III -**)

$$V_{moyen} = (V + (V + A_p - V_{vi} - V_u - V_{infi}))/2$$

- **V_{vi}** et **V_u**: sont déterminés a priori.
- **V_d**: si $V_{niveau\ retenu} + \text{apports} - \text{pertes} > V_{max}$
alors $V_d = V_{niveau\ retenu} + \text{apports} - \text{pertes} - V_{max}$
sinon $V_d = 0$

La **Figure 9** illustre une simulation du stock du barrage collinaire au pas de temps décadaire à partir du bilan décrit ci-dessus. Le résultat est interprété par un test de Nash de 0,985. Le décalage observé pour l'été 96 et le printemps 98 s'explique par le choix d'une seule fonction d'infiltration pour toute la simulation. Cependant l'erreur sur l'ensemble de la période d'étude est suffisamment faible pour pouvoir valider toutes les hypothèses faites précédemment.

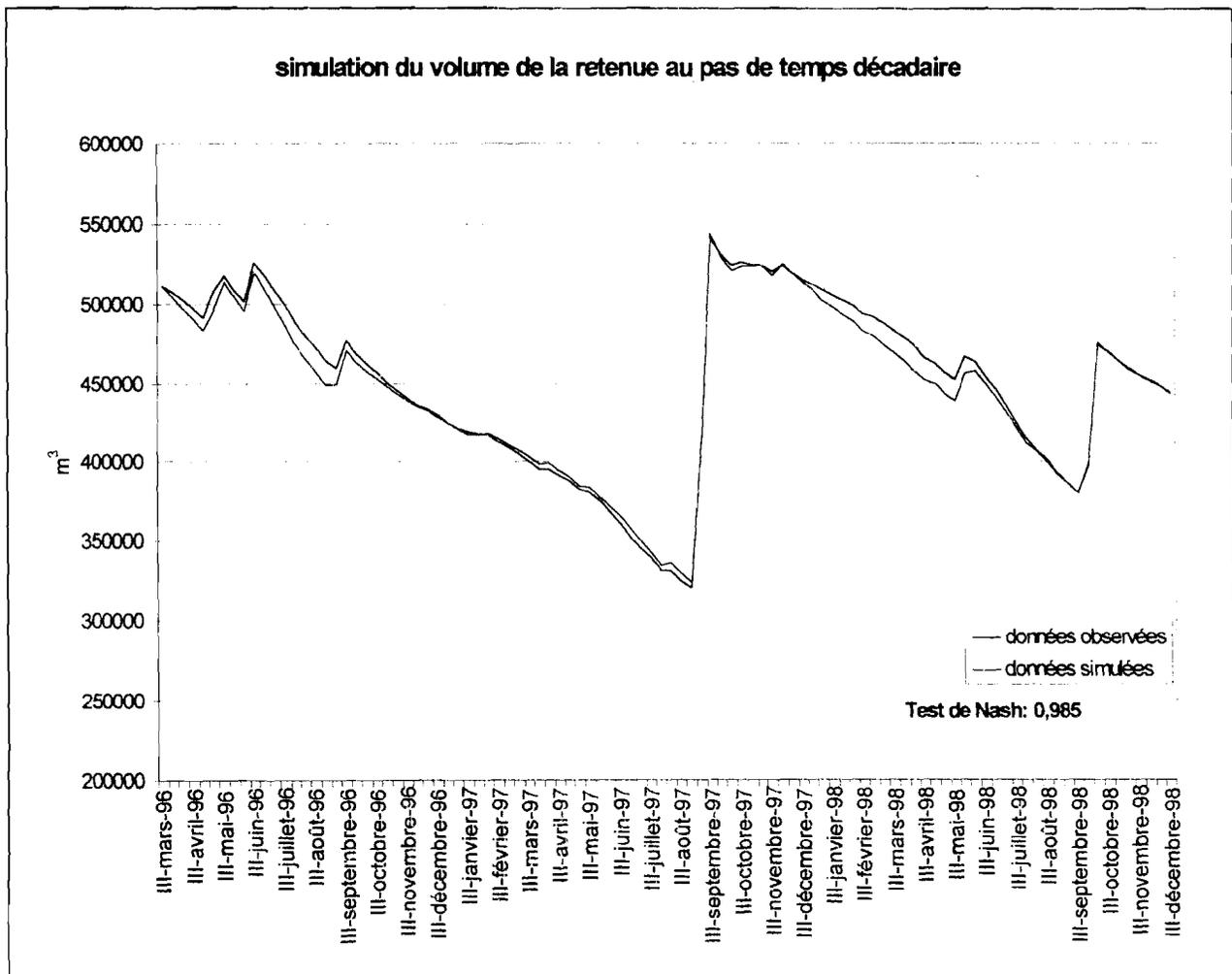


Figure 9 : Comparaison entre le volume de la retenue observé et le volume de la retenue simulé au pas de temps décadaire.

II : Le système ressource: Le bassin versant et ses apports

1. Les données du système ressource

Le suivi journalier de la retenue a commencé lors de l'installation d'une station hydro-météorologique le 19 mars 1996. Les apports peuvent donc être reconstitués à partir de données du 20 mars 1996 au 31 décembre 1998, soit 2 ans et 9 mois. Cette série chronologique d'apports sert à établir le fonctionnement de la retenue mais est insuffisante pour modéliser des événements prévisionnels.

Il est nécessaire d'avoir une longue série statistique d'apport pour mieux appréhender l'aléa hydrologique. Il faut donc corréler ces données avec les apports aux lacs collinaires voisins. Il en existe deux : Fidh Ali (n°62) et Abdessadok (n°34) étudiés tous les deux depuis 1993. Ces données nous permettraient d'étendre notre série chronologique d'apports sur 3 années supplémentaires, et ceci sous la réserve qu'une corrélation significative existe entre les séries. Mais, cette extension ne serait pas suffisante.

Une *remarque importante* est à faire à ce stade. Il est évident que la reconstitution sur plus d'une quinzaine d'années d'une série de trois ans ne sera jamais réalisable avec exactitude. L'objectif de la reconstitution est d'obtenir une série plausible - et non forcément réelle - d'apports. Par la suite, une série réelle d'apports pourra être réalisée à partir d'un modèle maillé type CEQUEAU mis en place par l'IRD dans le cadre du projet Mergusie.

La seule manière de reconstituer une longue série d'apport est de considérer des séries de pluies, plus facilement récupérables car plus facilement mesurables (recueillir des données pluviométriques est plus facile que jauger un bassin). La **reconstitution** est possible à partir 3 séries de **mesures de pluviomètres** (**Figure 10** et annexe **IV**):

- Skhira Kef Labbid. (n°33) :1974-1998 (25 ans)
- Messouita (n°26) :1980-1998 (19 ans)
- Sidi Mbarek el Ayeb (n°65) 1980-1990 et 1994-1998 (16 ans)

Pour établir la correspondance entre la pluie et les apports, il va falloir introduire un modèle pluie-débit. Le bassin versant étant petit, 12,5 km² (**Figure 11**), on peut considérer que la pluie est homogène sur l'ensemble du bassin. Un modèle global pourra être utilisé pour la transformation de la pluie en débit. Un **modèle de type GR 3** du Cemagref a été retenu. Ce modèle sera calé à partir des 3 années d'études des pluies et débit au niveau du barrage. La validation du calage pourra se faire uniquement sur quelques valeurs des trois années d'études. *Là encore, il faut souligner que l'objectif est d'obtenir une série cohérente.*

Méthode retenue :

- **reconstitution d'une série chronologique de pluie sur au moins 15 ans,**
- **calage et validation d'un modèle pluie-débit sur les 3 années d'observations d'apports et de pluie (1996—1998)**
- **génération d'une longue série chronologique d'apport à partir de la série reconstituée de pluie et du modèle pluie-débit calé.**

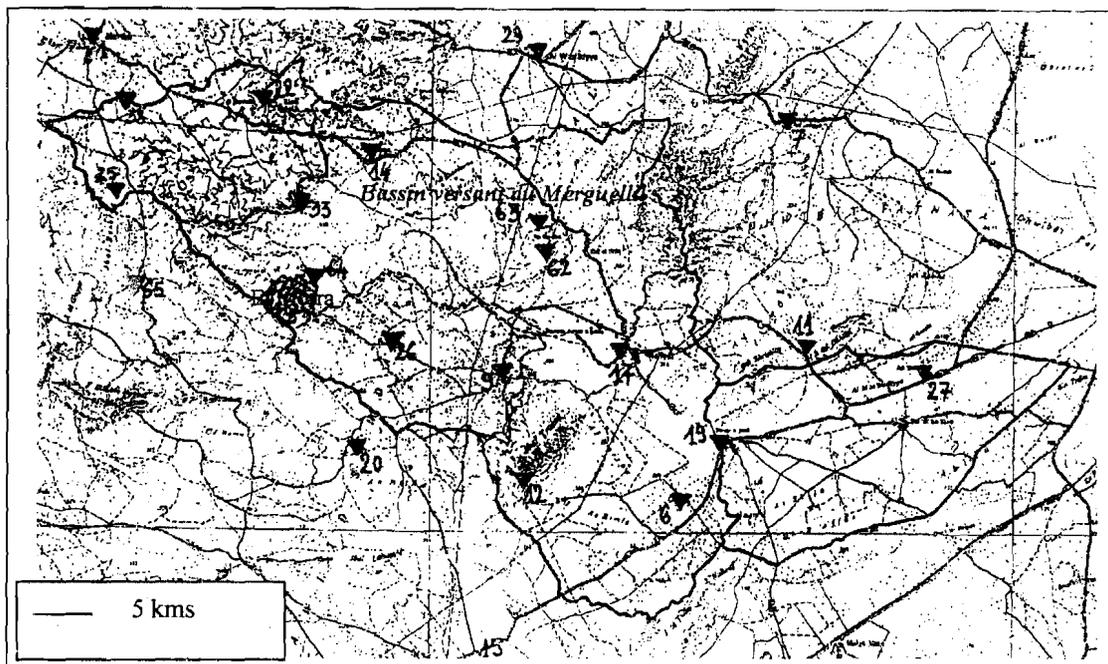


Figure 10: Carte de localisation des stations pluviométriques n°33, 26 et 65

Source couche de fond: Philippe Garreta (I.R.D.)

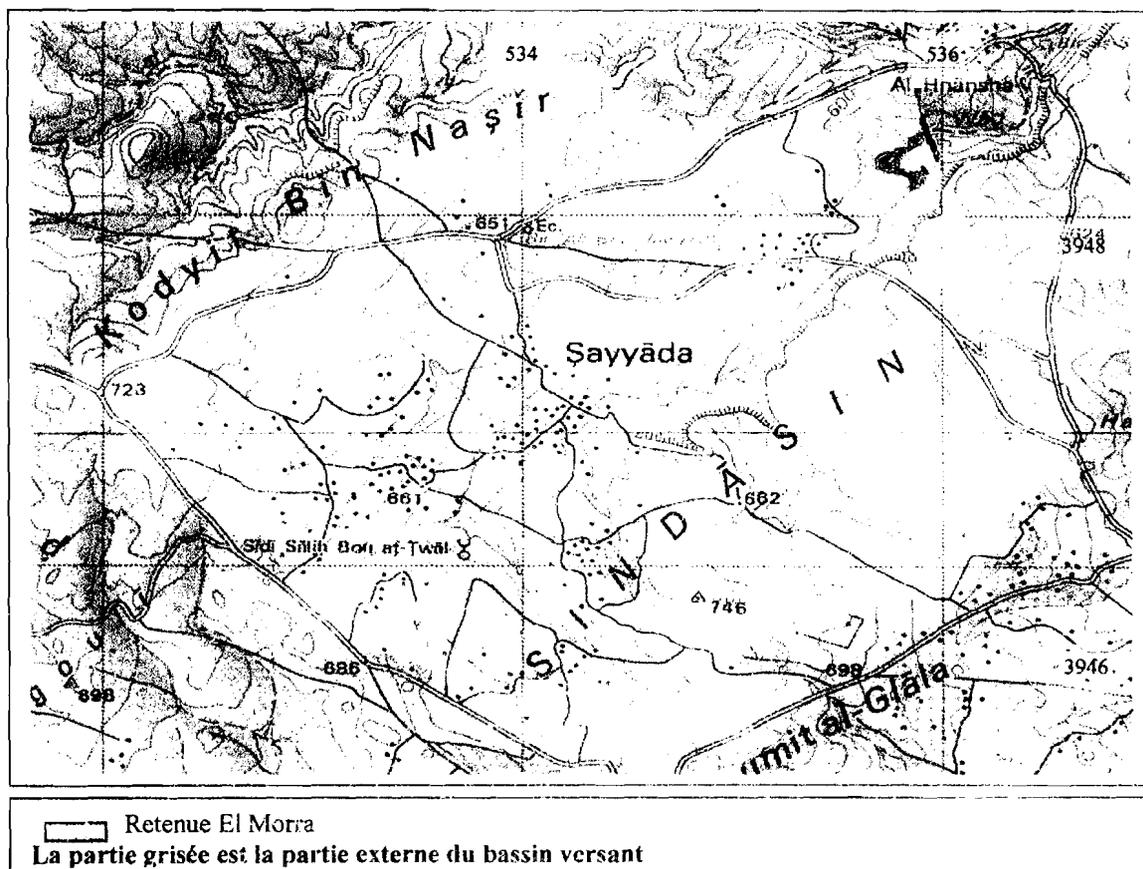


Figure 11 : Carte de délimitation du bassin versant

(source de la couche de fond: carte de Tunisie au 1:50 000 – projection UTM fuseau 32 (Office de Topographie et de la Cartographie), feuille Guabit Kiswa – NI 32 XXII 3b, édition 1993)

2. Corrélation avec les stations pluviométriques les plus proches

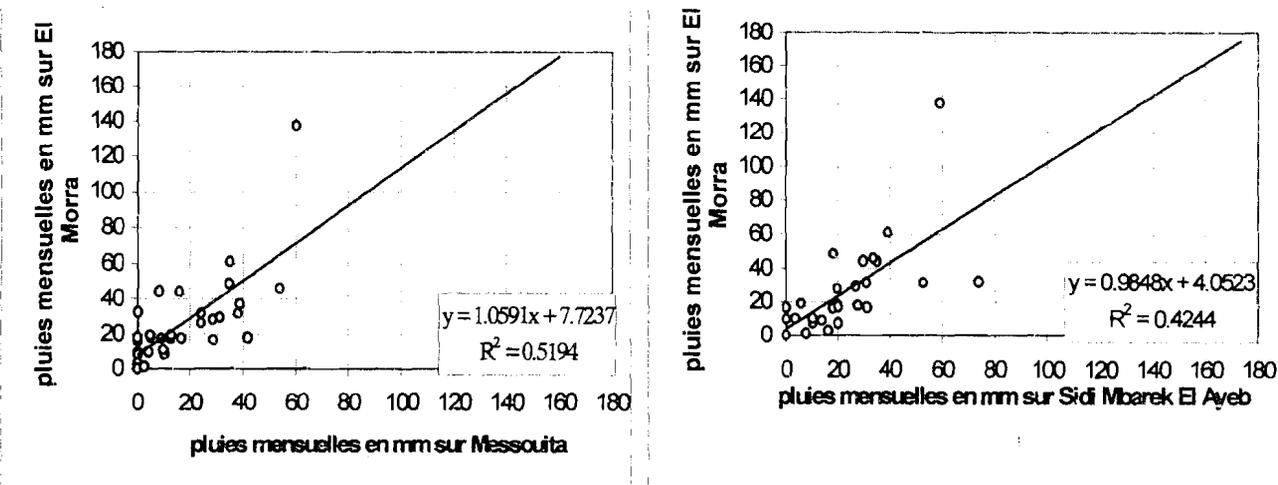


Figure 12: Corrélation entre les pluies mensuelles d'El Morra et des deux stations Messouita et Sidi Mbarek El Ayeb

L'essai d'une corrélation de la station El Morra à l'une des trois stations voisines se fera tout d'abord au pas de temps mensuel. Pour les stations présentant une bonne correspondance à ce pas de temps, nous ferons des essais de corrélations au pas de temps décadaire et journalier. Les stations de Messouita et Sidi Mbarek El Ayeb sont très peu corrélées au pas de temps mensuel à la station d'étude El Morra (**Figure 12**). Ainsi, Il n'est pas possible d'utiliser les données de ces stations pour reconstituer une série chronologique de pluies vraisemblable sur le bassin versant.

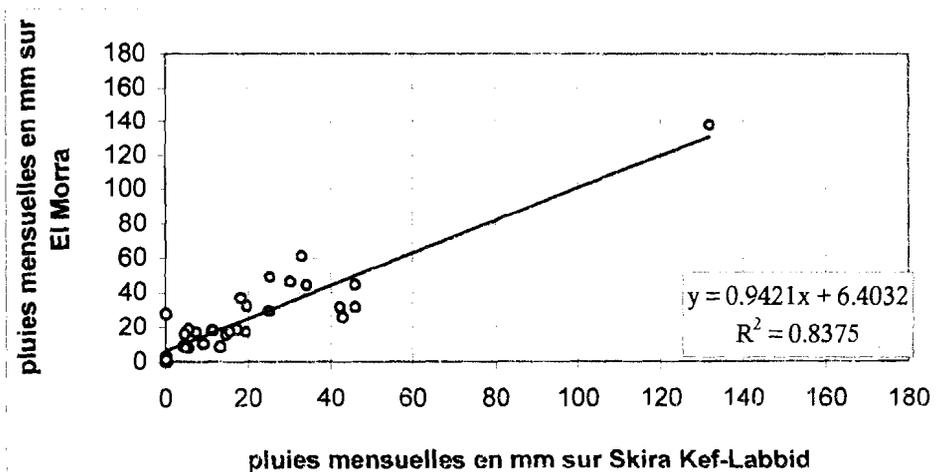


Figure 13: Corrélation entre les pluies mensuelles de El Morra et Skira Kef-Labbid

Les **Figure 13 et 14** montrent une bonne corrélation des pluies de Skira Kef Labbid et des pluies du bassin versant d'études et ceci au pas de temps mensuel, décadaires et journaliers.

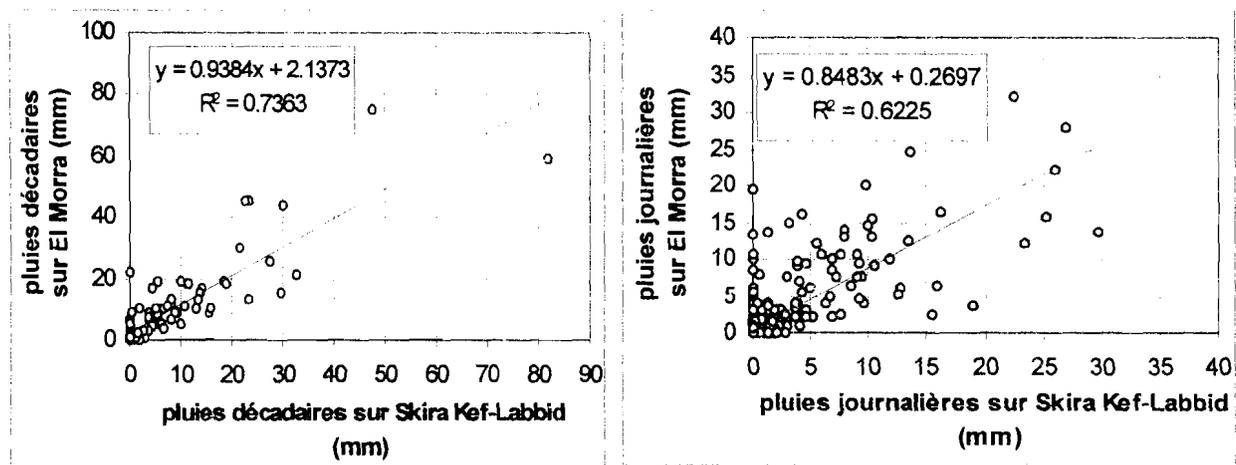


Figure 14: Corrélation entre les pluies décadaires puis journalières d'El Morra et Skira Kef-Labbid

La série de pluies sera donc reconstituée sur 25 ans au niveau journalier à partir de la relation:
 si la pluie sur Skira KL est nulle : Pluie(mm) El Morra = 0
 sinon : El Morra = 0,8483 . (Pluie Skira KL (mm)) + 0,2697

La série reconstituée servira de donnée d'entrée au modèle pluie débit qui permettra de déterminer des séries d'apports journaliers, et donc décadaires, reconstitués sur 25 ans. Il faut signaler que le passage des séries journalières à celles décadaires lisse les pics de la première. Mais, ceci ne gêne en rien le cas d'étude car le modèle de gestion développé ne peut s'adapter à des événements exceptionnels (secs ou humides). Il s'agit de **gérer des volumes et non des hydrogrammes de débit.**

3. Reconstitution des apports à l'aide du modèle pluie-débit GR3 (logiciel Emile)

3.1. Bases théoriques du fonctionnement de GR3¹¹

Le modèle GR3 utilisé est disponible au sein du logiciel EMILE2, développé en 1992 par l'antenne Hydrologique de l'ORSTOM à Abidjan, Côte d'Ivoire par SERVAT et DEZETTER. Le logiciel EMILE2 permet l'utilisation de 3 modèles différents: CREC, GR3 du CEMAGREF (EDIJATNO, MICHEL, 1989) et MODGLO de l'ORSTOM. Il se base sur un environnement de données et de résultats identiques pour les trois modèles relativement proches, d'où le nom d'EMILE pour **Ensemble Modélisateur Intégré** pour le calcul des Lames d'Eau.

Ces trois modèles sont des **modèles globaux déterministes**, c'est à dire qu'il considère le bassin versant comme une seule entité ayant sa fonction de transfert et réagissant globalement à une pluie et à une ETP moyennes considérées comme constantes sur tout le bassin (**Modèle Global**). Par ailleurs, aucune des différentes variables utilisées pour la représentation mathématique du modèle n'est une variable aléatoire (**modèle déterministe**): Le modèle GR3 a été retenu car il est réputé pour sa simplicité et sa robustesse (3 paramètres à régler contre 11 pour CREC et 14 pour MODGLOB).

Le fonctionnement du modèle (**Figure 15**) se base sur deux réservoirs et un hydrogramme unitaire. Le réservoir sol commande la répartition de la pluie et ne se vidange qu'avec le prélèvement occasionné par l'ETP. La propagation de l'écoulement est décrite par l'hydrogramme unitaire jusqu'au réservoir eau gravitaire, qui restitue alors le débit de l'oued avec une loi de vidange de type quadratique.

- **Le réservoir sol:**

Il est caractérisé par sa capacité maximale **A (le premier des trois paramètres)**. Son niveau S est soumis au flux de pluie ($P'=P-E_p$), ou d'évapotranspiration ($E'=E_p-P$) selon le sens du flux d'eau. Le niveau S permet de définir la fraction de pluie qui accédera au réservoir eau gravitaire $(S/A)^2$, et la fraction qui entrera dans le réservoir sol $(1-(S/A)^2)$

- **Le réservoir eau gravitaire:**

Son unique sortie est le débit journalier de l'oued. Il est caractérisé par **la rétention maximale à un jour, identifier par le coefficient B**. Le niveau R du réservoir règle le débit Q qu'il relâche, selon l'expression: $Q = R^2 / (R+B)$ résultant de l'intégration de la relation quadratique:

$$dR/dt = - kR^2$$

Une vidange quadratique de ce type permet de reproduire les décrues observées sur les hydrogrammes réels. Pour les montées de crues, un hydrogramme unitaire de répartition de la pluie nette sur plusieurs jours est ajouté en amont du réservoir R .

¹¹ Informations issues d'une note sur le calage de GR4 sur un bassin versant d'équateur : BACCI J., CADIER E., 1996.

• **L'hydrogramme unitaire:**

La répartition est contrôlée par le paramètre C, 3^{ème} paramètre du modèle pluie débit. Des coefficients de partages journaliers Cp(i) sont définis en fonction de C pour un décalage maximum des pas de temps fixé par défaut par le modèle à 7. Chaque coefficient de partage journalier vaut:

$$Cp(i) = C \times i^2, \text{ pour } i = 1 \text{ à } 7 \text{ tel que } \sum_{i=1}^7 Cp(i) = 1$$

Par exemple si C=0,05 la pluie nette est distribuée sur 4 jours avec les coefficients suivants: Cp(1) = 0,05 Cp(2) = 0,2 Cp(3) = 0,45 Cp(4) = 0,3 Cp(5)=Cp(6)=Cp(7)=0

Cet ensemble de coefficients de répartition, contrôlé par le paramètre C, correspond à la discrétisation dans le temps d'une fonction de répartition de la pluie, d'allure parabolique.

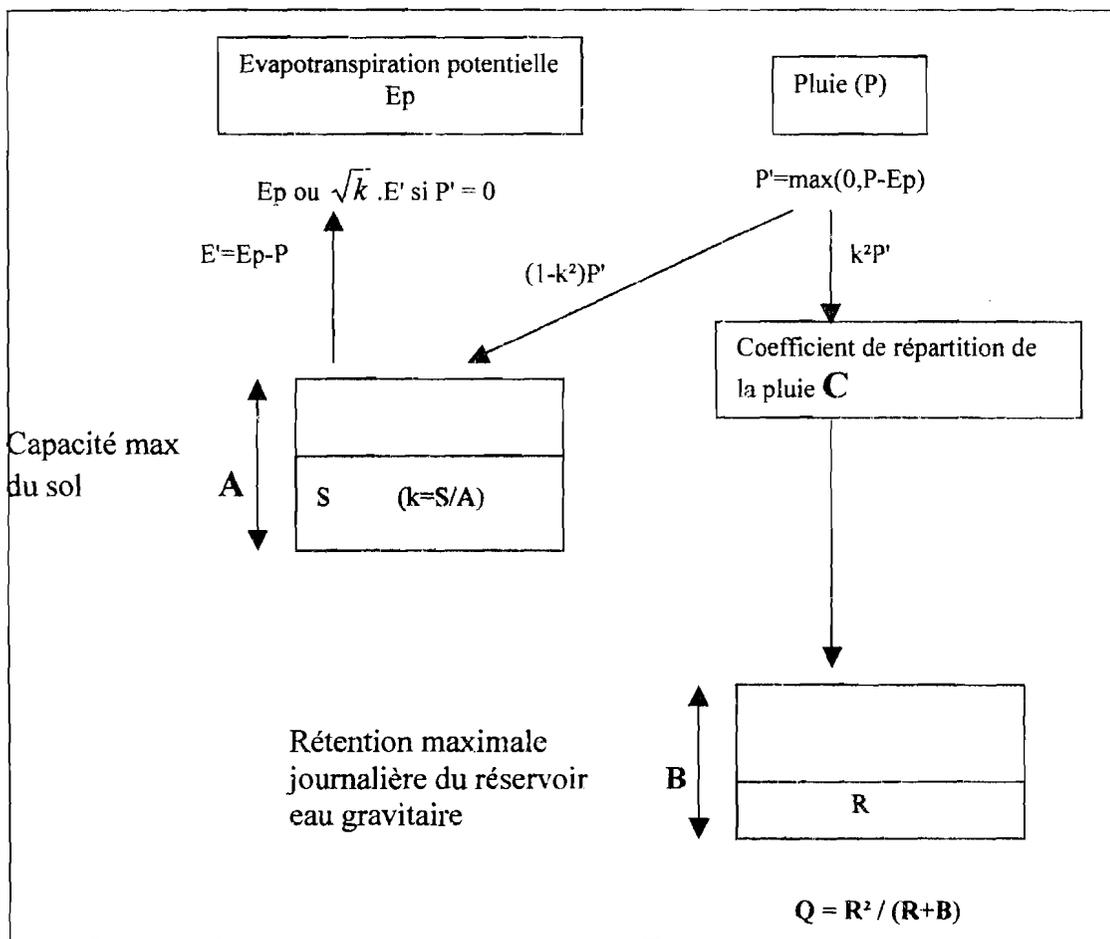


Figure 15: Schéma de fonctionnement du modèle GR3

Le modèle GR3 permet d'agir sur un 4^{ème} paramètre: Cor1: ce coefficient de correction permet de corriger soit la pluie, soit l'ETP, mais dans ce cas on modifie le bilan hydrologique pour toute valeur de Cor1 différente de 1.

Il existe 3 autres paramètres qui sont généralement prédéterminés.:

- paramètre Ko: niveau initial du réservoir sol
- paramètre Qo: débit du 1^{er} jour de calage
- paramètre de décalage maximum: valeur maximale de jours sur laquelle on somme les coefficients de partage pour atteindre la valeur 1 (entre 1 et 7)

3.2. Calage du modèle

3.2.1. les données d'entrée

- **La précipitation moyenne:** Le modèle permet de tenir compte de plusieurs pluviomètres, chacun étant associé à un coefficient de pondération. Dans notre cas d'étude, le bassin versant étant petit, une seule station suffit à couvrir 100% du bassin versant. Les suivis de la station El Morra de 1996 à 1998 sont donc suffisants.
- **L'ETP moyenne journalière sur 1 an:** Une étude réalisée par Charles RIOU montre les correspondances entre différents bacs d'évaporation et l'ETP journalière en Tunisie. Dans la région centre tunisien on obtient $ETP = 0,8 \times (\text{Evaporation bac Colorado})$.

3.2.2. détermination des paramètres du modèle

Ces paramètres seront déterminés sur la période du 1^{er} avril 1996 au 1^{er} avril 1998. Sur les 15 jours précédants le 1^{er} avril 1996, aucune pluie n'a été enregistrée. Nous ferons donc l'hypothèse que le sol était "sec" à cette date.

$$K_0=0 \text{ et } Q_0=0$$

De plus le bassin versant est petit et répond très vite aux précipitations. Ainsi, le décalage doit être minimum (**décalage=1 jour**). Les 4 paramètres principaux vont être déterminés par optimisation de Rosenbrock (méthode par itérations avec la recherche d'un minimum d'une fonction critère). Le critère à minimiser est le critère de Nash (1969) modifié

$$1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - Q_{o_i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{mo})^2}$$

Avec n: nombre d'observations, Q_{mo} : débit moyen observé, Q_{c_i} et Q_{o_i} : les débits calculés et observés
 Cette expression tend vers 1 lorsque Q_c tend vers Q_o

Remarques préalables:

$$\frac{\sum_{i=1}^n (Q_{c_i} - Q_{o_i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o_i} - Q_{mo})^2}$$

C'est le critère d'optimisation retenu pour l'optimisation de Rosenbrock. Ce terme est préféré au critère de Nash complet car il tend vers 0 quand Q_c tend vers Q_o , ce qui facilite l'optimisation.

- les orages sont violents et ponctuels. Le **bassin versant répond vite (B très faible)**.
- On observe un ruissellement même pour les premières pluies après l'été, lorsque le sol est sec. La **capacité du sol** est donc relativement **faible**, (**A inférieure à la dizaine de mm**)
- Sur la période observée, le rapport lame d'eau écoulee / lame d'eau précipitée est de l'ordre de 6%. Il y a donc une très grosse "perte" en eau avant son arrivée au barrage. Cette **perte ne peut pas seulement être due à l'évaporation** du réservoir sol, car ce dernier est de trop faible capacité. Le modèle Gr3 ne tient pas compte de **fuites du réservoir sol** (vers des bassins versants voisins ou vers des nappes très profondes). Le seul moyen pour tenir compte de ces pertes, est d'appliquer un coefficient de correction de la pluie ($C_{cor}=0,4$ par exemple). On diminue l'intensité pluvieuse de la proportion d'eau perdue.
- Les ruissellements sont reconstitués par rapport à des variations de volume du barrage "El Morra": Il se peut que certains ruissellements n'aient pas été détectés.

Le calage du modèle a abouti à l'optimisation des paramètres avec un **coefficient de correction de la pluie de 0.52**:

CRITERE DE NASH	1,0894
A	4,26
B	0,11
C	0,57
Ccor	0,52
Ko	0,00
Qo	0,00
Decalage	1,00

Tableau 5: Paramètre de calage du modèle Gr3 appliquée au bassin versant El Morra sur la période 1^{er} avril 96 - 1^{er} avril 98

3.2.3. validation du calage

La période d'observation ne permet pas de valider le modèle sur une période assez longue pour être tout à fait acceptable. La validation se fera donc par un commentaire sur la période de calage suivi d'une validation sur la période du **1^{er} avril 98 au 31 décembre 98**.

• période du 1^{er} avril 96 au 1^{er} avril 98

Les paramètres obtenus permettent de simuler correctement la présence de pics de crues (**Figure 16**) mais la simulation surestime souvent les valeurs observées. Nous rappelons que les valeurs observées sont déduites des variations de volumes du barrage lors des crues. En outre, le "barragiste" écrête les crues en ouvrant la vanne de vidange. Ainsi, la surestimation de la simulation est acceptable.

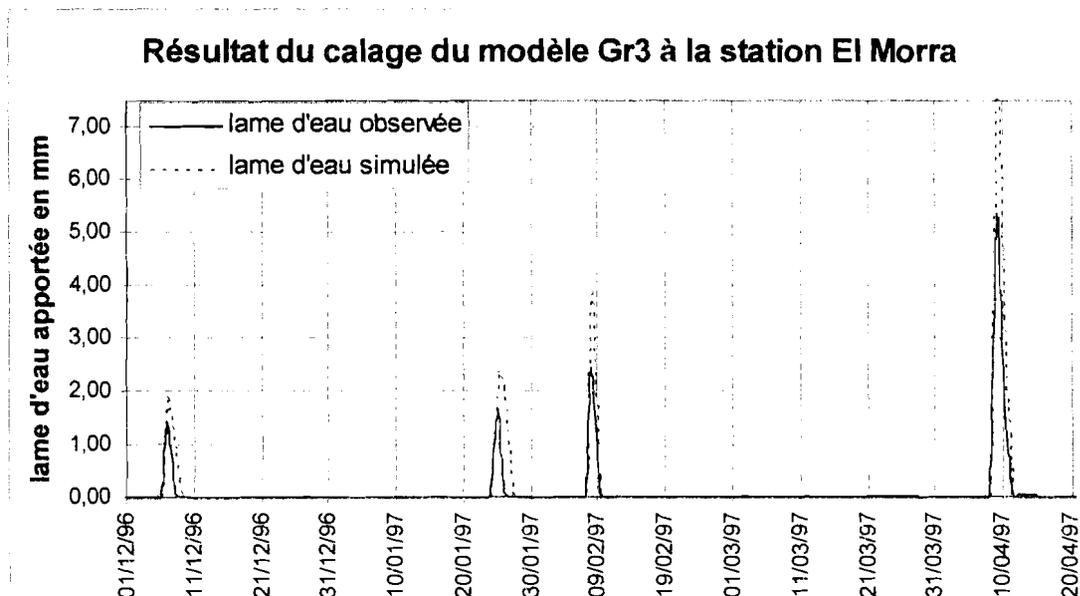


Figure 16: Comparaison lame d'eau observée et lame d'eau simulée par le modèle Gr3 sur des événements simples

Pour les événements complexes (pluies successives), la simulation reste correcte (**Figure 17**). Seule la crue du 6-9 septembre 1997 présente un décalage entre les observations et la simulation. La pluie a lieu le 6 septembre uniquement, c'est pourquoi le modèle a produit un seul pic ce jour là. En outre, on observe une augmentation du niveau de la retenue le 9 septembre. L'erreur peut provenir d'une erreur de notation du niveau de la retenue le 7 et 8 septembre.

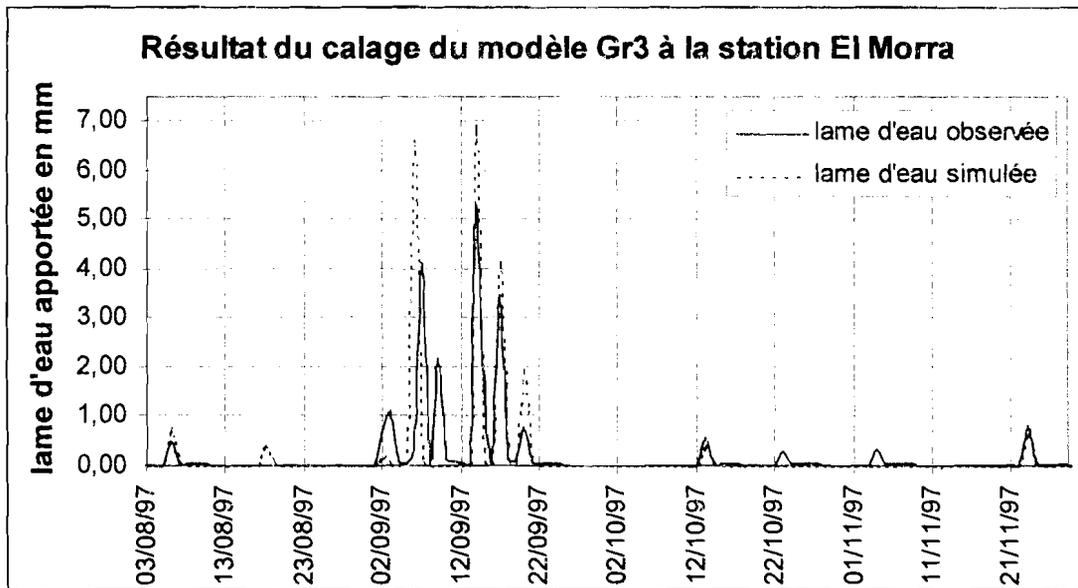


Figure 17: Comparaison lame d'eau observée et lame d'eau simulée par le modèle Gr3 sur des événements complexes

Ainsi, sur l'ensemble de la période de calage, la simulation surestime la lame d'eau par rapport aux valeurs observées.

Lame observée	51 mm
Lame calculée	69,7mm

Tableau 6: Lame observée et calculée sur la période de calage

Une discussion plus approfondie avec le "barragiste" a permis de confirmer, le fait qu'il ouvrait la vanne de vidange dès le ruissellement et qu'il la fermait deux heures après la crue pour éviter un envasement rapide de la retenue. La partie vidangée après la crue a été reconstituée par bilan (voir I- *l'hydrosystème El Morra*). Cependant la partie vidangée lors de la crue n'a pas pu être établie. On peut donc accepter la surévaluation de la lame d'eau simulée en la considérant comme la quantité d'eau écrêtée.

Remarque: La sous estimation des apports observés ne change rien au fonctionnement du barrage établi dans la Partie II. En effet elle est exactement compensée par la sous estimation les lâchers par le "barragiste".

• période du 1^{er} avril 98 au 31 décembre 98 (Figure 18)

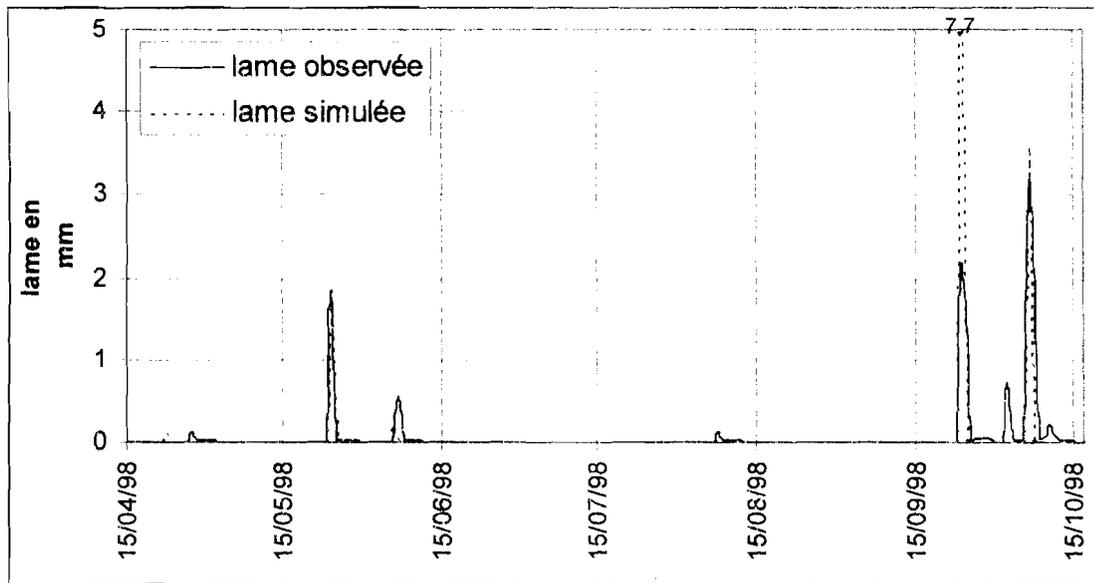


Figure 18: Validation du calage sur la période du 1^{er} avril 98 au 31 décembre 99

La simulation d'ensemble est correcte. Les pics calculés correspondent aux pics observés (sauf le 2 octobre). Sur la période de validation, la lame ruisselée calculée est de 13,86 mm et celle observée est de 14 mm. La différence du 23 septembre 98 peut encore s'expliquer par un écrêtement de crue observée.

Le calage du modèle pluie débit en région semi-aride reste délicat, d'autant plus que les données d'entrée (pluie et ETP) ne sont pas toujours très correctes. Cependant il est nécessaire de rappeler que l'utilisation du modèle sert à obtenir une série chronologique vraisemblable et non pas forcément parfaite. Le calage précédent reste donc acceptable pour notre étude.

3.3. Génération de débits sur 24 années

3.3.1. les données d'entrées

La série de pluie disponible s'étend du 1^{er} août 1974 au 31 décembre 1998. L'utilisation du calage précédent va donc permettre de reconstituer 24 années complètes d'apports à l'exutoire El Morra.

L'Evapotranspiration Potentielle a uniquement été reconstituée à partir du 1^{er} avril 1996. La moyenne des trois années d'observation va permettre d'établir une série annuelle au pas de temps journalier. Cependant, le calage précédent a montré que le réservoir sol se vidait très rapidement. L'ETP joue donc un grand rôle. Les jours de pluies importantes (supérieures à 6mm), les observations montrent que l'ETP est faible ; si l'ETP était trop forte alors la part ruisselée diminuerait énormément. Ainsi, il faut créer une série chronologique d'ETP (1974-1995) à partir de la série annuelle moyenne, à laquelle on ajoute une diminution de l'ETP les jours de grandes pluies. La condition est la suivante :

Si la pluie > 6mm alors ETP = valeur de la série moyenne annuelle / 3

3.3.2. analyse des résultats

• analyse des 24 séries annuelles obtenues

Les apports décennaires reconstitués de 1975 à 1998 sont présentés en **annexe V**.

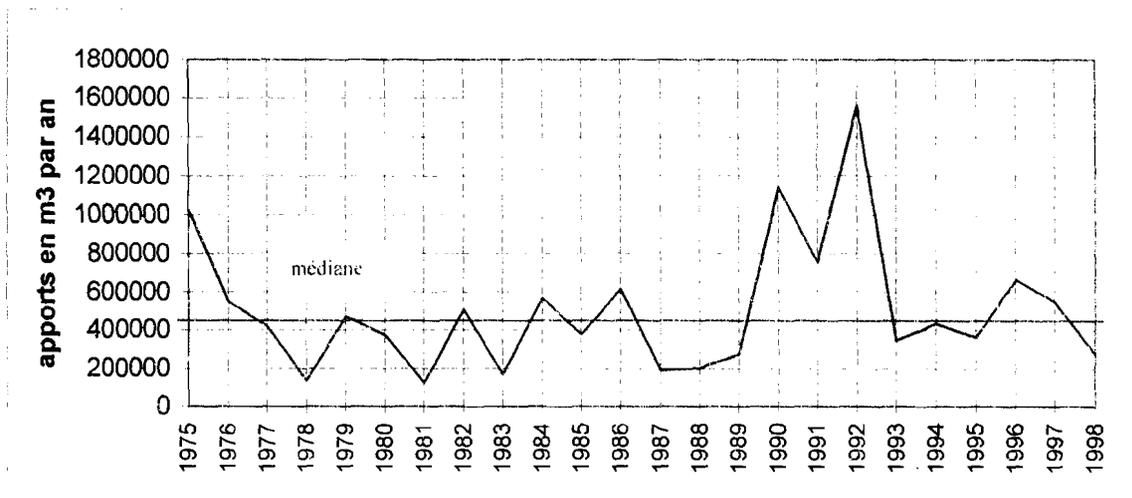


Figure 19 : Apports annuels reconstitués à l'exutoire El Morra de 1975 à 1998

L'étude de l'apport annuel de chaque série (**Figure 19**) montre que sur la période 1975-1998 il y a eu des années sèches et des années humides. En effet, en 1981 il y a eu $119\,275\text{m}^3$ (**Tableau 7**) ce qui est 3,56 fois moins que la médiane des apports annuels. En 1992, les apports ($1\,565\,713$) sont 3,68 fois plus important que la médiane. L'écart type important montre que l'on dispose d'une panoplie d'apports représentatifs d'années très différentes.

Tendance centrale		Paramètres de dispersion			
Médiane	moyenne	minimum	maximum	écart type	Coefficient d'asymétrie
$424\,919\text{ m}^3$	$503\,826\text{ m}^3$	$119\,275\text{ m}^3$	$1\,565\,713\text{ m}^3$	$342\,615\text{ m}^3$	1.63

Tableau 7 : Valeurs statistiques des apports annuelles à l'exutoire El Morra

A la vue de ces résultats, la modélisation pourra tenir compte de séries climatiques extrêmes : années de sécheresse et années de grands apports.

• répartition des apports dans l'année

On considère les moyennes décadaires établies à partir des apports reconstitués sur 24 ans (Figure 20). On retrouve la période de sécheresse durant les mois de juin-juillet-août représentant seulement 6 % de l'apport annuel. La majorité des apports ont lieu de mi-septembre à début novembre (24% des apports annuels sur 5 décades) et de début février à la mi-mars (27% des apports sur 5 décades).

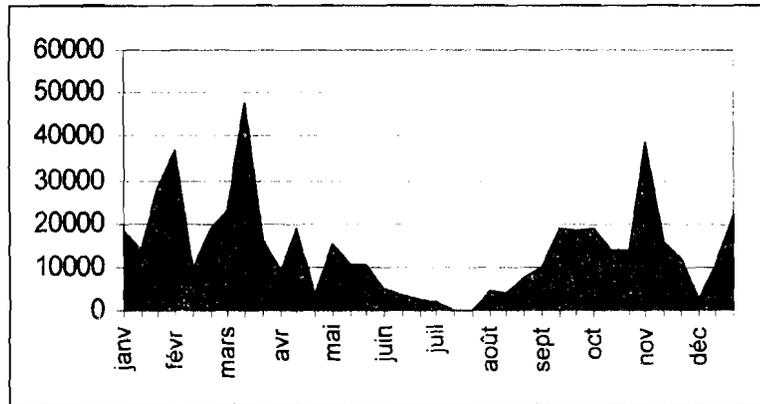


Figure 20 : Répartition des apports décadaires à El Morra

Remarque: La moyenne des observations n'est pas représentative d'une année type. Par exemple les pluies peuvent avoir lieu soit en février soit en mars mais pas forcément durant les deux mois comme le présente la moyenne. En outre, les années hydrologiques sont hétérogènes les unes par rapport aux autres, et il n'est pas possible de représenter une année type.

III : Le système d'utilisation : le périmètre irrigué et ses usagers

La demande des agriculteurs est un construit social, elle fait intervenir des paramètres agronomiques, sociaux et économiques. Les besoins des structures agricoles dépendent énormément des événements passés et des comportements des agriculteurs. Pour tenir compte de cette dynamique M. Le Goulven (I.R.D.) proposait d'intégrer un modèle agro-économique à la gestion globale du système. Cependant, la complexité de la modélisation et la durée du projet ne nous permettrait pas de modéliser le fonctionnement socio-économique du périmètre irrigué. Toutefois, des scénarios de demandes plausibles peuvent être mis au point pour tenir compte de différentes situations (financières, agronomiques, techniques ...etc).

Ces demandes restent prédéterminées et n'interagissent d'aucune manière avec un quelconque aléa, elles sont donc supposées déterministes.

Pour ce faire, une présentation du contexte actuel et de ses acteurs est nécessaire avant la proposition d'un projet de périmètre irrigué. De cette étude, un ensemble de scénarios de demandes pourra être déduit.

1. Le contexte actuel de l'irrigation

1.1. Institutionnel de gestion

En Tunisie, la gestion de l'eau est prise en charge par le Ministère de l'Agriculture. Au sein de ce Ministère, trois grandes institutions se partagent les missions :

- la Direction Générale des Etudes et des Travaux Hydrauliques (DGETH) crée les barrages et les gèze,
- la Société Nationale d'Exploitation Des Eaux (SONEDE) s'occupe de l'adduction d'eau potable des villes,
- au niveau régional, les Commissariats Régionaux de Développement Agricole (CRDA) joue le rôle des Directions Départementales de l'Agriculture (DDA) en France.

Le CRDA a notamment la charge de développer les Associations d'Intérêts Collectifs (AIC), pour gérer les réseaux d'irrigation (FAYSSE N., 1999). Il est subdivisé en structures locales (voir annexe VI "organigramme du CRDA de Kairouan") :

- les CTV : Centre Technique de Vulgarisation Agricole qui représente localement le CRDA
- les CRA : Cellule de Rayonnement Agricole composée d'agents vulgarisateurs.

El Morra dépend des différentes structures présentées dans le **Tableau 8** suivant :

	Structure du ministère de l'intérieur	Structure du ministère de l'agriculture
Kairouan	Gouvernorat	CRDA
El Ala	Délégation	CTV
Sayada Nord	Secteur	CRA

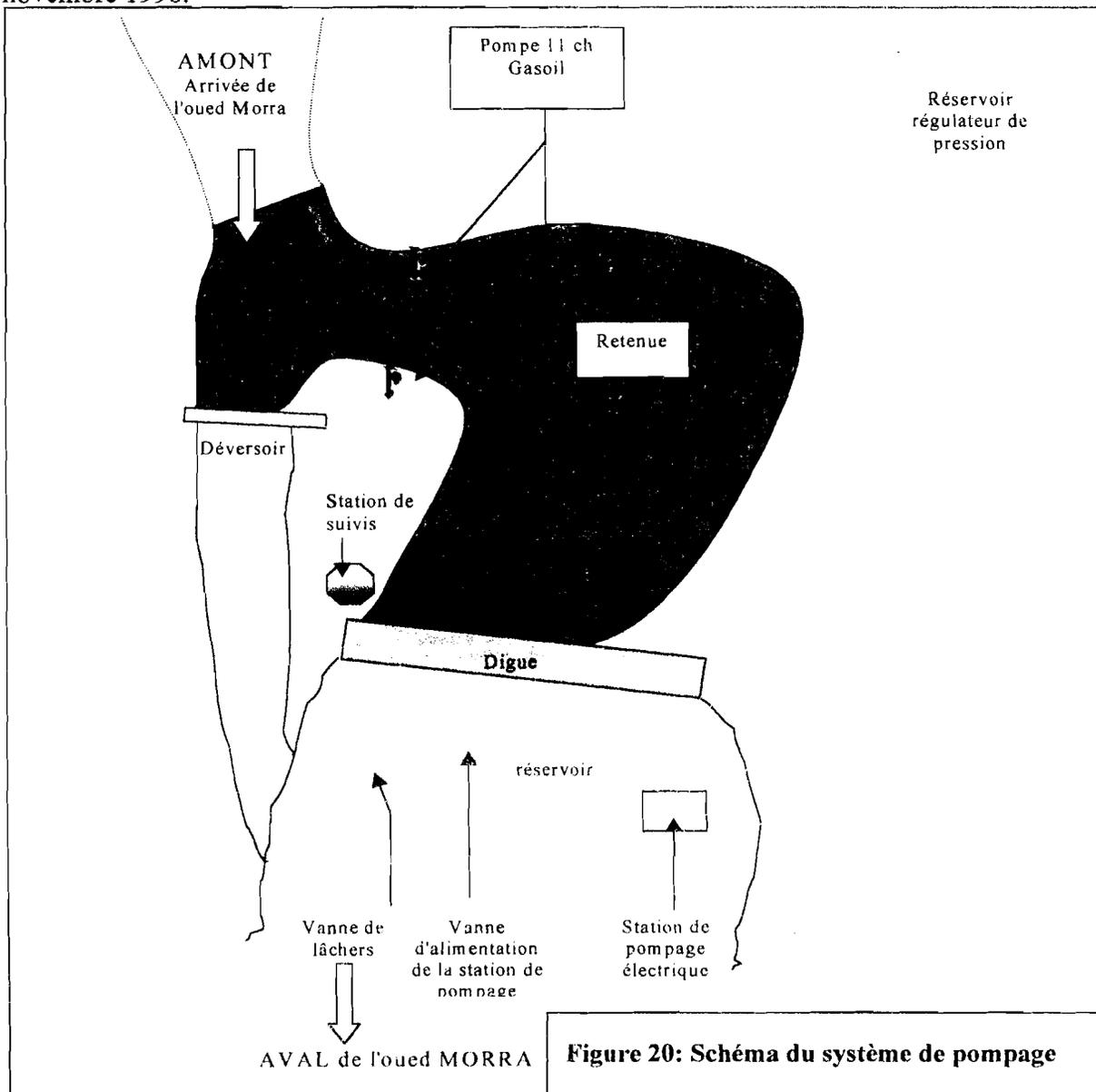
Tableau 8 : Appartenance administrative et agricole de El Morra

L'aval du barrage n'appartient plus géographiquement au gouvernorat de Kairouan mais à celui de Siliana. Ce sont donc les agriculteurs en amont du barrage qui se sont regroupés en Association d'Intérêts Collectifs pour pouvoir bénéficier de la retenue d'eau. Cette AIC est entrée en fonctionnement le 1^{er} novembre 1998.

1.2. Une agriculture irriguée très peu développée.

1.2.1. Historique

Après la construction du barrage en 1992, l'arrondissement de la Conservation des Eaux et des Sols (CES) du CRDA de Kairouan s'occupait de la gestion du barrage. Elle a fait l'étude d'un réseau de distribution d'eau destinée à l'irrigation en amont du barrage. L'étude a été reprise et réalisée par l'arrondissement Génie Rural du CRDA de Kairouan (voir **Figure 20**). Le système comprend une bêche de rétention de 70 m³, une station de pompage amenant l'eau à un château d'eau de 100 m³, l'eau étant redistribuée par 5 potences. L'achat de la pompe électrique avait été repoussé en attendant l'installation de lignes électrifiées. L'absence d'études sur le secteur a conduit le projet à l'abandon. Sur ce, le CRDA a implanté 2 groupes motopompes fonctionnant au gasoil, permettant la création de l'AIC « El Morra » le 1^{er} novembre 1998.



1.2.2. Fonctionnement de l'association d'intérêts collectifs

L'AIC n'est pas encore bien réglementée : les agriculteurs demandent à être irrigués et n'ont pas de cotisation à régler. Il n'existe donc pas de délimitations précises comme pour la plus part des AIC en Tunisie. Le prix de l'eau est fixé à 1 DT/heure (environ 5,3 francs français). Actuellement, elle ne concerne qu'une douzaine d'irriguants travaillant en moyenne sur 0,5 ha par saison. Ainsi, le tour d'eau se règle à l'amiable en empruntant l'un des 2 tuyaux reliés aux motopompes. La distribution se fait par écoulement gravitaire amélioré par des petites banquettes reliées entre elles par de petites rigoles.

Les rencontres avec les agriculteurs et la consultation des rapports mensuels de l'AIC ont permis d'établir les stratégies agricoles des agriculteurs.

L'apport d'eau dans la région a permis aux agriculteurs de développer la culture maraîchère d'hiver et d'été. La céréaliculture (blé et orge) reste pluviale. L'objectif de production n'est pas d'atteindre le rendement maximum des cultures mais d'arriver à une autosuffisance alimentaire et de vendre le surplus sur le marché local. Il s'agit donc de minimiser le coût de production tout en garantissant à l'agriculteur un revenu minimum.

Les stratégies des agriculteurs sont assez communes. Pour la saison hivernale 1999, 7 agriculteurs irriguants sur 7 ont cultivé 50% de fèves et 50% de pois. En été, 2 types d'agriculteurs pouvaient être distingués. 7/10 cultivaient 50% de tomates, 50% de piments tandis que 3/10 cultivaient 50% de pastèques, 25% de tomates et 25% de piments. La **surface irriguée en été** pouvait donc se décomposer en :

- 20% de pastèques
- 40% de tomates
- 40% de piments

Le comportement relativement identique des agriculteurs nous permet d'imaginer une stratégie d'irrigation par culture commune au périmètre. L'idée est donc d'établir une demande en eau type par hectare et par culture pour l'ensemble du périmètre. Pour cela, les rapports mensuels sur le nombre d'heures d'irrigation pour chaque parcelle de l'AIC ont été consultés. La demande recherchée a été estimée à partir de la moyenne des consommations des agricultures pour chaque culture (**Figure 21**). Les données disponibles s'étendent du mois de novembre 1998 au mois de juillet 1999. Cependant, le mois de décembre étant manquant et les pompes étant en réparation aux mois de mars et avril, nous ne disposons que de 3 mois de données par saison (novembre-janvier-février et mai-juin-juillet). Des discussions avec les agriculteurs ont permis d'estimer la demande sur les périodes manquantes (**Figure 22**).

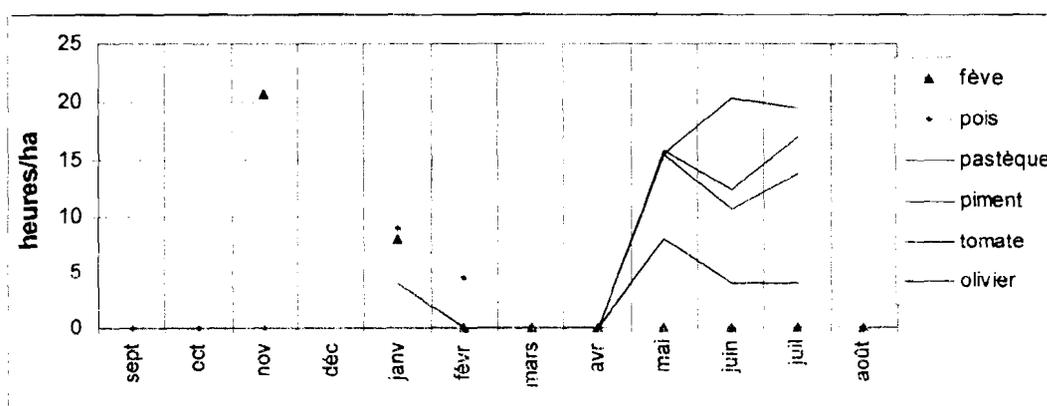


Figure 21 : Moyenne mensuelle des prélèvements eau (heures/ha) observées par culture

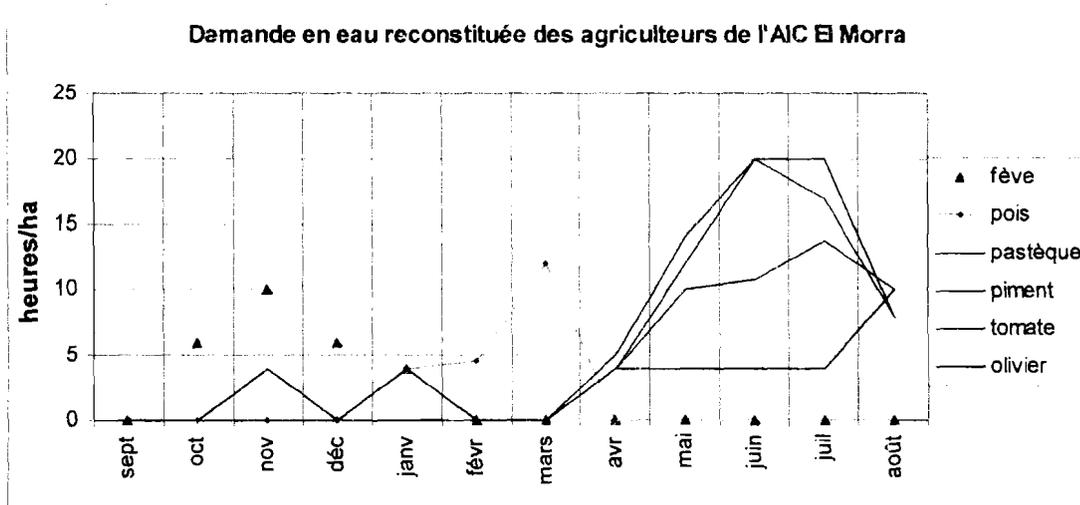


Figure 22 : Moyenne mensuelle des consommations en eau (heures/ha) reconstituées par culture

Cependant, il faut rester très critique sur ces résultats. En effet, cette demande potentielle sur l'année 1999 est loin de représenter la réalité. De nombreux facteurs externes interviennent, par exemple, la pompe est tombée en panne durant les mois de mars-avril ce qui a poussé les agriculteurs à irriguer davantage au mois de mai par rapport à ce qu'ils avaient prévu. Cet événement montre les limites de la modélisation, qui rappelons le, n'est qu'un outil d'aide à la gestion et n'intègre pas les événements exceptionnels

De plus, la saison 1999 correspond à la première mise en irrigation des cultures autour de El Morra. Les exploitants n'ont pas encore acquis d'expérience dans ce domaine et la demande risque d'évoluer au cours des prochaines années. Il serait intéressant de comparer cette demande aux besoins théoriques des cultures pour pouvoir établir différents scénarios de demande. Les besoins en eaux des cultures seront établis à partir de la formule de Penman à laquelle on applique une efficacité globale due aux pertes en eau du système hydraulique de distribution et aux pertes liées à l'irrigation en gravitaire amélioré. Cette efficacité devrait être particulière au système El Morra, pourtant le manque d'observations nous fera choisir l'efficacité estimée par Noamène **BEN HAMOUDA** pour les systèmes de la plaine de Kairouan, soit 40% de pertes.

$$\text{Besoin d'irrigation (mm)} = (\text{Kc} \cdot \text{ETP} - \text{pluie}) \cdot \text{efficacité}$$

Kc : coefficient cultural (source : Ben Hamouda N.)

ETP : évapotranspiration de Kairouan (mm) (source : données recueillies au CRDA de Kairouan)

Pluie : pluie moyenne mensuelle (mm) sur la série chronologique reconstituée au niveau de El Morra

Efficacité : 0,6 (source : Ben Hamouda N.)

Pour transformer la demande en eau en mm (exprimée en h/ha), il faut connaître le débit à la sortie de la pompe de 11ch. Il est estimé à 10 l/s soit 36 m³/h, soit 3,6 mm/h/ha. Les résultats sont présentés dans le **tableau 9** et les **figures 23 et 24**.

		Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
	pluie moyenne	22,7	26,8	37,6	24,2	29,7	14,1	3,1	18,5	33,9	33,0	24,6	14,0
tomate	besoin irrigation+40% de pertes	0,0	0,0	0,0	59,8	232,1	315,2	190,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	demande des agriculteurs	0,0	0,0	0,0	14,4	43,2	72,0	61,2	28,8	0,0	0,0	0,0	0,0
pastèque	besoin irrigation+40% de pertes	0,0	0,0	6,0	91,1	232,1	315,2	255,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	demande des agriculteurs	0,0	0,0	0,0	18,0	50,4	72,0	72,0	28,8	0,0	0,0	0,0	0,0
piment	besoin irrigation+40% de pertes	0,0	0,0	0,0	74,4	196,4	242,4	206,7	269,5	0,0	0,0	0,0	0,0
	demande des agriculteurs	0,0	0,0	0,0	14,4	36,0	38,7	49,6	36,0	0,0	0,0	0,0	0,0
fève	besoin irrigation+40% de pertes	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	28,4	59,7	73,0	49,8
	demande des agriculteurs	14,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	21,6	36,0	21,6
pois frais	besoin irrigation+40% de pertes	1,6	31,9	97,2	141,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	demande des agriculteurs	14,4	16,6	43,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
olivier	besoin irrigation+40% de pertes	5,3	5,9	12,5	49,4	77,4	125,9	158,0	121,8	61,0	29,4	18,7	19,0
	demande des agriculteurs	14,4	0,0	0,0	14,4	14,4	14,4	14,4	36,0	0,0	0,0	14,4	0,0

Tableau 9 : Comparaison des besoins et de la demande en eau pour l'AIC El Morra

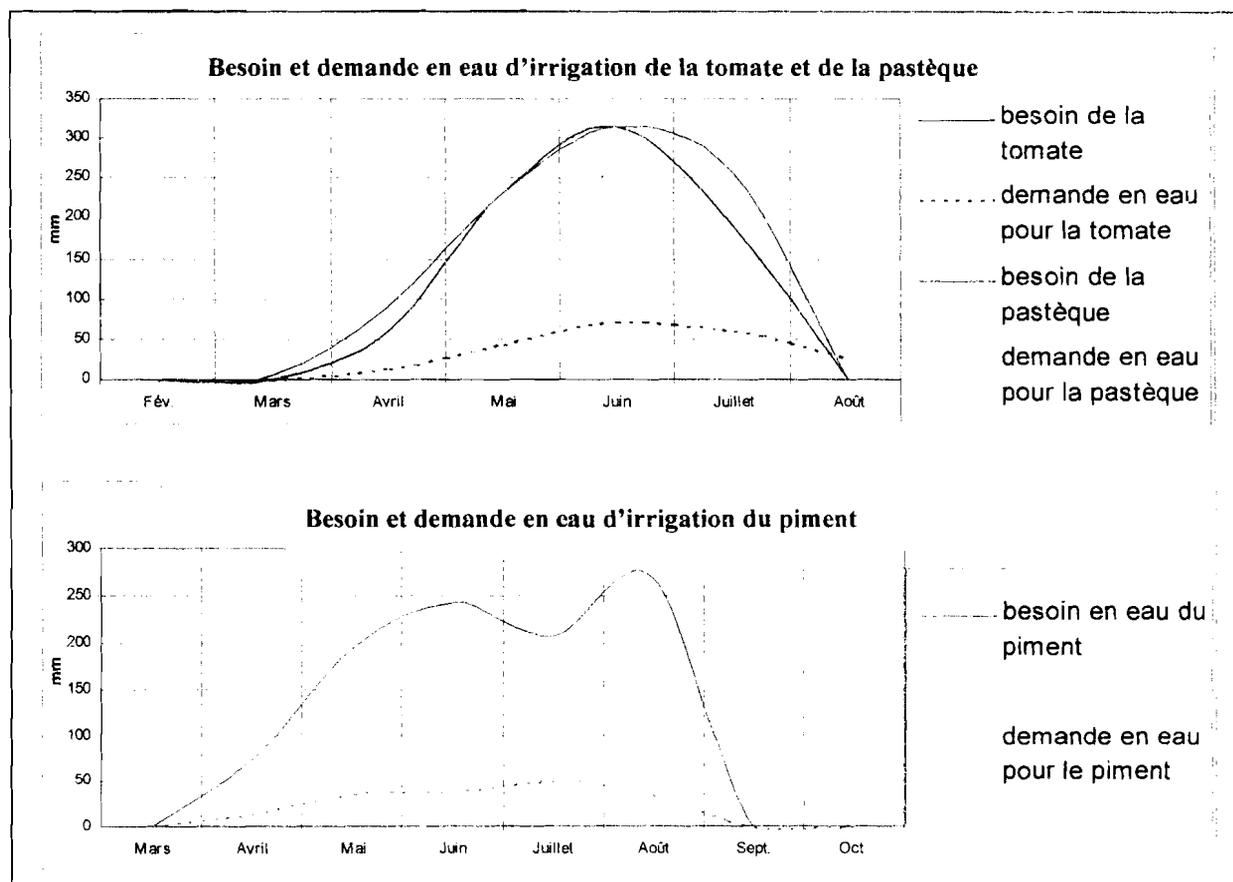


Figure 23: Comparaison des besoins et de la demande en eau des cultures d'été

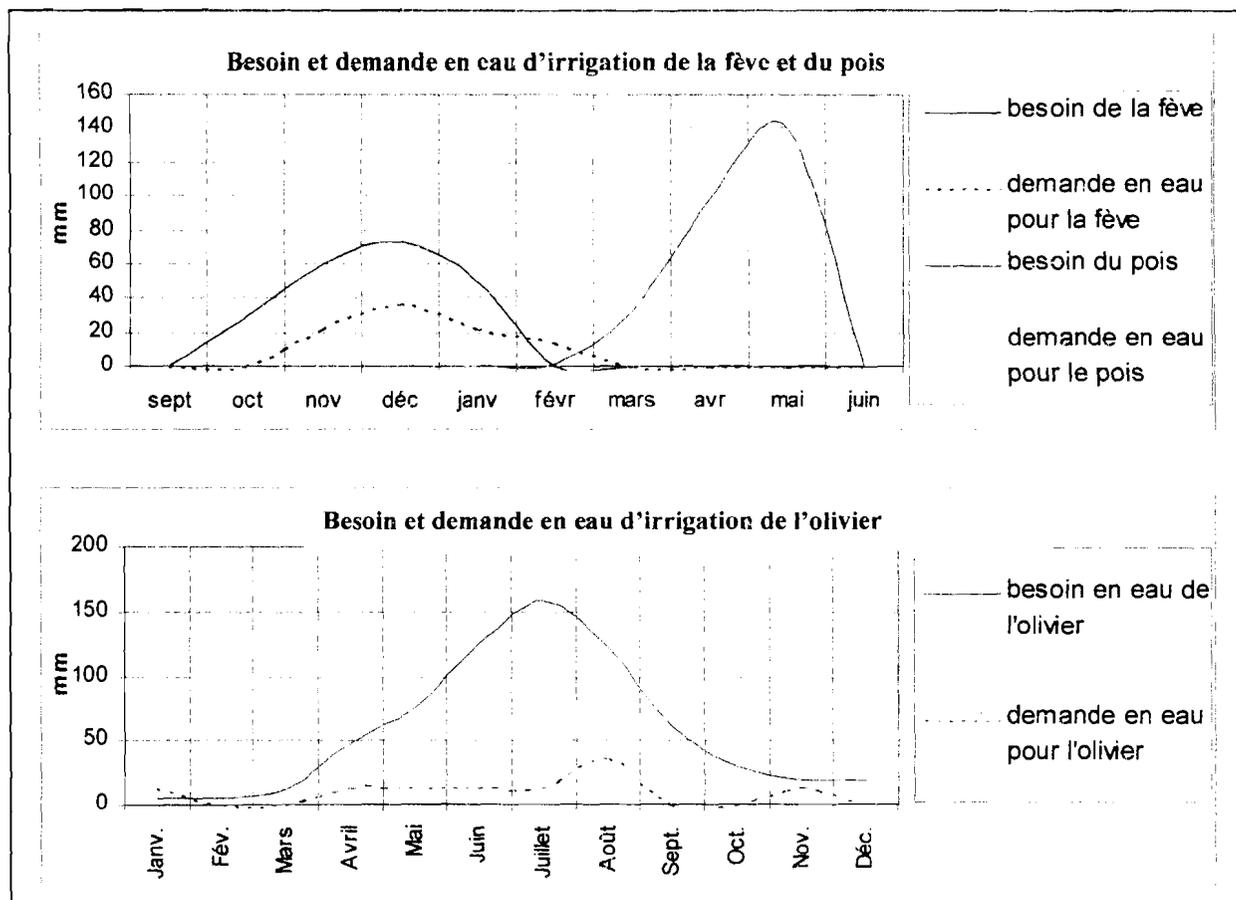


Figure 24: Comparaison des besoins et de la demande en eau des cultures d'hiver et de l'olivier

La demande en eau est très nettement inférieure aux besoins des cultures sur toute la saison. Cette comparaison illustre très bien la méconnaissance des agriculteurs dans le domaine de l'irrigation. Cependant, il ne faut pas oublier que leur stratégie n'est pas d'obtenir le maximum de rendement mais d'avoir le coût minimum. Ainsi, on peut dire que les agriculteurs sont restés prudents pour leur 1^{ère} expérience dans le domaine et n'ont pas trop investi dans l'eau d'irrigation.

Au vu de ces résultats l'eau disponible dans le barrage est réellement sous exploitée. Le sous usage de l'eau semble surtout provenir de problèmes techniques : les 2 motopompes limitent la surface irrigable potentielle et semblent souvent en dysfonctionnement.

2. Le projet d'irrigation

2.1. possibilités techniques

La rive droite de la retenue est trop en pente pour être cultivée. Le système de distribution de l'eau du projet initial comporte un château d'eau placé sur le point culminant de la rive gauche (**Figure 25**). Celui-ci permettrait d'apporter l'eau de l'autre côté de la butte qui ferme la retenue. Ce versant, actuellement non irrigué par les motopompes est occupé par des cultures en sec (blé et orge). La pente en certains endroits ne permettrait pas une irrigation en gravitaire. Cependant, l'arrondissement Conservation des Eaux et des Sols du CRDA de Kairouan a ordonné la construction de banquettes de retenues par des murets en pierre d'une quarantaine de centimètres de hauteurs. Ce versant sera donc parfaitement aménagé pour être occupé par des cultures en irrigation.

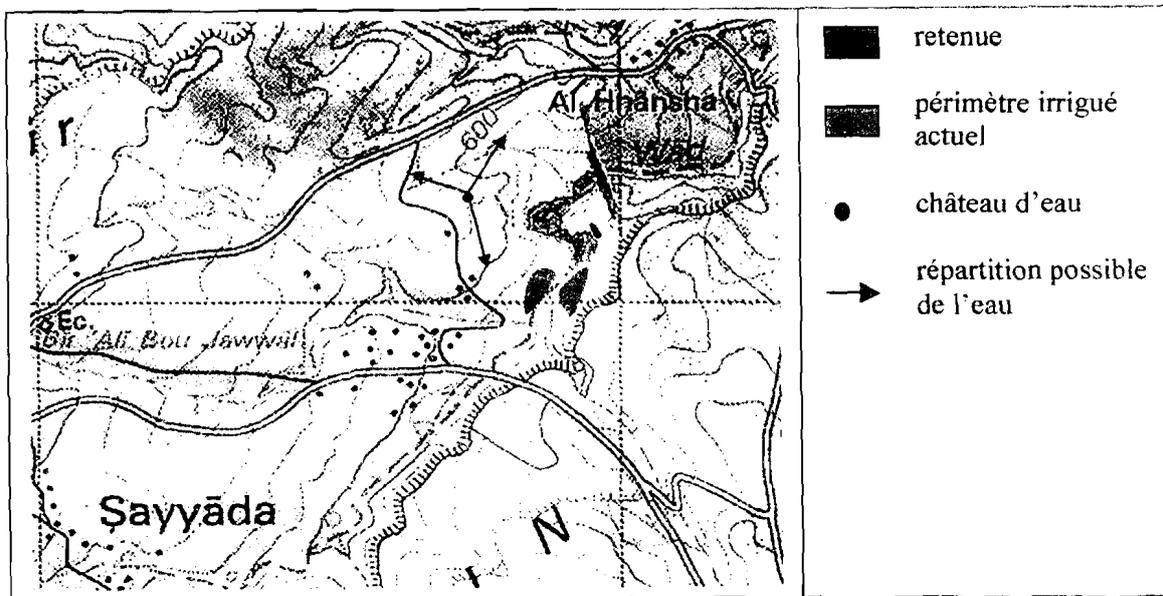


Figure 25 : Carte de localisation du château d'eau par rapport à la retenue

L'infrastructure hydraulique est peu connue. Le projet du réseau de distribution est une étude à part entière, c'est pourquoi l'efficacité d'apport entre le barrage et la parcelle sera estimée d'après des données de périmètres irrigués voisins. La DGETH donne pour le périmètre irrigué de Fadhloun (CRDA de Kairouan) alimenté par un barrage et irriguant en gravitaire amélioré, une efficacité :

- à la parcelle de 0,8 pour une irrigation en gravitaire amélioré,
- dans le réseau d'adduction et de distribution de 0,75.

remarque : on retrouve l'efficacité estimée par Ben Hamouda N. ($0,8 \times 0,75 = 0,6$)

2.2. motivation des irriguants potentiels

La surface potentiellement irrigable par ses apports en eau et par ses aménagements s'étend sur une cinquantaine d'hectares (**Figure 26**). Cette surface est actuellement cultivée en sec (blé et orge), et appartient à 24 agriculteurs dont 12 ont irrigué sur de petites parcelles durant la saison 1999. Les agriculteurs irriguant actuellement représentent donc un échantillon assez représentatif du futur périmètre irrigué.

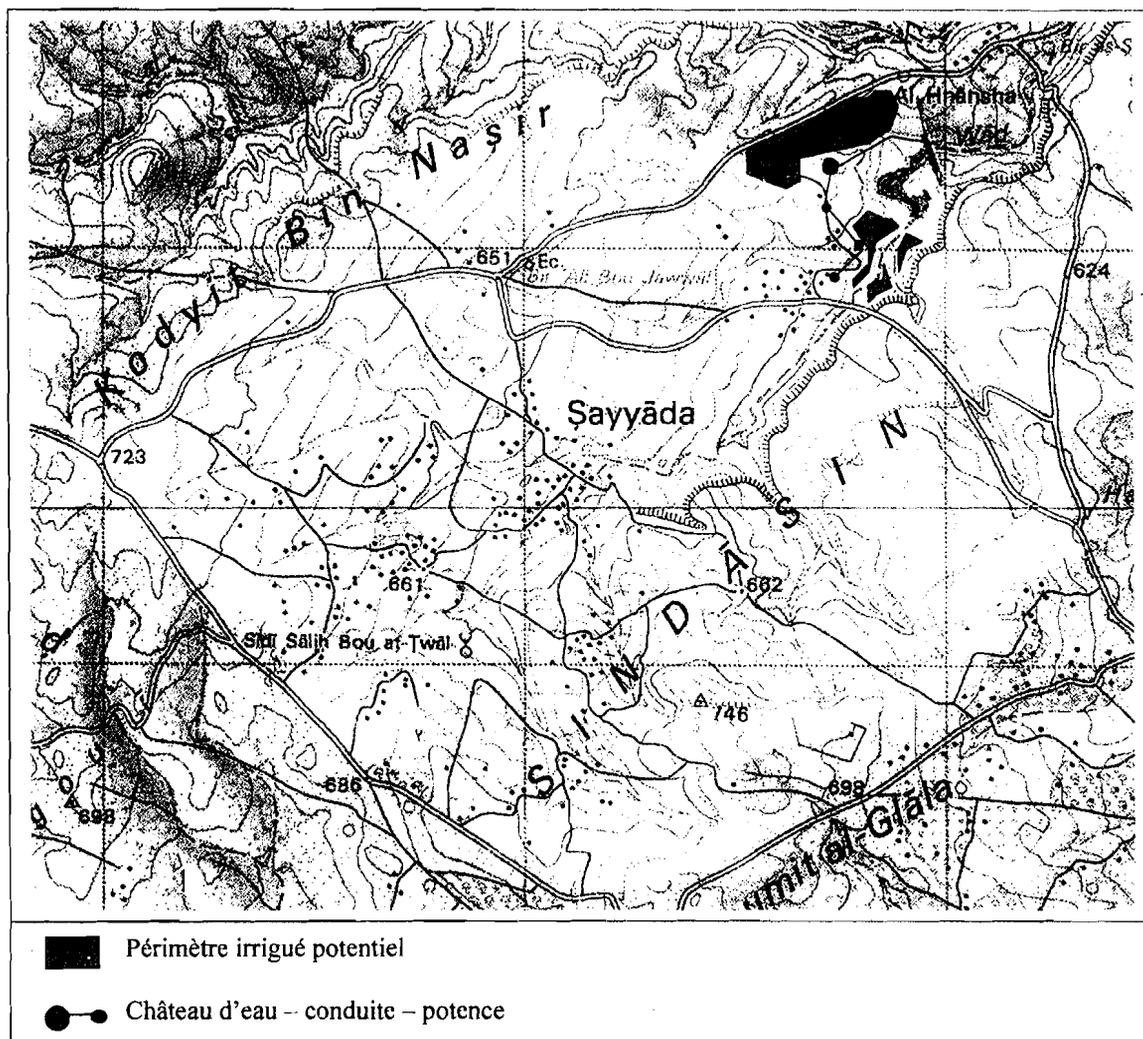


Figure 26 : Carte de localisation du périmètre irrigué potentiel

Soucieux d'utiliser ces terres aménagées, les agriculteurs voudraient développer l'arboriculture associée à des cultures maraîchères en intercalaire pour éviter de perdre trop d'eau à la parcelle. Ici encore, les agriculteurs adoptent un comportement relativement identique vis à vis de leurs motivations de développement. En effet, chacun possède deux hectares de terrains et voudrait conserver la moitié en culture céréalière pluviale. L'hectare individuel restant serait planté d'arbres (à dominance d'oliviers) et une partie serait utilisée en cultures intercalaires maraîchères d'hiver et d'été. Pour celles-ci, l'assolement serait identique à celui mis en place actuellement (**Figure 27**)

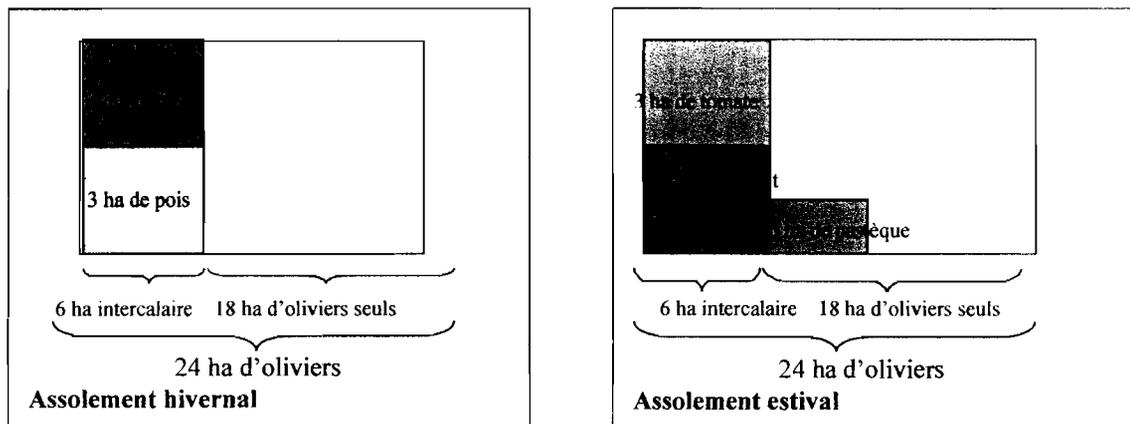


Figure 27 : Assolement prévu par les agriculteurs de El Morra pour le projet de périmètre irrigué.

Le suivi du comportement global des agriculteurs se justifie par l'absence de données d'observation du périmètre irrigué. Cependant si le développement de surfaces plus importantes ou la plantation de cultures plus consommatrices d'eau font leur émergence, des individualités comportementales risquent d'apparaître au sein du périmètre irrigué. Ainsi, des conflits entre usagers risquent de se développer notamment en ce qui concerne le tour d'eau. Ainsi, le manque de connaissances sur le fonctionnement du périmètre irrigué a une répercussion sur la gestion d'ensemble. Nous ne pouvons élaborer une gestion prévisionnelle à très long terme. L'élaboration des scénarios de demande doit être cohérente avec ces propos, c'est à dire qu'ils doivent correspondre à des demandes possibles pour les quelques saisons à venir.

BIBLIOGRAPHIE partie I

- **ANDREU J., CAPILLA J.**, 1992.- *Modelo SIMGES de Simulacion de la Gestion de Recursos Hidricos, incluyendo Utilizacion Conjunta*. Manual del Usuario. Version 2.0. Universidad politecnica de Valencia, Espana. 81p + annexes.

- **ANONYME**, 1996.- Guide pour l'irrigation à la parcelle. Projet d'irrigation de la basse vallée de la Medjerda et de Ras Djebel. Ministère de l'Agriculture tunisien-AHT International GMBH. Essen, Allemagne.

- **BACCI J., CADIER E.**, 1996.- *Modelizacion de las pequeñas cuencas del Paute* Note Orstom, 7p.

- **BACCI J.**, 1997.- *Modélisation hydropluviométrique: du modèle global au modèle distribué. Application au bassin du Paute (Equateur)*. Rapport de DEA Sciences de l'eau dans l'environnement continental. Université de Montpellier - Orstom. Projet INSEQ. Quito, Equateur. pp 11-40

- **BEN HAMOUDA N.**, 1999.- Stratégies des agriculteurs irriguants confrontés à une situation de pénurie d'eau. Cas d'un périmètre irrigué privé dans le bassin du Merguellil. *Master of science de l'Institut Agronomique Méditerranéen de Montpellier (CIHEAM)*.

- **BOURGES J. et Al.**, 1996.- *Note sur l'installation de la station hydropluviométrique du barrage de l'oued Morra*. Orstom, mission Tunisie, p5.

- **CES , ORSTOM**, 1997.- *Annuaire Hydrologique des lacs collinaires 1996-1997*. Réseau de surveillance hydrologique. Tunis, Tunisie, p181.

- **CHOW V. T., MAIDMENT D. R., MAYS L. W.**, 1988.- *Applied Hydrology*. Mc Grow-hill international Editions. Urbana-Champaign, Illinois, USA. pp 127-140.

- **FAYSSE N.**, 1999.- Les institutions de gestion de l'eau et les Associations d'intérêts Collectifs dans le gouvernorat de Kairouan ; *Programme National Mobilisateur MERGUSIE, gestion intégrée du Bassin du Merguellil (Partie Gestion Institutionnelle)* ; Travail encadré par P. Le GOULVEN (IRD) et M.S. BACHTA (INAT), 50p.

- **KOSITSAKULCHAI E.**, 1998. - *Planification et gestion d'un hydrosystème complexe. Apports de la systémique et de l'approche objet*. Application au bassin hydrographique du Mae Klong (Thaïlande). Sujet de thèse entre l'université de Montpellier II et l'Orstom. Montpellier. France, 26p

- **LLAMAS J.**, 1985.- *Hydrologie générale: principes et applications*. Editeur Gaëtan Morin. Québec. Canada. pp285-295.

- **PERROT C. et LANDAIS E.**, 1993.- *Comment modéliser la diversité des exploitations agricoles ?* In « Les Cahiers de la Recherche Développement », n°33, 1993, p24-40.

- **POUGET J.C.**, 1996.- *HYDRAM. Guide de l'utilisateur sous Windows 95*. IRD Montpellier. France, 120p.

- **SCET-TUNISIE**, 1991.- *Etude d'un lac collinaire sur l'oued el Morra a el Ala*, volume1 :rapport. Réf : hf.90.3.Tunis, Tunisie.

PARTIE II

GESTION DU BARRAGE COLLINAIRE

"EL MORRA"

I : Etat de l'art sur la gestion de barrage

1. Les principes de gestion

1.1. Caractéristiques de la gestion

Les grands objectifs de fonctionnement de la retenue vont permettre de définir la gestion d'un système. Ainsi, il faut bien connaître les réactions du système à son environnement afin d'en dégager les particularités. Par exemple, dans les pays arides et semi-arides, les gestionnaires et les agriculteurs doivent faire face à la conjonction de la rareté et de l'irrégularité de la ressource, ainsi qu'à la disjonction entre la période des apports en eau et celle où les besoins en eau se déclarent.

1.1.1. la complexité des systèmes:

Dans la gestion des réservoirs d'eau, il existe de nombreuses incertitudes. M. Lebdi les classe en 3 grands types:

- **Les incertitudes stratégiques:** elles interviennent lors de la discussion sur l'opportunité d'un aménagement et par suite d'un investissement. Il arrive qu'on soit incapable de prédire les objectifs futurs de l'ouvrage hydraulique et d'élaborer une planification correcte qui tient compte de cette vision dynamique de définition des objectifs.
- **Les incertitudes physiques:** les phénomènes hydrologiques sont variables dans le temps et dans l'espace. Pour cerner l'incertitude due à la variabilité des paramètres hydrologiques, on se sert d'outils statistiques dans les modèles mathématiques de gestion de l'eau.
- **Les incertitudes technologiques:** A la méconnaissance des **processus physiques**¹² et **économiques**¹³, s'ajoute la nature de **l'information moins disponible** (information incomplète et limitée dans le temps, entachée d'erreurs, ...).

Tout ceci a une conséquence directe sur les erreurs de modélisation. En effet, on peut disposer d'une série chronologique d'apports d'eau, qui est observée mais qui peut être très brève. Ceci entraîne une incertitude qui intervient lors de l'établissement de la fonction de répartition (ou distribution de probabilité) utilisée pour représenter les apports. Ces incertitudes technologiques sont les plus difficiles à appréhender.

Les erreurs dues aux précisions de calculs sur ordinateur sont généralement faibles. Par contre, il est plus intéressant de commencer par vérifier l'adéquation entre l'algorithme de résolution et l'objectif visé ainsi que les contraintes existantes.

¹² relation entre la pluie et le débit qui ruisselle vers le barrage, évaluation correcte des besoins en eau, fonction de production reliant la quantité d'eau fournie à la plante et son rendement, ...etc.

¹³ comportement de l'agriculteur face au marché, choix de cultures moins consommatrices en eau et plus rémunératrices, ... etc.

1.1.2. Les objectifs de gestion:

• **Régulation des débits d'apports** : Sous un climat de type méditerranéen, à fortes irrégularités, les barrages peuvent avoir un rôle de laminage des crues et inversement, de soutien d'étiage, l'objectif "valorisation de l'eau " devient alors secondaire, mais présent.

• **Desserte en eau d'irrigation** : En Tunisie, comme ailleurs, les apports pluviométriques ne correspondent pas avec les besoins hydriques des plantes. La plus part des années, l'essentiel des apports provient des pluies dites automne/hiver. Les apports au printemps sont non négligeables. En été, on peut considérer les apports au barrage et la réserve du sol comme quasi nuls malgré certains apports d'orage. Le barrage peut alors réguler la distribution d'eau en fonction des demandes. Généralement, avec de l'expérience, les agriculteurs essaient de fournir une quantité d'eau proche des besoins agronomiques. Ceci se vérifie surtout lors des périodes sensibles au déficit hydrique qui sont variables selon les plantes. Par exemple, le début de croissance végétative et la floraison sont les phases les plus sensibles pour les cultures annuelles.

En effet, l'incertitude d'apport d'eau en début d'automne existe toujours, ce qui impose que pour les grands barrages, la gestion est inter-annuelle. Il ne s'agit pas de vider le barrage en fin de période de gestion car il faut toujours s'assurer d'un stock minimal permettant la levée des nouveaux semis. Pour ce qui est des barrages collinaires, l'hydrologie et surtout la forte évaporation en fin de printemps et pendant l'été peuvent priver d'une gestion inter-annuelle. Dans ce cas, l'horizon de gestion est l'année.

• **autres objectifs** : alimentation en eau potable, production d'énergie électrique, maintien d'un niveau écologique minimum. Ils sont tout aussi importants mais hors de notre cadre d'étude.

1.1.3. Exemple de règles de gestion

Quelques règles de gestion simples et classiques empruntées à PARENT (1990) sont présentées ci après. Ces règles correspondent à une décision prise d'après les états du système. Couramment, on distingue trois catégories de règles:

- règles empiriques ou recalage sur une courbe objectif
- règles linéaires
- règles paramétrées

- règles empiriques par courbes objectifs de remplissage

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.

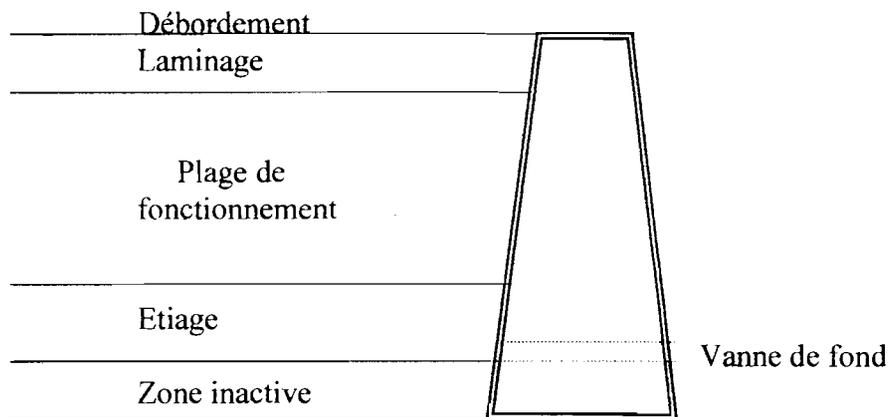


Figure 28: Zones de fonctionnement du réservoir

On distingue (**Figure 28**):

- La **zone de fonctionnement** normale où se situe l'état idéal du réservoir et qui permet une marge due aux aléas hydrologiques.
- La **zone d'écêtement** qui permet de faire face à des crues. Au-delà de cette zone, il y a débordement.
- La **zone d'étiage** où il faut réduire le plus sévèrement possible les lâchers.
- La **zone inactive**, sous le niveau de la prise d'eau.

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 29**).

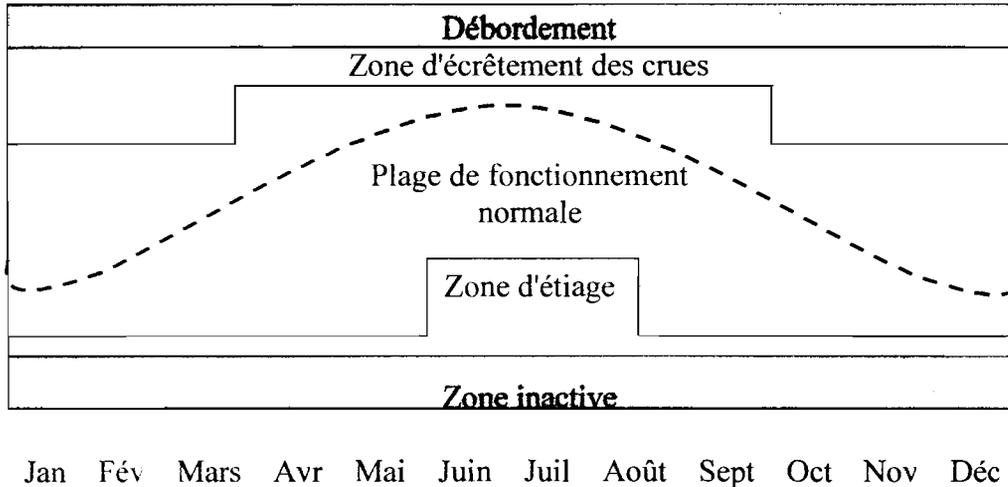


Figure 29: Variation des zones de fonctionnement au cours de l'année.

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 objectif est en général calée par simulation.

• Règles linéaires de gestion

Une stratégie de gestion consiste à choisir un lâcher fonction linéaire du stock dans le réservoir (V) et des apports (Ap):

$$L(t) = a + b.V(t) + c.Ap(t)$$

Où a, b et c représentent des constantes périodiques dans le cas de réservoir unique ou des matrices périodiques dans le cas d'un système multi-varié.

On peut déterminer sa stratégie en fonction de la position à l'instant t dans le plan (V, Ap) : (**Figure 30**)

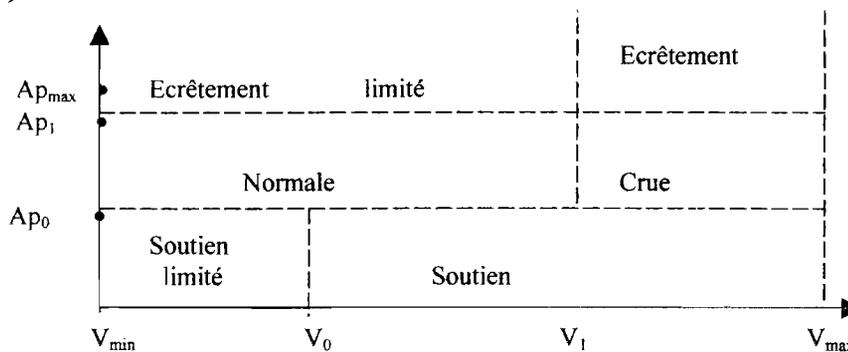


Figure 30: Stratégies placées dans le plan (V, Ap)

- **stratégie normale:** on cherche alors à rejoindre le stock objectif en un faible nombre de pas de temps.
- **stratégie d'écèlement :** l'apport est très élevé, on décide que $L(t)=Ap_1$ = lâcher normal
- **stratégie d'écèlement limité :** l'apport est très élevé mais le stock est déjà grand, il faut alors trouver un compromis entre l'écèlement et le lâcher maximal: $L(t)=\alpha Ap_1 + (1-\alpha)Ap_{max}$
Avec Ap_{max} correspondant aux potentialités de lâcher maximale de la retenue.
- **stratégie de crue :** on cherche un compromis entre rejoindre le stock objectif en un faible nombre de pas de temps et une stratégie d'écèlement.
- **stratégie de soutien :** apport faible mais stock suffisant, on décide $L(t)=Ap_0$
- **stratégie de soutien limité :** apport et stock faible. On décide alors d'un compromis entre une politique de soutien et une politique de restriction afin de retarder le moment où l'on arrivera à V_{min} , en espérant qu'il y ait des apports futurs.

• règles empiriques paramétrées de gestion (LEBDI et al., 1997)

La règle traduit le comportement du gestionnaire de la ressource avec la logique suivante:

- Quand le niveau de stock est faible, le gestionnaire sera prudent pour augmenter ou diminuer l'allocation d'eau, selon un schéma par exemple linéaire.
- Pour un stock d'eau variant dans les limites moyennes, le gestionnaire restera encore prudent en apportant un pourcentage de la satisfaction en eau, espérant des apports futurs.
- Pour les stocks d'eau approchant la capacité maximale du barrage, le gestionnaire tend vers une satisfaction totale de la demande avec un souci d'écèlement de crues. Le schéma est supposé linéaire(Figure 31).

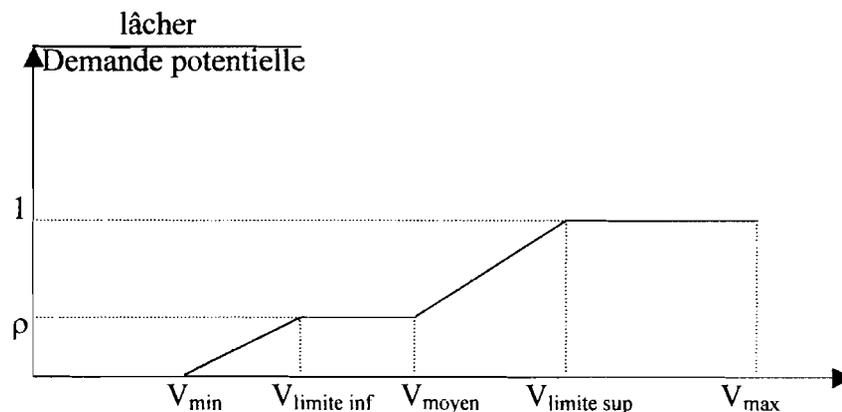


Figure 31: Règle de gestion empirique

Les paramètres de gestion (pente des droites et seuils de la figure ci dessus) sont déterminés par simulation et/ou reconstitution historique. Ils peuvent être estimés pour différents scénarios (ex: années humides, sèches).

1.2. La gestion par modélisation:

Système dynamique déterministe et stochastique

La gestion rationnelle d'un système peut être supportée par des outils d'aide à la décision. Le système peut alors être représenté d'un pas de temps à un autre, selon deux évolutions : **l'évolution déterministe** utilise des données d'entrées connues a priori tandis que **l'évolution stochastique** utilise des données d'entrées définies par un aléa. La réalité hydrologique impose toujours une évolution stochastique du système.

En outre, la formulation d'un modèle, se définit par:

- **Les états du système**, correspondant aux niveaux d'eau dans la retenue, au niveau de l'apport, de l'évaporation et des pertes dans la retenue.
- **Les commandes**, sont des variables sur lesquelles le gestionnaire peut agir, comme les lâchers.
- **La fonction d'évolution** du système qui dépend du temps en plus des deux paramètres précédents:

$$V(t+1) = V(t) + Ap(t) - Vev(t) - L(t) - Vd(t)$$

Avec: $V(t)$: volume de la retenue à l'instant t
 $Ap(t)$: apport à la retenue à l'instant t
 $Vev(t)$: évaporation de la retenue à l'instant t
 $L(t)$: lâcher à l'instant t
 $Vd(t)$: déverse à l'instant t

Remarque:

- Cette fonction d'évolution peut être plus complète en ajoutant d'autres termes telles que les infiltrations, les écoulements inféroflux ...etc.
- On qualifie le système de **dynamique** car on étudie ses états sur des pas de temps successifs.

- **Les contraintes** du système. Elles peuvent être d'ordre physique (capacités de transfert et de stockage limitées) ou d'ordre institutionnel (seuil minimum dans les pays arides et semi-aride pour garantir un niveau écologique).

Exemple: $0 < V < V_{\max}$
 $0 < Q < Q_{\max}$

- **La fonction objectif**, permettant d'évaluer les performances d'un système en terme de défaillances ou de gains, comme par exemple de minimiser sur la période de gestion, la somme des carrés des écarts entre les lâchers et les demandes en eau.

1.2.1. modèle déterministe de gestion d'un barrage

Par définition, toutes les **variables d'entrée** pour chaque pas de temps ($A_p(t)$ et $V_{ev}(t)$) sont **connues** dans le cas d'un modèle déterministe. Alors, les différents niveaux d'eau ne dépendent que des décisions de lâchers.

"Compte tenu des problèmes de conditions aux limites (réservoir vide et déverse). il est difficile de définir analytiquement la fonction décrivant l'évolution du système (HOWARD, 1969)". Il faut donc trouver les relations entre la fonction d'évolution et ses contraintes pour pouvoir ensuite estimer chaque état du système.

Prenons l'exemple où - la fonction d'évolution s'écrit:

$$V(t+1) = V(t) + A_p(t) - V_{ev}(t) - L(t) - V_d(t)$$

- les contraintes sont

$$V(t+1) > 0 \text{ et } V(t+1) < V_{\max} \text{ sinon il y a déverse et } V_d = V(t+1) - V_{\max}$$

Les contraintes donnent les conditions aux limites suivantes:

$$V \in [0, V_{\max}]$$

$$L \in [0, V(t) + A_p(t) - V_{ev}(t) - V_d(t)]$$

$$V_d(t) = \text{Sup}(0, V(t+1) - V_{\max})$$

$$V(t+1) = \text{Inf}(V_{\max}, V(t) + A_p(t) - V_{ev}(t))$$

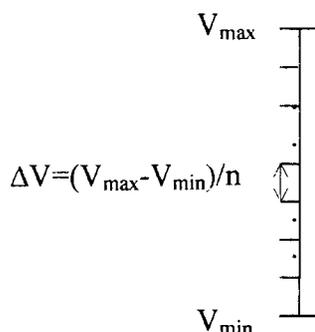
Ainsi, la fonction d'évolution est vraie si les conditions aux limites sont respectées.

La fonction objectif n'intervient qu'après l'évolution du système pour juger de la pertinence de la décision de lâcher. Cette fonction doit exprimer de la qualité du résultat par rapport aux objectifs. Par exemple, pour illustrer la satisfaction de la demande en eau elle pourra s'écrire comme le rapport de la fourniture sur la demande.

1.2.2. modèle stochastique de gestion d'un barrage

Dans ce cas, les **apports ne sont plus connus** pour chaque pas de temps. Pour une décision de lâcher, la fonction d'évolution donnera plusieurs résultats possibles selon l'apport considéré. La probabilité d'avoir le volume d'eau V à $(t+1)$ est égale à la probabilité conditionnelle d'avoir l'apport $A_p(t)$ sachant que la fonction donnant l'évolution du système est réalisable. Ainsi, pour un niveau initial, le système évoluera vers au plus "n" états finaux; "n" étant le nombre d'apports possibles.

Il est donc nécessaire que l'ensemble des apports soit discrétisé en un nombre fini de valeurs. En parallèle, le réservoir est aussi discrétisé, ce qui permet d'envisager des lâchers d'eau par unités de discrétisation.



MORAN (1954) a fait de nombreux travaux dans ce domaine et a montré qu'un schéma simple de discrétisation de réservoir était suffisant pour une modélisation correcte (Figure 32):

Figure 32: Discrétisation des réservoirs par Moran

Le problème est donc de déterminer les apports potentiels à chaque pas de temps. Il se présente alors deux cas possibles:

- **Les apports sont indépendants les uns des autres:** dans ce cas, il est possible de trouver une **variable aléatoire** permettant de déterminer la probabilité d'apparition d'un apport. On raisonne alors d'après l'espérance mathématique de l'apport et non plus uniquement d'après l'apport. Cette loi de probabilité permet de définir une loi de probabilité sur l'état du système à l'instant $t+1$. Si la série hydrologique est longue, on peut approcher à priori la probabilité d'occurrence de l'apport par sa probabilité empirique.

- **Les apports ne sont pas indépendants:** Les aléas dépendent alors de l'historique du processus. Il faut donc connaître l'évolution du niveau n entre 1 et t , et des apports entre 1 et $(t-1)$

SAVARENSKIY (1940) a assimilé le problème d'apports-réservoir-lâchers à une file d'attente - le réservoir est un guichet où la distribution des apports peut être approchée du taux d'arrivée, tandis que la répartition des lâchers peut être assimilée au taux de clients - afin d'assimiler le réservoir à un **système Markovien**.

Le concept de la chaîne de Markov permet d'estimer la probabilité d'obtenir certains apports à $(t+1)$ à partir de la fonction de distribution de probabilité qui dépend uniquement de la valeur d'apport à t . En d'autres termes, si on connaît l'histoire du système jusqu'à l'instant actuel, son état présent résume toute l'information utile pour connaître son comportement futur.

$$\text{Prob} \{ Ap(t) / Ap(t-1), \dots, Ap(0) \} = \text{Prob} \{ Ap(t) / Ap(t-1) \}$$

Le **lien d'un pas de temps à un autre** est exprimé par la **matrice de transition** contenant toutes les informations concernant l'évolution du système (stocks, lâchures, apports). La probabilité pour que les apports à $(t+1)$ soient $Ap_j(t+1)$ sachant que les apports à (t) étaient $Ap_i(t)$, est:

$$Ap_j(t+1) = Ap_i(t) \times P_{i,j}$$

Avec $P_{i,j}$ probabilité de transition d'un apport Ap_i à un apport Ap_j

2-Les principes d'optimisation et algorithmes correspondants

Des modèles mathématiques peuvent être classés suivant la technique employée pour leur résolution . On reconnaît l'existence de deux approches principales, à savoir la simulation et l'optimisation. Un modèle de **simulation** permet de juger du choix d'une combinaison quelconque de **paramètres**. Il ne donne pas directement la décision qui améliorera la performance du système. C'est plutôt un modèle "cause - effet", qui par son exploitation successive, permet d'identifier la meilleure solution du problème original (JEAN PASCAL, 1985). Dans un modèle d'**optimisation**, il s'agit de rechercher directement les **valeurs des variables** telle que le critère de performance choisi (ou fonction objectif) prenne sa valeur optimale tout en respectant d'éventuelles contraintes. La simulation servira alors d'outil de mesure de performances de la règle trouvée par optimisation.

2.1. Optimisation par programmation linéaire

La condition d'application d'une telle optimisation est que la fonction d'évolution soit linéaire, c'est à dire, les paramètres ainsi que la décision de lâcher étant choisis, il existe un seul état d'évolution du système:

$$V(t+1) = V(t) + Ap(t) - Vev(t) - L(t) - Vd(t)$$

Avec par exemple: $L(t) = a + bV(t) + cAp(t)$ (voir règle de gestion linéaire (1.1.3.)).

Dans un premier temps il s'agit de définir **une fonction objectif** (linéaire) qui traduise les désirs de gestion sous la forme d'une équation mathématique. Il s'agit en fait de choisir un critère de performance pour juger de la pertinence du passage d'un pas de temps à un autre selon la décision prise. La minimisation ou la maximisation de ce critère permettra de prendre les décisions optima par rapport aux objectifs fixés.

Exemple: le gestionnaire désire avoir un niveau d'eau dans la retenue le plus proche possible d'un niveau objectif, on pourra définir une fonction du type "minimiser les écarts par rapport à ce niveau de consigne":

$$\text{Min}\{(V(t)-V_{\text{objectif}}(t))^2\} = \text{critère d'optimisation}$$

Ce critère d'optimisation sera donc calculé pour chaque décision de lâchers possibles, et le lâcher optimum retenu correspondra au minimum de la valeur des critères calculés.

Dans le cas d'un modèle déterministe, on connaît toutes les variables qui sont uniques pour chaque pas de temps, il y a donc une évolution linéaire du système, on peut donc appliquer une optimisation de ce type. Le problème est de choisir un niveau objectif en fonction de quelques critères.

2.2. Optimisation par programmation dynamique stochastique (PDS):

L'événement incertain pris en compte est l'apport au réservoir. Pour une décision de lâchers et des paramètres fixés, il existe maintenant plusieurs évolutions du système.

2.2.1 Choix d'une fonction objectif:

Comme dans toute sorte de gestion la fonction objectif doit représenter de manière mathématique les attentes du gestionnaire. Son choix reste délicat, car elle est le centre de la gestion et exclue tout autre caractère qu'elle n'explique pas.

Exemple:

-minimiser la non satisfaction des usagers et le déficit du remplissage :
(d'après LEBDI F.)

$$C^{(t)} = \underbrace{\alpha \left(\frac{V^{(t+1)} - V_{\text{consigne}}}{V_{\text{max}}} \right)^2}_{\text{critère fonction des apports}} + \underbrace{(1 - \alpha) \left(\frac{L^{(t)} - D_{em}^{(t)}}{D_{\text{max}}} \right)^2}_{\text{critère déterministe}}$$

avec: α : paramètre de gestion ou pénalité

V_{consigne} : stock d'eau minimum à garder dans la retenue

V_{max} : volume au déversement

L : lâcher d'eau

D_{max} : demande en eau maximale sur la période d'étude.

On tient compte de tous les apports possibles. Ainsi il y aura autant d'évolutions du système à envisager que d'apports considérés. Pour avoir une valeur unique du critère à optimiser on considère l'espérance mathématique associée à chaque cas possible:

$$C^t = \alpha \left[\sum_{j=1}^M P_j \times \left(\frac{V^{(t+1)} - V_{\text{consigne}}}{V_{\text{max}}} \right)^2 \right] + (1 - \alpha) \left(\frac{L^{(t)} - D_{em}^{(t)}}{D_{\text{max}}} \right)^2$$

Avec J = classes d'apports parmi les M classes possibles.

P_j = probabilité d'apparition de l'apport j

2.2.2. Relation fondamentale de l'optimisation par programmation dynamique stochastique:

Le processus d'optimisation par PDS est basé sur une **équation réursive** (backward) permettant d'optimiser le critère de performance en tenant compte des aléas des apports. On la qualifie de "réursive" car l'itération se fait par **temps décompté**. Cette relation est aussi appelée **équation de Bellman-Massé** à qui l'on doit les premiers travaux en 1957 (**Figure 33**).

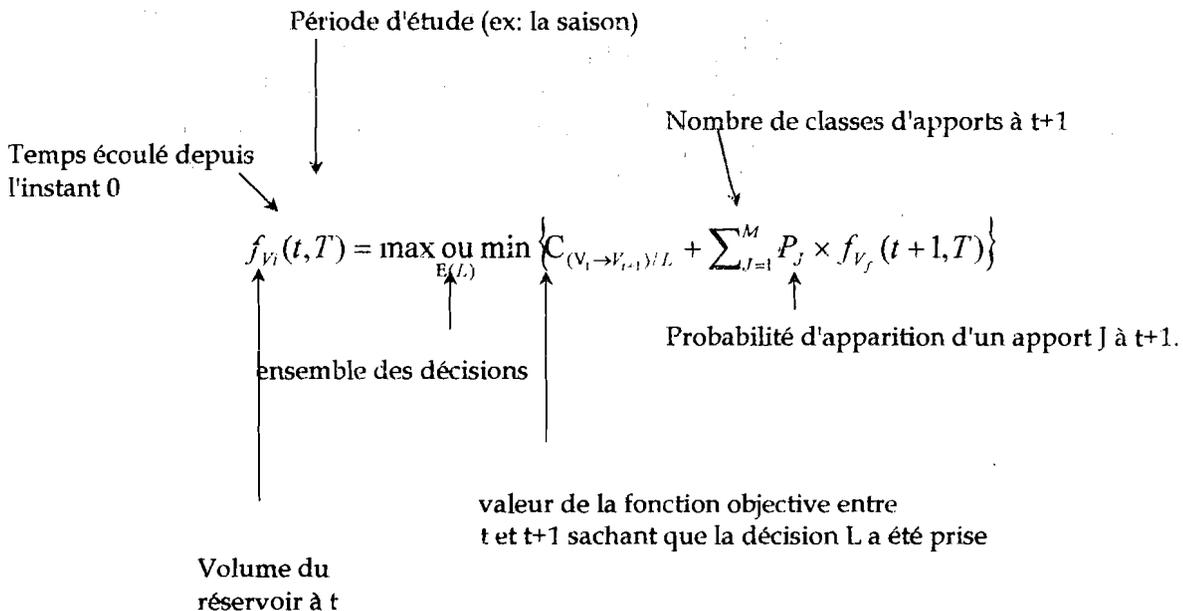


Figure 33: équation de Belman-Massé

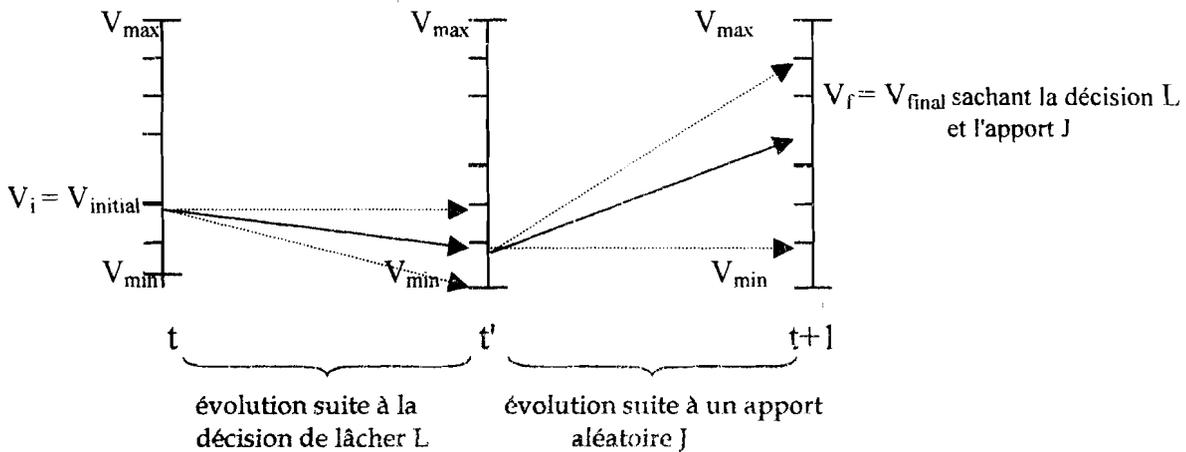
Cette méthode est basée sur des "coûts" déduits du critère d'optimisation:

- $C_{(V_t \rightarrow V_{t+1})/L}$ correspond au coût de transition entre l'état du stock V_t initial et V_{t+1} final.
- $f_{V_t}(t+1, T)$ correspond au coût des transitions pour les pas de temps à venir (en fonctionnant en pas de temps décroissant, on commence par calculer les coûts ultérieurs). Pour tenir compte de l'aléa des apports, on choisit encore une fois l'espérance mathématique.

La valeur de Bellman-Massé à un instant donné permet d'en déduire sa valeur au pas de temps précédent ainsi que le meilleur lâcher correspondant. La prise en compte d'un apport aléatoire relève d'une gestion en avenir incertain. Pour contourner ce biais, on utilise l'espérance mathématique des apports. De plus cette méthode raisonne en temps décroissant ce qui permet de faire une gestion fonction du futur. En revanche, et contrairement aux méthodes déterministes, cette méthode appliquée telle qu'elle ne tient pas compte des événements passés.

2.2.3. Exemple d'algorithme d'optimisation par PDS: processus Décision - Hasard.

On parle de décision - hasard car la décision de lâcher est prise avant la réalisation de l'aléa apport. Ainsi, un état intermédiaire du système est introduit. Il correspond à son évolution suite à la décision de lâchers, sans avoir fait intervenir les apports.



- hypothèses:**
- l'optimisation se fait entre t et t+1
 - le stock est discrétisé en n niveaux
 - il existe trois valeurs d'apports probables: A_1, A_2, A_3 **indépendants** et ayant respectivement une probabilité d'apparition de P_1, P_2, P_3
 - on suppose dans un premier temps $V_i = V_3$, il y aura donc trois possibilités de lâchers: $L_1 = 0$ (ne rien lâcher), $L_2 = V_3 - V_2$ et $L_3 = V_3$ (tout lâcher).

Nous allons donc décrire les différentes étapes d'optimisation.

•**choix d'une fonction objectif:** l'optimisation d'un système dépend fondamentalement de nos objectifs, il faut donc les définir avant toute chose. On prendra par exemple la minimisation de la non satisfaction de la demande en eau et du déficit en eau relatif à un niveau de consigne (voir paragraphe 2.2.1.).

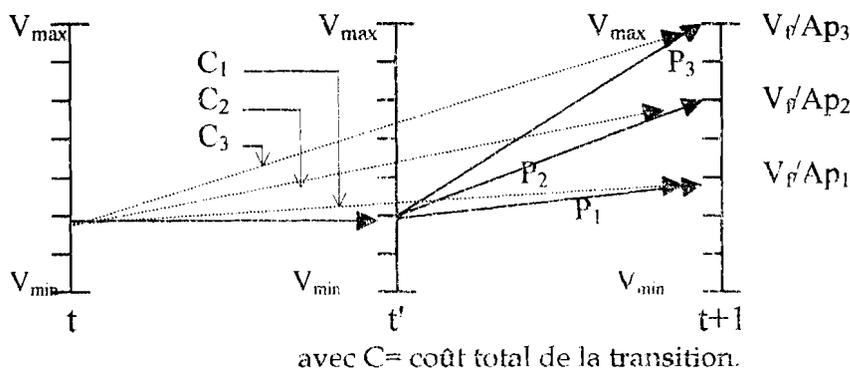
•**mise en forme de l'équation de Bellman:** dans notre exemple, elle peut s'écrire:

$$f_{V_i}(t, T) = \min_{L} \left\{ C_{(V_i \rightarrow V_{t+1})/L} + \sum_{J=1}^M P_J \times f_{V_j}(t+1, T) \right\}$$

où P_J représente la probabilité d'apparition de l'apport J, car les apports sont supposés indépendants.

$$f_{V_3}(t, T) = \min_{L=1:3} \left\{ C_{(V_3 \rightarrow V_j)/L} + \sum_{J=1}^M P_J \times f_{V_j}(t+1, T) \right\} = \min_{L=1:3} \{ C_L \}$$

Pour résoudre l'équation récurrente, il faut donc envisager les conséquences de chaque lâcher. Le schéma suivant illustre l'évolution du système suite à la règle de lâcher $L_1 = \text{ne rien lâcher}$



Le coût total correspondant à la règle L_1 sera donc:

$$C_1 = (P_1 C_1 + P_2 C_2 + P_3 C_3) + \sum_{J=1}^3 P_J f_{V_j / Ap_j}(t+1, T)$$

Remarque: Dans cet exemple on voit bien que l'aléa des apports entraîne une itération non linéaire de l'équation de Bellman. C'est pourquoi, une fonction objectif faisant intervenir des apports aléatoires va être elle aussi non linéaire. Pour obtenir une valeur unique du coût de transition, on calcule l'espérance mathématique de tous les coûts.:

$$C_{V_t \rightarrow V_{t+1}/L} = \underbrace{\alpha \left[\sum_{J=1}^M P_J \times \left(\frac{V^{(t+1)} - V_{consigne}}{V_{max}} \right)^2 \right]}_{\text{Coût espéré car ce terme dépend des apports aléatoires}} + \underbrace{(1-\alpha) \left(\frac{L^{(t)} - D_{em}^{(t)}}{D_{max}} \right)^2}_{\text{Coût instantané car ce terme dépend de variables déterminées}}$$

On peut alors écrire la relation récursive comme suit:

$$f_{V_s}(t, T) = \min_{L=t;3} \left\{ (1-\alpha) \left(\frac{L^{(t)} - D_{em}^{(t)}}{D_{max}} \right)^2 + \left[\sum_{J=1}^M P_J \times \left(\alpha \left(\frac{V^{(t+1)} - V_{consigne}}{V_{max}} \right)^2 + f_{V_j}(t+1, T) \right) \right] \right\}$$

- Bilan de la démarche à adopter sous l'hypothèse que les apports soient indépendants:**
- 1- partir de l'instant final où $f(T, T) = 0$ = valeur de la fonction objectif
 - 2- prendre arbitrairement un volume V_i à l'instant $T-1$
 - 3- sous ces hypothèses, calculer le coût total de transition pour chaque lâcher envisageable
 - 4- en déduire la valeur de la fonction de Bellman (lâcher optimum ainsi que l'espérance du coût de transition) à l'instant $T-1$
 - 5- réitérer la démarche précédente pour tous les volumes envisageables à $T-1$. On obtient alors l'ensemble des lâchers optimum, ainsi que leur coût de transition, pour tous les volumes possibles à $T-1$; soit: $f_{V_1(T-1, T)}, \dots, f_{V_{max}(T-1, T)}$.
 - 6- La même procédure peut alors être faite au pas de temps précédent

2.3. Simulation :

Analyse des règles optimisées par des indices de performance.

L'optimisation est un outil mathématique d'aide à la décision, qui nous donne la meilleure gestion à réaliser face à des situations particulières. Elle donne simplement la règle de décision optimum par rapport à un critère choisi et par rapport aux probabilités d'occurrence des apports. Il s'agira par la suite de confronter les règles trouvées à la réalité en simulant le fonctionnement par des données réelles.

L'introduction **d'indices de performance** permet de juger de la qualité de la règle de gestion lors de la simulation des règles déjà optimisées.

En outre ces indices doivent **traduire les incidents** qu'il y a eu lors de la simulation de la règle de gestion. Les incidents peuvent être de différentes natures; nous pouvons par exemple citer la **défaillance du stock, la demande non satisfaite ou le déversement important ou fréquent**.

Il existe de nombreux indices de performance, nous allons donner quelques exemples extraits de l'étude de JENDOUBI (1998):

- **Le risque:** probabilité de voir à un instant donné, l'événement en question se réaliser.
- **La résilience:** estimation du temps moyen au bout duquel le système retourne à un état satisfaisant lorsque s'est produit un incident.
- **La vulnérabilité:** mesure de l'ampleur du risque, c'est à dire la répercussion moyenne d'un incident sur la ressource pour les usagers.
- **Durée de séjour dans un état de défaillance.**
- **Temps moyen entre deux défaillances successives.**

L'objectif de ces indices est de décrire totalement les phénomènes en terme d'intensité, durée et fréquence. Chaque gestionnaire choisit ses indices qui conviennent le mieux aux caractéristiques de son système et à ses priorités.

II : ELABORATION D'UN MODELE DE GESTION OPTIMISEE

1. Introduction: les principes de gestion applicables à El Morra

L'état de l'art a montré qu'il existait différents modèles d'optimisation de gestion. En outre, l'élaboration d'une bonne gestion passe avant tout par la définition des objectifs du barrage.

El Morra a été construit en vue de la conservation des eaux et des sols. Il permet de limiter la violence des crues dans la zone proche de l'aval du barrage. Il est aussi prévu pour l'alimentation d'un périmètre irrigué à proximité de la digue. La retenue doit donc contenir suffisamment d'eau de mars à septembre pour satisfaire la demande tout en étant capable de laminier en partie les crues de septembre-octobre et mars-avril. L'apport médian annuel représente 65% de la capacité du réservoir (**Figure 34**).

Pour répondre à ces objectifs et à ces contraintes une **période de gestion annuelle ou saisonnière** semble suffisante. Le **modèle de gestion devra donc fournir les lâchers optimums** destinés à l'irrigation pour chaque pas de gestion (fixé à la décade) et ceci durant une période entière de gestion, soit une année.

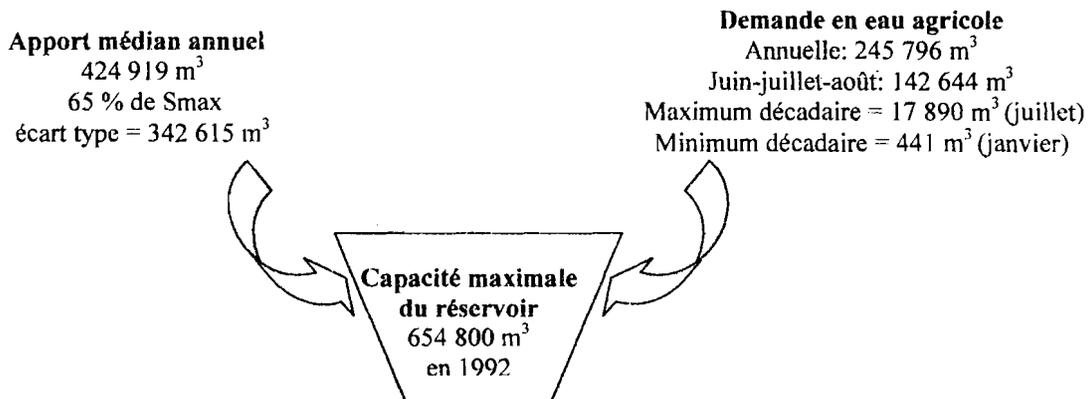


Figure 34: données synthétiques de ressources et demandes à El Morra¹⁴

L'optimisation par **programmation dynamique stochastique** a été retenue car elle répond à la gestion désirée. En effet, l'introduction de la stochasticité des apports permet de tenir compte sur la période de gestion (1 an) de l'aléa hydrologique observé sur une vingtaine d'années. De plus la PDS permet la gestion d'une ressource rare car elle tient compte des événements à venir (fonctionnement par temps décroissant). Par exemple, la méthode intègre les deux mois d'été, et évite l'assèchement systématique du barrage.

Cette optimisation permet de répondre à une demande prédéterminée, identique quelque soit l'aléa hydrologique, et les résultats professionnels passés des agriculteurs. La véritable dynamique entre ressource et usage n'est pas modélisée dans le modèle proposé. En introduisant différents scénarios de demandes, il est possible d'avoir une règle de gestion adaptée à des comportements d'agriculteurs types. Par exemple, une période de prospérité économique pourra être modélisée par une demande en eau maximum. Ainsi, une règle de gestion sera adaptée à tout type d'années hydrologiques mais à un seul scénario de demande.

Le support informatique retenu pour la programmation est le logiciel **Matlab**.

¹⁴ dans cette partie, les volumes d'eau de la retenue ne tiennent pas compte de la tranche morte du barrage de 52 000 m³

Pour élaborer l'algorithme d'optimisation par programmation dynamique stochastique, il est nécessaire de savoir si les apports sont indépendants ou pas.

• test d'indépendance de Wald-Wolfowitz (1943)

Ce test est basé sur une autocorrélation d'ordre 1. Soient (x_1, \dots, x_n) les éléments de l'échantillon. :

On définit

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i \cdot x_{i+1} + x_1 \cdot x_n$$

Si les éléments sont indépendants, R suit une distribution normale - de moyenne ¹⁵:

$$\bar{R} = \frac{S_1^2 - S_2}{n - 1}$$

- et de variance :

$$Var(R) = \frac{S_2^2 - S_4}{n-1} + \frac{S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4}{(n-1)(n-2)} - \bar{R}^2$$

On teste l'indépendance de l'échantillon à partir de la variable centrée réduite :

$$U = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var(R)}}$$

Si la valeur absolue de U est inférieure ou égale à 1,96 alors l'indépendance de l'échantillon peut être acceptée au niveau de signification de 5%. Il est à noter que le rejet de l'hypothèse d'indépendance implique l'existence d'un lien entre les valeurs successives de l'échantillon.

• application du test d'indépendance aux séries d'apports

Il est important de savoir si les années hydrologiques sont dépendantes les unes des autres. En effet peut-on considérer chaque série dans n'importe quel ordre ou bien est ce qu'une année sèche (ou humide) entraîne une année de même type ?

Pour cela, le test de Wald Wolfowitz est appliqué sur la série d'apports annuels de 1975 à 1998. On obtient une valeur $U = 0,641 < 1,96$

De même, on s'intéresse à l'indépendance des apports d'une décennie à l'autre. Le test est donc appliqué aux valeurs d'apports décennales sur la série continue 1975-1998: $U = 1,414 < 1,96$

On peut en conclure qu'il y a indépendance des apports entre chaque année, c'est à dire l'absence de lien physique entre ces éléments, de même qu'entre les apports de chaque décennie.

¹⁵ $S_r = \sum_{i=1}^{i=n} x_i^r$

2. Algorithme d'optimisation appliqué au barrage El Morra

La théorie de la gestion par programmation dynamique stochastique a été développée dans l'état de l'art de ce mémoire, c'est pourquoi l'ensemble des travaux faits dans ce domaine ne sera pas développé. Bien entendu, la méthode adaptée au système El Morra est présentée ci-après.

2.1. Discrétisation des stocks et des apports

L'ensemble des stocks de la retenue est rendu discret par la théorie des réservoirs de Moran qui consiste à subdiviser l'état du réservoir en n classes égales. Le nombre de discrétisation n'est pas évident à choisir. Plus il est grand, meilleure sera la gestion. Cependant le nombre de cas à traiter par l'algorithme augmente très vite et il faut tenir compte des limites de puissance de l'ordinateur utilisé. D'autre part c'est aussi la demande qui régleme la discrétisation. En effet, les lâchers déduits de la règle de gestion ont pour unité un "bloc" de discrétisation. Il faut donc éviter les incohérences du type "le barrage est discrétisé en 100 niveaux de 6000 m^3 tandis que la demande décadaire n'est que de 3000 m^3 ".

Dans le cas de El Morra, c'est la limitation de la demande qui nous fera choisir la classe de discrétisation. En effet, une gestion au pas de temps décadaire entraîne de faibles demandes par décades. Prenons l'exemple du scénario 1 de demande (**Tableau 10**). Si le barrage est discrétisé en 110 niveaux de manière à avoir des classes de 6000 m^3 , les lâchers seront donc des multiples de 6000. Comment satisfaire les demandes décadaires entre octobre et mars, où les demande sont inférieures à 3000 m^3 , sans gaspiller trop d'eau? Une discrétisation par 3000 m^3 semble plus adaptée. Les limites informatiques ne nous permettent pas d'aller vers une discrétisation plus fine, car avec des unités de 3000 m^3 le barrage se décompose en 219 niveaux (matlab gère difficilement les matrices ayant plus de 255 lignes ou colonnes).

	sept	oct	nov	déc	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil	août
demande mensuelle	15489	8852	6685	6046	1322	2362	6012	21481	34905	51670	53670	37306
demande décadaire	5163	2951	2228	2015	441	787	2004	7160	11635	17223	17890	12435
correspondance de la demande en classes de 6000 m^3	6000	0	0	0	0	0	0	6000	12000	18000	18000	12000
correspondance de la demande en classes de 3000 m^3	6000	3000	3000	3000	0	0	3000	6000	12000	18000	18000	12000

Tableau 10: Correspondance entre la demande décadaire et des classes de discrétisation.

Il est à noter que les deux niveaux extrêmes ne sont pas homogènes aux autres:

Niveau 219	: volume de la retenue compris entre 652 500 et 654 800 m³	(2300 m ³)
Niveau n	: volume de la retenue de l'intervalle 3000.(n-1). ± 3000/2	(3000 m ³)
Niveau 1	: volume de la retenue compris entre 0 et 1500 m³	(1500 m ³)

Quant aux apports, le découpage en classes ne peut se faire que de façon arbitraire tout en veillant à ne pas dénaturer le profil des chroniques par un découpage très grossier. Afin de faciliter la procédure d'optimisation, les apports seront discrétisés de la même manière que les stocks. En effet en considérant la même discrétisation on pourra raisonner en unités d'apport (3000 m³) qui remplissent des unités de stockage, et évitant ainsi le chevauchement de classes. Le tableau de discrétisation des apports est présenté en **annexe V**.

2.2. Détermination de la distribution de probabilité des apports

Etant donné que les apports sont établis d'après des réalisations historiques reconstituées et que les apports de périodes de retour supérieures à la période d'étude (24 ans) ne sont pas pris en compte (**événements supposés exceptionnels**), nous supposerons en dehors d'un ajustement statistique de la série, que la probabilité d'apports n'est autre que la fréquence empirique d'apparition des réalisations observées appartenant à une classe déterminée.

Exemple: quelle est la probabilité des apports de classe 22 ($\in [66\ 000 \pm 3000/2] \text{ m}^3$) durant la deuxième décennie d'août? Sur les 24 séries historiques, il y a eu un seul apport correspondant à la classe 22 lors de cette décennie (en 1975: 65 788. m³)

$$P(\text{classe 22} - 2^{\text{ième}} \text{ décennie d'août}) = 1 / 24 = 0,042$$

Cette méthode appliquée à chaque classe d'apports par décennie permet de construire une matrice de dimension (nombre d'années-décades) contenant les probabilités d'apparition. Nous appellerons cette matrice **SAPR** (Stock – Apports – Probabilité).(voir **annexe VII**)

Remarque: on peut parler de probabilité d'occurrence ou d'apparition car nous avons justifié que les apports étaient indépendants d'une décennie à l'autre.

2.3. Détermination des sorties: lâchers, besoins, infiltrations, évaporation

L'unité des **lâchers** d'eau correspond à l'unité de discrétisation (3000 m^3). L'erreur due à la grossièreté de la discrétisation est inévitable. En outre, pour **améliorer la règle** de gestion, un **lâcher maximal décadaire** en concordance avec les objectifs, peut être imposé. Cette hypothèse dans l'algorithme d'optimisation permet de rejeter les règles entraînant une vidange du barrage très rapide. Si l'on fait abstraction de cette contrainte, la gestion n'est plus dans une **logique de pénurie** d'eau mais une gestion en mode normal. En effet quelle logique y aurait il à lâcher plus de 10% du réservoir ($66\ 000 \text{ m}^3$) sachant que la demande décadaire est de $17\ 890 \text{ m}^3$ à son maxima ? Ainsi, pour répondre à une gestion annuelle sous un climat semi-aride, les lâchers décadaires seront **limités à $57\ 000 \text{ m}^3$** (19 unités de 3000 m^3) soit 3 fois la demande maximale décadaire. Cette valeur est bien entendu plus faible que la capacité de vidange décadaire du réservoir ($653\ 000 \text{ m}^3$)

Les **demandes** sont déterminées à partir de scénarios mensuels établis dans la partie précédente. Pour tenir compte d'une demande décadaire, la demande mensuelle est répartie en trois parts égales.

Les **infiltrations** décadaires sont liées à la charge hydraulique par la relation:

$$V_{\text{infi}} = aV^b$$

Avec $a = 1,17 \cdot 10^{-11}$

$b = 2,57$

V, volume de la retenue tel que $V=0$ à la hauteur du radier

Les **évaporation** décadaires sont liées au volume de la retenue par la relation:

$$V_{\text{ev}} = a(V + 52\ 000) + b$$

Avec a et b , deux coefficients décadaires (

V, volume de la retenue tel que $V=0$ à la hauteur du radier

2.4. objectifs de gestion

Un des objectifs principaux est bien entendu d'optimiser la satisfaction de la demande. En contre partie, il est intéressant de garder le niveau d'eau proche d'un niveau de consigne permettant de ne pas vider le barrage et de pouvoir assurer une irrigation pour le pas de temps suivant, en espérant un apport d'eau probable. De plus, même en gestion annuelle, il est intéressant de ne pas finir sa période de gestion sur un stock inférieur à un minimum garantissant un volume d'eau initiale pour la période suivante. Pour répondre à l'ensemble de ces attentes nous allons emprunter le critère d'optimisation de LEBDI, 1990.

$$C^t = \alpha \left[\sum_{j=1}^M P_j \times \left(\frac{V^{(t+1)} - V_{\text{consigne}}}{V_{\text{max}}} \right)^2 \right] + (1 - \alpha) \left(\frac{L^{(t)} - D_{em}^{(t)}}{D_{\text{max}}} \right)^2$$

Avec: V^{t+1} : volume du réservoir au temps t+1

P_j : probabilité d'apparition de l'apport J

L : volume d'eau lâchée à l'aval du barrage

D : demande en eau par le périmètre.

α : pénalité départageant les 2 objectifs exprimés par la fonction objectif

V_{consigne} : est un niveau du réservoir juger satisfaisant pour la gestion. Au dessus de ce niveau, on considère qu'il y a suffisamment d'eau et que l'on peut lâcher de l'eau pour l'irrigation. En dessous, il est préférable de faire attention aux lâchers, quitte à ne satisfaire qu'une partie de la demande pour rester proche de ce niveau. Ce stock immobilise l'eau dans la retenue pour les pas de temps suivant mais aussi pour éviter une pénurie due à des événements exceptionnels qui eux ne sont pas pris en compte dans l'aléa hydrologique.

En gestion interannuelle d'un grand barrage (capacité de plusieurs millions de m^3), il est souvent conseillé de prendre ce stock égale à la médiane des apports annuels, sachant que la moyenne ne caractérise pas convenablement la répartition des apports. Cependant, la capacité du barrage collinaire El Morra ne permet pas de faire une gestion interannuelle; l'apport médian annuel étant égale à 65% de la capacité de la retenue, le barrage se remplit et se vide en une année. On le définit à 50 % de la médiane des apports annuels soit 213 000 m^3 (72 niveaux de discrétisation).

2.5. Evolution décision-hasard et calcul des coûts de transitions appliqués au barrage El Morra

Conditions initiales:

- Les apports sont associés à une probabilité d'apparition.
- Le réservoir est discrétisé en 219 niveaux (de 0 à 654 800 m³)
- La gestion se fait sur 36 décades.

Pour chaque décade, on considère tous les niveaux du barrage. Pour un niveau d'eau i , on teste tous les lâchers envisageables variant entre 1 et $\max(1, i-19)$ et faisant aboutir le système au niveau j (Figure 35).

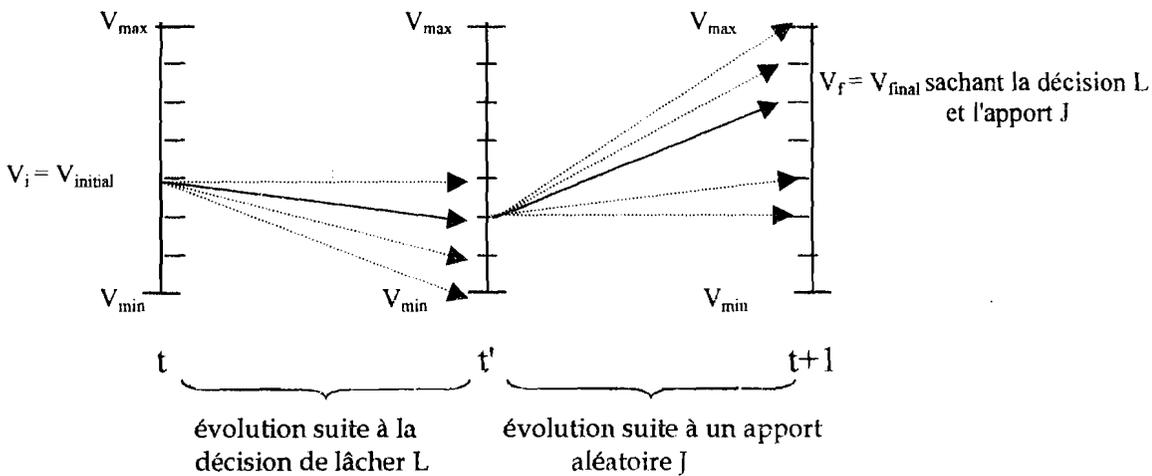


Figure 35: évolution décision - hasard

La première étapes est donc d'effectuer un lâcher. Pour une décision de lâcher:

• calcul du coût instantané : dû à la décision de lâchure. Il est basé sur la satisfaction de la demande en eau.

$$(1-\alpha) [(L-D)/D_{max}]^2$$

Avec: L : volume d'eau lâchée pour l'irrigation
 D : demande en eau par le périmètre.
 α : paramètre de gestion

On ne tient pas compte de la pluie qui satisfait une partie de la demande.

• Puis on fait évoluer le système par un apport aléatoire. Pour cela on considère tous les apports possibles. Ceci est possible car nous avons justifié au préalable que nos apports sont indépendants d'une décade à l'autre. Pour chaque apport, le nouveau niveau d'eau dans le barrage est calculé (Figure 35). La difficulté d'intégrer la pluie directe sur le barrage dans le modèle d'optimisation pose un problème. Cependant, étant négligeable par rapport aux apports par ruissellement, nous n'en tiendrons pas compte.

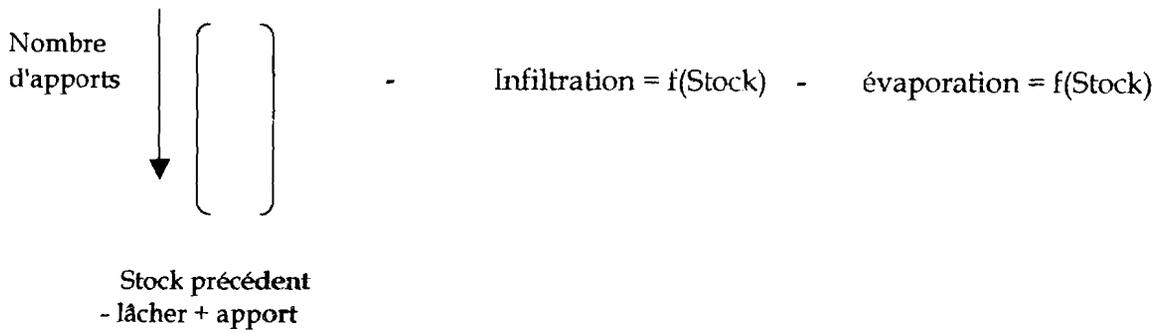


Figure 36: Calcul des nouveaux stocks d'eau sous forme matricielle, suite aux pertes par infiltration et par évaporation

• calcul du coût espéré:

Le coût espéré traduit la garantie d'un stock consigne. Pour avoir une valeur unique du coût espéré qui tienne compte de toutes les évolutions possibles, on associe chaque transition à son espérance mathématique. Le coût espéré sera donc la somme des espérances des évolutions possibles du système.

$$\alpha \left[\sum_{J=1}^M P_J \times \left(\frac{V^{(t+1)} - V_{\text{consigne}}}{V_{\text{max}}} \right)^2 \right]$$

- Avec: V^{t+1} : volume du réservoir au temps t+1
- $V_{\text{consigne}} := 213\,000 \text{ m}^3$ (72 niveaux de discrétisation).
- α : paramètre de gestion
- P_J : probabilité d'apparition de l'apport J

L'avantage de la méthode Bellman-Massé est qu'elle tient compte des événements à venir. En effet, en fonctionnant par temps décroissant, il est possible de calculer le coût cumulé au fur et à mesure des transitions. Ainsi, au coût espéré associé au stock consigne, il faut ajouter l'espérance du coût de la transition précédente (correspondant à une transition ultérieure dans le temps).

$$\sum_{J=1}^n P_J f_{V_J, AP_J}(t+1, T)$$

• coût optimal de transition est alors calculé:

$$C_{\text{opt}} = \min_{\text{(sur l'ensemble des décisions)}} \{ \text{Coût instantané} + \text{coût espéré consigne} + \text{Coût espéré ultérieur} \}$$

Le lâcher optimal sera alors le lâcher correspondant à la transition qui aura le coût optimal.

Cette boucle est alors réitérée pour chaque niveau du barrage et pour chaque pas de temps.

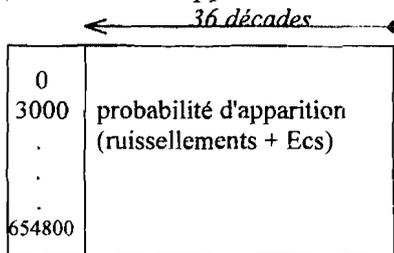
Le résultat de l'optimisation est un couple (lâcher-coût) optimum pour chaque niveau du réservoir et pour chaque pas de temps.

2.6. Structure du programme d'optimisation sous matlab

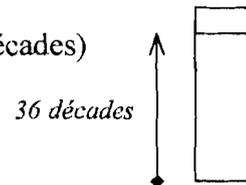
2.6.1. Fichiers d'entrée, de sortie et variables du programme.

• Fichiers d'entrée (voir annexe VII):

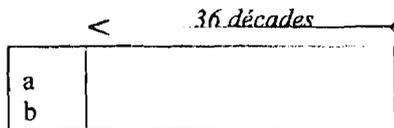
sapr : fichier texte Stock-Apport-Probabilité: Matrice (nombre de niveaux, 1+36 décades)



besoinO : fichier texte de la demande en eau: (1+36 décades)



coefevapO : fichier texte des infiltrations: Matrice (2, 1+36 décades)



remarque: le temps est décroissant dans l'optimisation, il faut donc remplir chaque matrice en commençant par la dernière période: août III - août II - août I - juillet III - septembre I

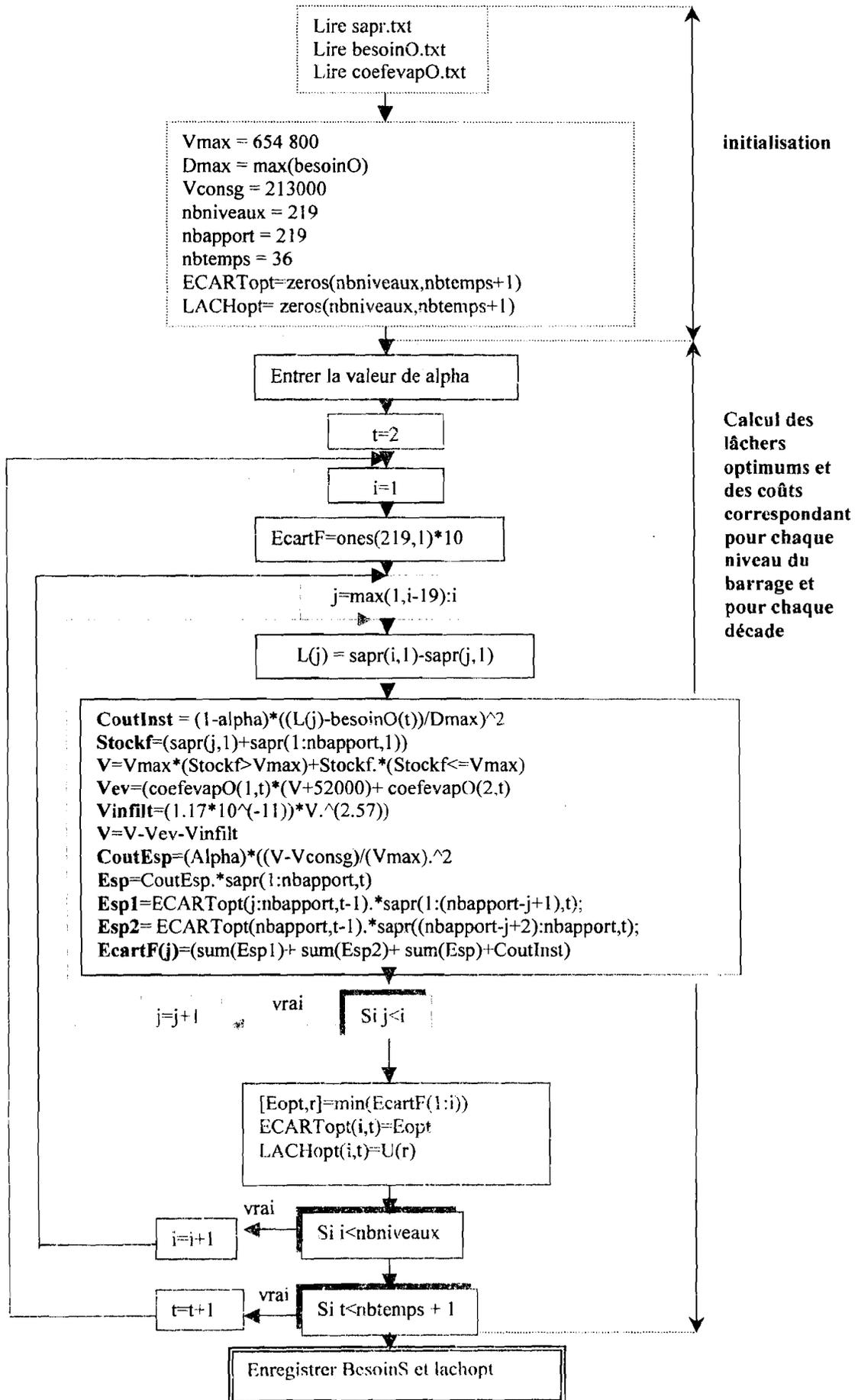
• variables du programme:

Vmax : capacité maximale du réservoir en m³
 Vconsg: : volume de consigne en m³
 Dmax : demande décadaire maximale en m³
 α : coefficient de pondération des objectifs de gestion (0,1)-
 (α proche de zéro favorise la satisfaction de la demande)
 L : décision de lâchure en m³
 CoutInst : coût instantané suite à une décision de lâchure
 EcartF : coût total dû à une décision de lâchure pour un niveau donnée
 Eopt : coût minimum correspondant à la lâchure optimum pour un niveau donnée
 r : rang de la matrice des EcartF correspondant à Eopt, il donne donc le rang de la décision optimale dans la matrice des décisions L

• matrices de sortie:

ECARTopt :matrice (nbniveau - nbtemps+1): résultats d'optimisation en coût optimale pour chaque niveau d'eau dans le barrage et chaque décade de gestion.
 LACHopt : matrice (nbniveau - nbtemps+1): résultats d'optimisation en lâcher optimale pour chaque niveau d'eau dans le barrage et chaque décade de gestion.

2.6.2. Organigramme du programme d'optimisation



3. Gestion des risques par simulation

L'optimisation précédente permet d'établir les lâchers les moins pénalisants par rapport à un critère choisi. Ce dernier dépend d'un paramètre de gestion α . Même si la règle de gestion est optimale, le stock d'eau peut rentrer dans un état de défaillance. Selon la valeur de α , le système entre plus ou moins souvent dans des états de défaillances et avec des amplitudes différentes. L'idée est donc de calculer la règle de gestion optimisée pour plusieurs valeurs de α , définir les incidents possibles au niveau de la retenue, puis étudier ces incidents en fonction du paramètre α par une simulation du fonctionnement du barrage. Les incidents pourront être quantifiés à l'aide d'indices de performance préalablement définis.

3.1. Incidents et indices de performance du système "El Morra"

3.1.1. Les événements dommageables

Classiquement, trois types d'incidents peuvent être envisagés:

- **la défaillance du stock:** l'eau atteint un niveau inférieur alarmant: le radier d'irrigation (il ne reste que la tranche morte de la retenue)
- **La déverse:** L'eau se trouve au niveau du déversoir
- **La non satisfaction de la demande:** Les lâchers d'eau n'arrive pas à satisfaire les demandes.

Ainsi les deux premiers incidents sont décrits par des comparaisons à des niveaux de consignes (radier d'irrigation et déversoir) tandis que le dernier est une comparaison à la demande réelle affichée.

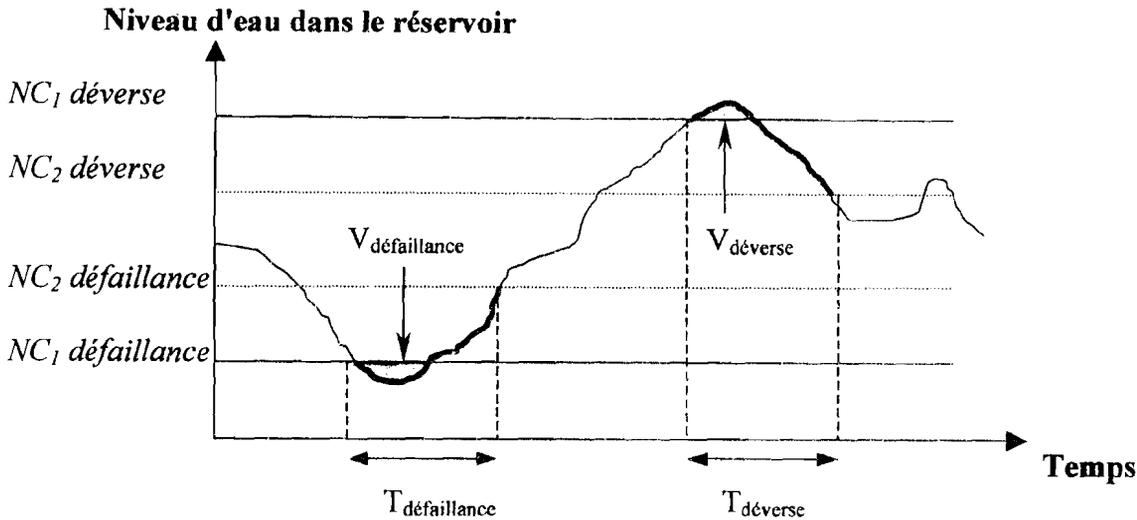
3.1.2. Quantification des événements dommageables

Un événement ne peut être décrit à l'aide d'un seul paramètre. Par analogie à la description des précipitations, les incidents vont être décrits selon trois indices de performance caractérisant l'**intensité, la durée et la fréquence** du phénomène.

- **le risque (fréquence):** correspond à la probabilité d'avoir une défaillance, une déverse ou une demande non satisfaite.
- **la vulnérabilité (intensité):** correspond au volume perdu ou manquant à l'origine de l'incident.
- **la résilience (durée):** temps entre l'entrée du système dans un état dommageable et son retour à un état satisfaisant.

Quantification de la défaillance du stock et de la déverse:

La Figure 37 illustre une défaillance et une déverse. Ces deux incidents pourront être caractérisés par leur vulnérabilité (V) et leur résilience.(T).



NC₁: Niveau de consigne au-delà duquel il y a un incident
 NC₂: Niveau de consigne jugé satisfaisant par rapport à un incident

Figure 37: schéma de la vulnérabilité et de la résilience pour une déverse et une défaillance

NC₂ représente des niveaux du réservoir jugé satisfaisant, permettant d'éviter des incidents. Ils servent à définir la résilience de chaque événements dommageable. Ainsi on fixe:

$$NC_2 \text{ déverse} = NC_1 \text{ déverse} - \text{apport médian maximal sur les 24 années reconstituées}$$

(correspond à l'apport de la 2^{ème} décade de mars)

$$= 654\,390 - 39\,660 = 614\,730 \text{ m}^3$$

$$NC_2 \text{ défaillance} = NC_1 \text{ défaillance} + \text{demande lors de la campagne de pointe (juin-septembre)}$$

(dépendant du scénario de demande) = 142 644 m³

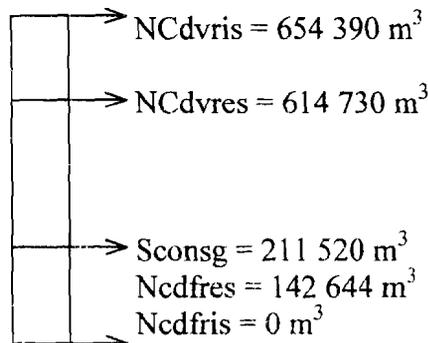


Figure 38: Schéma des niveaux de consigne et de gestion

Ces deux indices de performance ne permettent pas de juger de la répétition des incidents, c'est pourquoi la notion de risque est introduite (nombre de décades où V > NC₁ sur le nombre total de décades).

Quantification de la demande non satisfaite:

Elle ne se fait plus par rapport à des niveaux de consigne, mais par rapport à la demande réelle. On définit un taux de non satisfaction de la demande (fourniture < 60% de la demande) en dessous duquel on considère le système en incidence. Nous pouvons justifier cette hypothèse de non satisfaction par les observations faites sur le terrain. En effet, même si l'eau est disponible, les agriculteurs ont tendance à moins irriguer par rapport aux besoins en eau des plantes. Ainsi, une valeur assez faible de ce taux a été prise.

Risque de non satisfaction = (temps lorsque (demande/fourniture) < 0,6) / (temps de simulation)

Vulnérabilité de non satisfaction = moyenne des volumes d'eau annuels qui n'a pas satisfait la demande

Quantification de l'eau lâchée en plus de la demande agricole:

Dans l'objectif d'atteindre un niveau de consigne, les lâchers pourront être supérieurs à la demande agricole. Cet indice (VSUP) représente la moyenne des volumes annuels lâchers en surplus de la demande. Il est pertinent car il indique l'eau disponible non utilisée pendant les pas de temps précédents et occasionnant éventuellement des défaillances. Il indique une perte d'eau car le barrage collinaire El Morra n'a pas pour objectif de recharger une nappe.

BILAN: les indices retenus sont répertoriés dans le **Tableau 11**. La vulnérabilité de défaillance n'est pas citée car il n'a pas été possible de la modéliser.

Risque (probabilité d'un événement)	Vulnérabilité (volume moyen annuel - en m ³)	Résilience (retour à un état "normal" - en décade)
Risque de défaillance (RDF)	Vulnérabilité de lâchers non agricoles (VSUP)	Résilience de défaillance (RESDF)
Risque de déverse (RDV)	Vulnérabilité de déverse (VDV)	Résilience de déverse (RESDV)
Risque de non-satisfaction de la demande (RBN)	Vulnérabilité de non-satisfaction de la demande (VBN)	*****

Tableau 11: Indices de performance retenus

D'autres indices seraient intéressants pour caractériser les règles optimisées de gestion, mais il est souvent difficile de les traduire sous forme mathématique simple pour les intégrer à l'algorithme. Par exemple, il serait utile de savoir "à chaque fois que le système entre dans une plage à risque, combien de fois il aboutit effectivement à une défaillance".

3.2. Algorithme du modèle de simulation permettant d'évaluer un règle de gestion

La procédure d'optimisation a fixé les consignes de gestion pour le réservoir en termes de lâchures optimales et pour chaque valeur du coefficient α . L'objectif de la simulation est de quantifier des indices de performance permettant de juger de la pertinence de la règle de gestion. Plus la simulation se fait sur une longue période, meilleure est l'appréciation des indices de performance. Ainsi, la **durée de simulation** est fixée à **200 années**.

Dans un premier temps les stocks d'eau sont calculés selon le fonctionnement du barrage et les lâchers en aval:

- Les lâchers en aval correspondent aux lâchers optimisés. Cependant, la demande décadaire de certains mois (janvier, février) est très faible $< 500 \text{ m}^3$ et les lâchers optimisés sont multiples de 3000 m^3 , ce qui fait que l'optimisation de la règle n'en a pas tenu compte. Pour combler une partie de cette lacune **sans altérer la règle optimisée** la modification suivante a été faite sur les lâchers:

Pour tout niveau supérieur au niveau jugé "confortable" par rapport à la défaillance ($N_{cdfres} = 142\,644 \text{ m}^3$), on satisfait la demande ou 500 m^3 au maximum si la règle optimisée conseille de ne rien lâcher. Ce lâcher améliore la règle de gestion sans en altérer son optimisation.

- La génération des apports consiste à choisir 200 années hydrologiques au hasard, parmi la série d'observation reconstituée sur 24 ans. On peut choisir une année hydrologique au hasard car il y a indépendance des apports d'une année à l'autre. La fonction hasard est basée sur l'horloge interne de l'ordinateur.

"En outre, dans la région du centre tunisien, la probabilité d'avoir deux années sèches successives est de 2 à 4 fois en 90 ans, et celle d'avoir trois années sèches successives est de 2 à 3 fois en 90 ans. La succession de quatre années sèches n'est pas encore un phénomène observé "(EAU 21-1998 cité dans les travaux de Jendoubi S, 1998)¹⁶. Un test est alors imposé sur le choix des 200 périodes; il consiste à ne pas tirer la même année plus de trois fois successives.

- Les infiltrations et l'évaporation sont intégrées dans la simulation de la même façon que celle exprimée pour le bilan décadaire (Partie I paragraphe 8.2.). La pluie directe sur le barrage peut être intégrée à la simulation. La pluie et le ruissellement des 24 années historiques sont classés dans des matrices (années_décades). Ainsi, lorsque l'on choisit une année hydrologique, on choisit la pluie et son ruissellement correspondant. Les stocks d'eau sont donc enregistrés dans une matrice de dimension (200 années, 36 décades).

les résultats de la simulation sont exploités de la manière suivante:

Les indices de performance associés aux défaillances, débordement et non satisfaction de la demande sont calculés à partir de cette matrice et selon les principes expliqués au paragraphe précédent (3.1.)

¹⁶ DG/ETH, 1998.-Stratégie du secteur de l'eau en Tunisie à long terme 2030: EAU 21. Rapport final, DG/ETH.

3.3. Structure du programme de simulation sous matlab

3.3.1. Fichiers d'entrée, de sortie et variables du programme.

- **Fichiers d'entrée (voir annexe VIII) :**

Attention: les décades sont cette fois classées en ordre croissant du mois de janvier au mois de décembre

- apmoy : fichier texte contenant les apports décadaires en m^3 (ruissellement + écoulements souterrains) sur une série reconstituée de 24 ans. (forme matricielle (année,décade))
- pluies : fichier texte contenant les pluies en mm sur une série reconstituée de 24 ans. (forme matricielle (année,décade))
- coefevapS : fichier texte contenant les coefficients a et b décadaires de la formule $Evaporation = a \cdot (volume\ retenue) + b$ (forme matricielle (2,36))

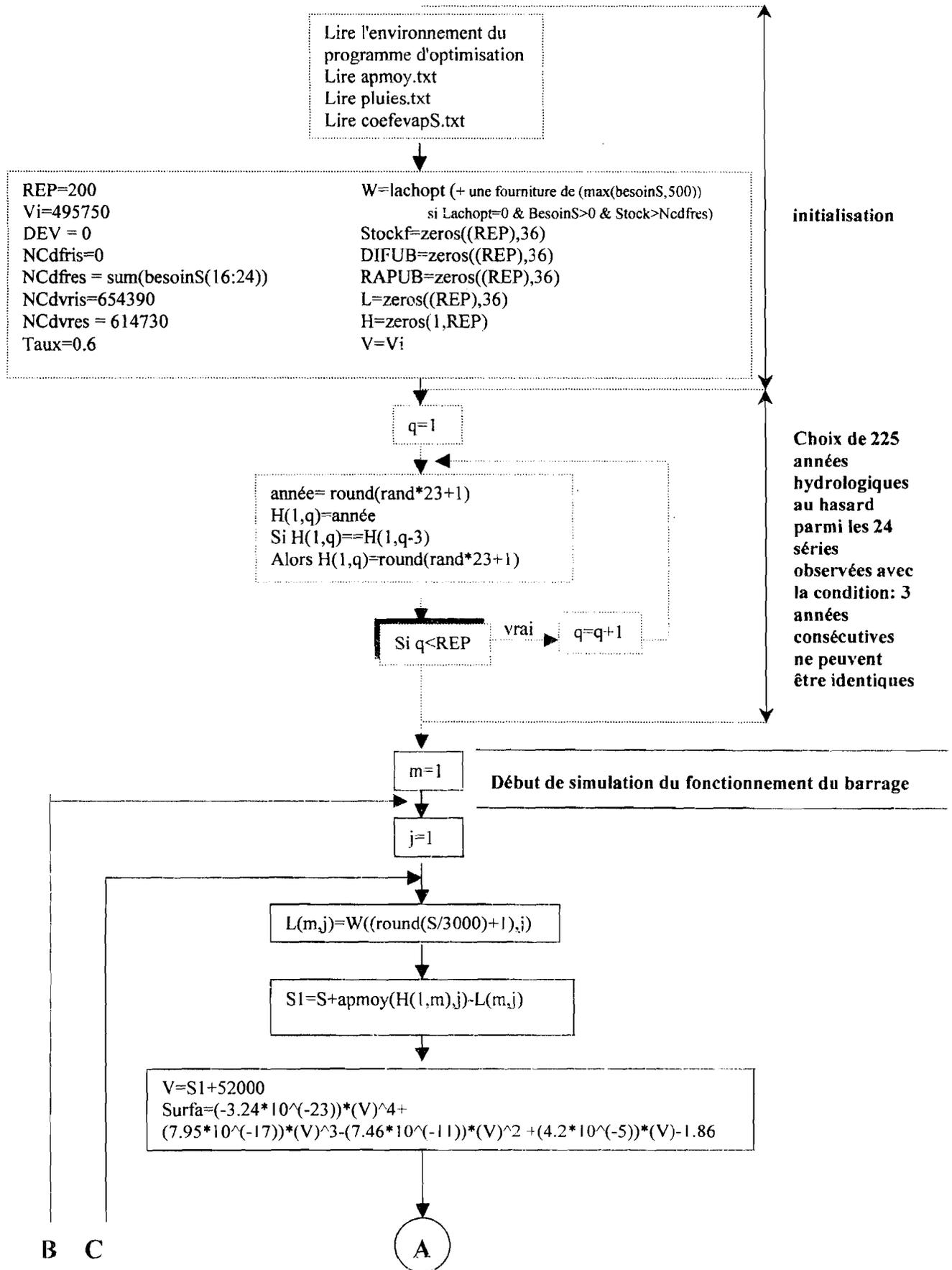
- **variables du programme:**

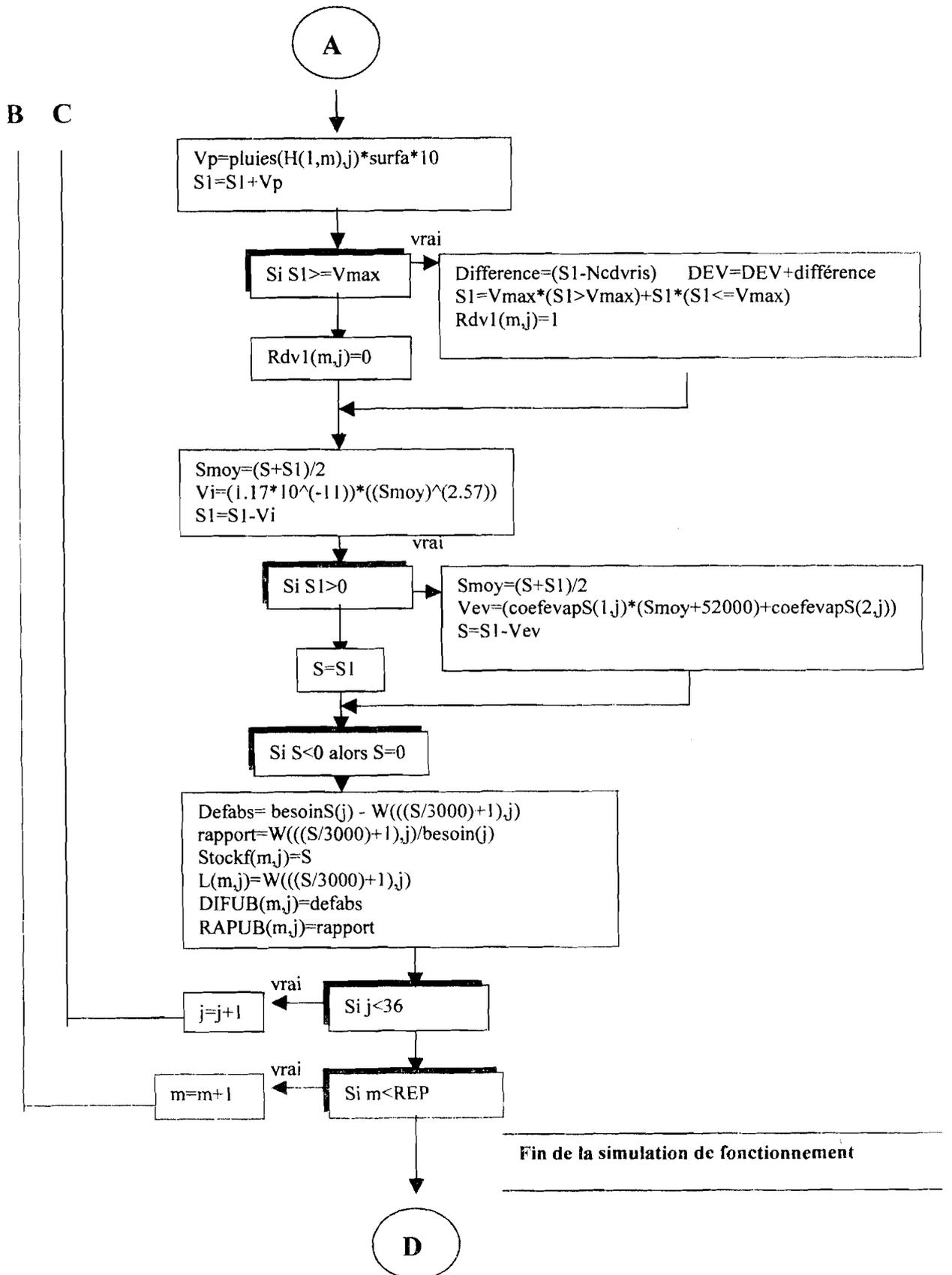
- besoinS : Matrice (36,1) contenant les demandes en eau décadaire (irrigation) du mois de janvier au mois de décembre
- lachopt : Lâchers optimums pour α fixé en fonction des stocks et de la décade. (forme matricielle (niveaux du stock , décade) (**résultat de l'optimisation**))
- REP : nombre d'années de simulation (REP=répétition=200)
- Si : stock d'eau initial en début de simulation
- NCdfriS : niveau de consigne correspondant au risque de défaillance en m^3 (Smin)
- NCdfres : niveau de consigne correspondant à un stock jugé satisfaisant par rapport à la défaillance m^3 (besoin lors de la campagne de pointe juin-août)
- NCdvris : niveau de consigne correspondant au risque de déverse du stock en m^3 (Smax)
- NCdvres : niveau de consigne correspondant à un stock jugé satisfaisant par rapport à la déverse en m^3 (Smax-apport médian de la deuxième décade de septembre)
- Taux : pourcentage de satisfaction de la demande en dessous duquel on considère que la demande est non satisfaite
- H : vecteur (REP), contient un numéro au hasard entre 1 et 20 dans chaque champ correspondant à une année hydrologique parmi les 20 années observées
- defabs : déficit absolu par rapport à la demande réelle
- rappor : rapport lâcher sur demande
- DEV : volume déversé sur toute la simulation
- L : matrice (REP,36), où sont enregistrés les lâchers selon les niveaux de stocks simulés
- DIFUB : matrice (REP,36), où sont enregistrés les écarts absolus entre la demande et les lâchers optimums tirés de la matrice L
- RAPUB : matrice (REP,36), où sont enregistrés les rapports entre les lâchers et la demande

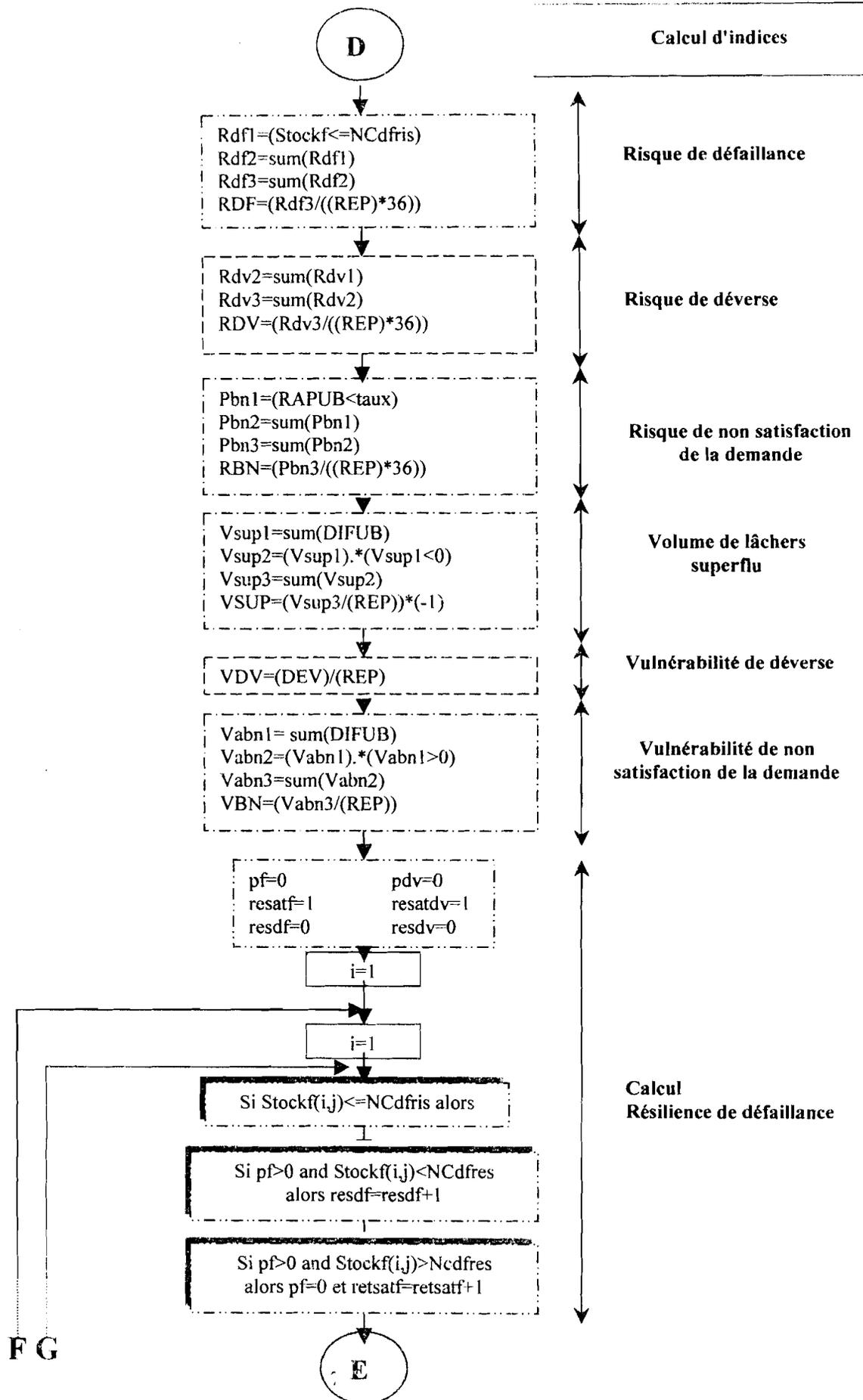
- **données de sortie:**

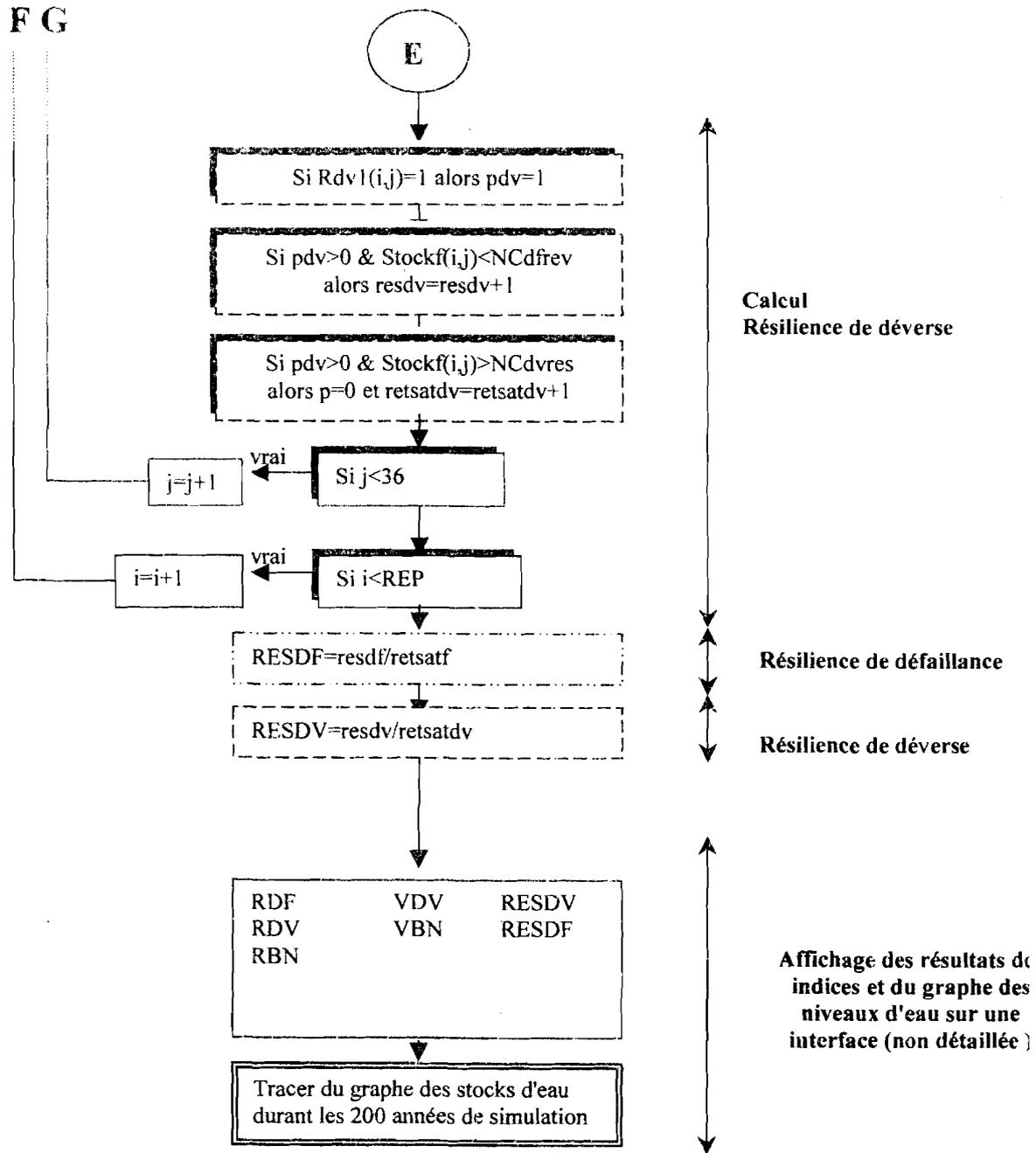
- Stockf : matrice (REP,36), où sont enregistrés les stocks finaux de la simulation
- Tous les indices de performances explicités précédemment.

3.3.2. Organigramme du programme de simulation









4. Interprétation des résultats d'optimisation et de simulation au niveau de El Morra

Avant d'exposer les résultats du modèle, il est important de resituer les limites de validité de la règle optimisée. Elles résident dans la limite des hypothèses choisies.

La première est le découpage des variables nécessaires à la modélisation. Tout d'abord, le pas de temps, sur lesquels la décision de gestion est définie globalement pour toute la période, doit être le support d'événements à durée diverse. Une crue se passe en quelques heures tandis qu'une réponse agronomique est visible qu'en terme de jours. D'autre part le découpage de variables physiques tels que les apports ou les stocks d'eau entraîne des erreurs encore plus grossières. Il s'agit donc de connaître ces hypothèses obligées et d'en accepter les biais qu'elles peuvent engendrer.

La seconde hypothèse est la décision de limitation des lâchers à un maximum de 57 000 m³ de façon à adapter la règle de gestion à une pénurie d'eau. Cette contrainte est liée au contexte de gestion en milieu semi-aride qui impose de garder l'eau stockée si elle n'est pas utilisée. Sans cette hypothèse, l'algorithme "décision-hasard" considère tous les lâchers, y compris la vidange totale du réservoir.

La troisième hypothèse concerne la quantification du bénéfice retiré de la gestion. La valeur de l'eau prend des aspects divers pour lesquels il n'est pas aisé de trouver une unité commune. Certains usages de l'eau n'ont pu être affectés d'une valeur économique chiffrée. C'est pour cette raison et pour la complexité de formulation d'un objectif économique que l'hypothèse du bénéfice retiré de la gestion revient à la formulation d'une fonction physique, c'est à dire reporter au m³ d'eau demandé.

La dernière hypothèse revient au choix de la méthode d'optimisation. En effet, nous avons choisi la méthode dite décision-hasard où la décision de lâchure est prise avant l'aléa apport. Nous aurions pu prendre une méthode plus déterministe où le choix de décision se fait alors que l'apport est connu. Cependant, la première méthode intègre la stochasticité des apports qui a une importance non négligeable sous le climat semi-aride tunisien.

Les résultats de gestion optimisée du barrage collinaire El Morra n'ont de valeurs que dans le cadre de ces hypothèses.

4.1. Description des règles optimisées selon la pénalité α

L'optimisation est faite suivant les 4 hypothèses citées précédemment. Il en résulte un "tableau de bord" par pénalité donnant les lâchers optimums par décade et par niveau d'eau dans le réservoir. Les 8 indices de performance d'une règle de gestion sont établis par simulation. Le nombre de simulations effectuées est de six après quoi il est remarqué une stabilité dans les valeurs des indices de performance; les valeurs retenues sont les moyennes des indices obtenus sur 6 simulations par pénalités (**Tableau 12**). A chaque nouvelle simulation, un autre tirage au hasard de 200 années hydrologiques est réalisé sur la série des 24 années reconstituées.

Alpha	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
RDF (%)	1.41	1.32	1.35	1.40	1.65	1.66	1.70	1.87	1.77	1.70	0.00
RDV (%)	2.27	2.12	1.72	1.80	1.78	1.65	1.59	1.44	1.11	0.99	0.12
RBN (%)	7.87	7.03	7.96	9.01	9.61	10.50	11.30	13.11	16.29	20.32	63.39
VDV (m ³)	86756	69440	65677	66627	66020	56754	52447	48700	36012	23744	2413
VBN (m ³)	9366	9780	5187	4427	5243	4436	5573	4974	5229	6187	106736
VSUP (m ³)	7568	7995	9240	14653	23743	32147	43638	67573	87336	124826	240142
RESDF (décades)	17.97	16.46	17.71	15.47	15.17	17.24	15.16	16.41	14.87	13.83	0.00
RESDV (décades)	2.93	2.91	2.90	2.58	2.70	2.63	2.40	2.30	2.30	1.30	0.89

Tableau 12: Indices de performance en fonction de la pénalité α

Les graphes de la **Figure 39** illustrent les résultats ci dessus.

- Si la satisfaction de la demande est privilégiée (α petit), l'incident déverse devient prédominant (risque, vulnérabilité et résilience forte). Les défaillances sont rares (risque plus faible qu'avec une pénalité proche de 1), mais leur résilience est importante. Donc, avec une faible pénalité, le réservoir a tendance à être bien rempli et son niveau d'eau évolue lentement.
- Si la garantie d'un stock objectif est préféré, le volume lâcher non utilisé devient important. Le niveau du réservoir réagit vite car les résiliences d'incidents sont faibles.

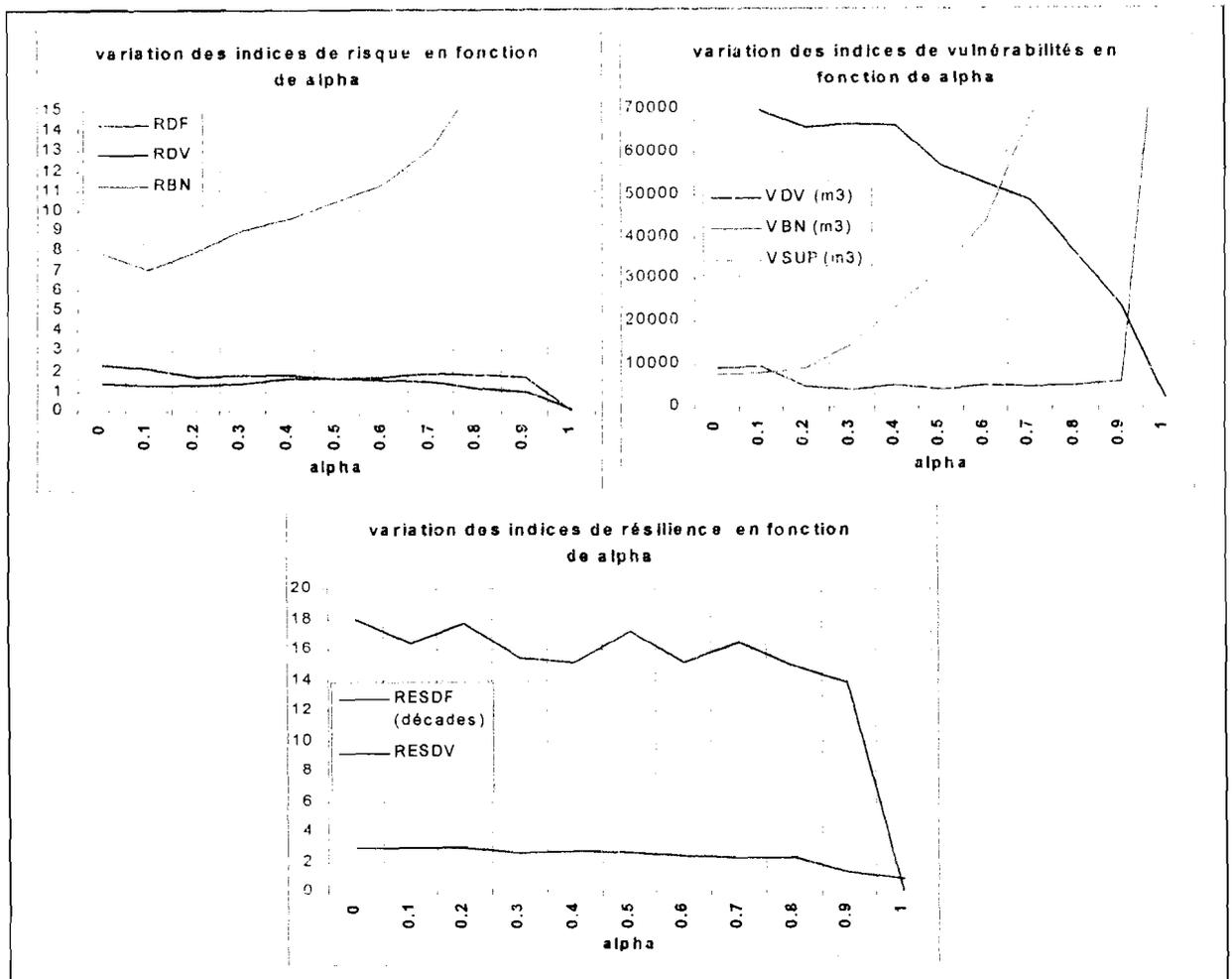


Figure 39: Graphes des indices de performance en fonction de la pénalité α

Certains indices ont une valeur décroissante tandis que d'autres ont une valeur croissante quand α augmente. Les deux valeurs de α extrêmes sont contraire à l'optimisation de compromis entre satisfaire une demande et garantir un stock d'eau minimal. Ceci permet d'émettre l'hypothèse de rejet des règles optimisées extrêmes ($\alpha=0$ et $\alpha=1$). Pour choisir les règles acceptables, il faut pouvoir comparer les 8 indices à la fois.

Pour faire une interprétation comparative des résultats, il faut les ramener à une même référence. La normalisation choisie correspond à une plage de description qualitative allant du "tout à fait acceptable" au "inacceptable".

4.2. Normalisation des indices de performance et choix des règles de gestion acceptables

Pour cela, de nouvelles contraintes doivent être introduites, comme des seuils d'inacceptabilité définissant la limite de rejet d'une règle de gestion. Par exemple, on pourra dire que toute règle de gestion qui conduit à un volume déversé annuel supérieur à 100 000 m³ doit être rejetée.

Afin de faire une comparaison quantitative de ces indices normalisés, nous allons écrire les indices sous la forme:

$$\text{Indice normalisé} = (\text{Indice} - \text{Seuil acceptable}) / (\text{Seuil inacceptable} + \text{Seuil acceptable})$$

Le seuil acceptable est choisi au plus sévère, correspondant à la valeur de l'indice de performance parfaite: 0 (pas de défaillance, déverse et satisfaction totale de la demande).

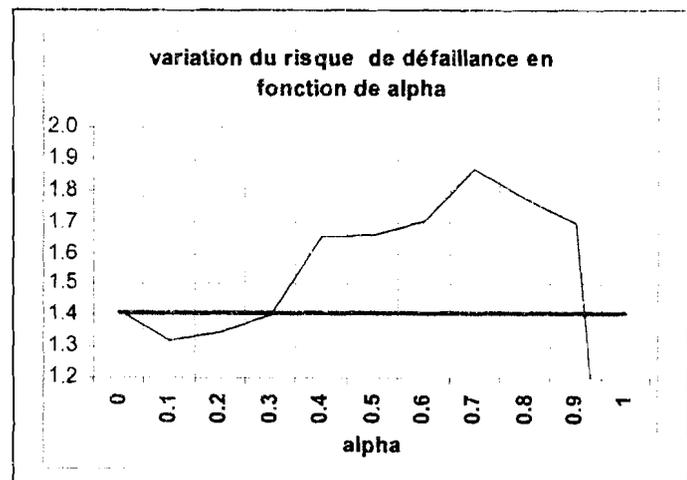
La plage [0;1] de ces indices correspond à la plage qualitative " tout à fait acceptable " - " inacceptable ". Au-delà de 1, la règle de gestion correspondante doit être rejetée. Nous rappelons que les 2 règles extrêmes sont déjà rejetées. Les seuils inacceptables d'indices sont présentés dans le **Tableau 13** et expliqués ci-après.

	seuil inacceptable	Indice max observé	Indice min observé
RDF	1.41	1.87	1.32
RDV	2.12	2.12	0.99
RBN	11.11	20.32	7.03
VDV	70000	69440	23744
VBN	6000	9780	4427
VSUP	42000	124826	7995
RESDF	18.00	17.71	13.83
RESDV	3.00	2.91	1.30

Tableau 13: Plage de variation des indices de performance pour α variant entre 0,1 et 0,9

La **défaillance** est un incident pour toutes les règles optimisées. En effet, la résilience de cet incident est dans tous les cas importante: de 14 à 18 décades (**Tableau 13**). Il faut donc que le risque de défaillance soit minimum. D'après la **Figure 40**, le risque est à peu près constant pour α compris entre 0 et 0,3, puis il augmente brusquement pour les autres règles. Nous allons donc rejeter les règles à risque important en prenant un seuil de RDF=1,41%.

Figure 40: Risque de défaillance en fonction de la règle de gestion



La résilience de défaillance a alors une importance moindre, c'est pourquoi elle est choisie de telle manière à ne pénaliser aucune règle: RESDF = 18 décades.

On rappelle que RBN est le risque que la fourniture soit inférieure à 60% de la demande (hypothèse de **non satisfaction de la demande**). Ce risque varie entre 7 et 20% ce qui est relativement élevé. Il est donc obligatoire d'accepter une non satisfaction, que l'on limitera au maximum à 4 décades par an, soit un risque de près de 11% ($= 4/36 \cdot 100$). En revanche, il faut que le volume annuel non satisfait ne soit pas excessif. La **Figure 41** montre qu'un seuil de 6000 m³ de la vulnérabilité, rejette les règles non satisfaisantes.

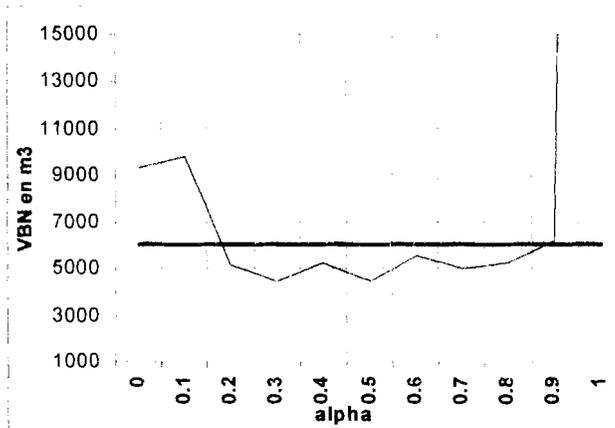


Figure 41: Variation de la vulnérabilité de non satisfaction de la demande en fonction de α

Le risque maximal de **déverse** (2,12% pour $\alpha=0$) est faible (une déverse par an correspond à 2.78%), donc on accepte la déverse de la règle la plus pénalisante (70 000 m³) qui correspondrait à un seul écrêtement de crue.

Pour rester dans des objectifs de gestion en pénurie d'eau, l'eau lâchée ne servant pas à l'agriculture sera limité à 10% de l'apport médian annuel (425 000 m³), soit VSUP=42 000 m³.

Les indices normalisés sont présentés dans le **Tableau 14**.

Alpha	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
RDF	1.00	0.94	0.95	0.99	1.17	1.18	1.21	1.33	1.26	1.21	0.00
RDV	1.07	0.99	0.81	0.85	0.84	0.78	0.75	0.68	0.52	0.47	0.05
RBN	0.71	0.63	0.72	0.81	0.87	0.95	1.02	1.18	1.47	1.83	5.71
Somme des risques	2.78	2.56	2.48	2.65	2.88	2.90	2.98	3.18	3.25	3.50	5.76
VDV	1.24	0.99	0.94	0.95	0.94	0.81	0.75	0.70	0.51	0.34	0.03
VBN	1.56	1.63	0.86	0.74	0.87	0.74	0.93	0.83	0.87	1.03	17.79
VSUP	0.18	0.19	0.22	0.35	0.57	0.77	1.04	1.61	2.08	2.97	5.72
Somme des vulnérabilités	2.98	2.81	2.02	2.04	2.38	2.32	2.72	3.13	3.47	4.34	23.54
RESDF	1.00	0.91	0.98	0.86	0.84	0.96	0.84	0.91	0.83	0.77	0.00
RESDV	0.98	0.97	0.97	0.86	0.90	0.88	0.80	0.77	0.77	0.43	0.30
Somme des résiliences	1.97	1.89	1.95	1.72	1.74	1.83	1.64	1.68	1.59	1.20	0.30
somme totale	7.74	7.26	6.45	6.41	7.00	7.05	7.34	7.99	8.30	9.05	29.60

Tableau 14: Indices de performance normalisés

Il est à noter que le choix de limites d'acceptabilité d'une règle à partir de ses indices de performance permet d'en tirer les règles optimisées acceptables ou réalisables. Elles ont été choisies de façon plus ou moins arbitraire à cause du manque de données. Pour être tout à fait rigoureux, elles doivent obéir à des considérations agronomiques, hydrauliques ou socio-économiques. **Ces limites sont les véritables contraintes de gestion.** Les indices sont ensuite normalisés entre 0 et 1 pour simplifier l'interprétation.

Pour simplifier davantage l'interprétation, le graphique de la **Figure 42** est réalisé. Il illustre les 3 composantes: α , les indices et la valeur de ces indices. Le dégradé de couleurs représente la valeur de l'indice. Lorsque la règle est rejetée, c'est à dire lorsqu'elle a un indice normalisé au delà de 1, le graphique l'illustre par un trait noir (ou une surface jaune quand 2 indices contigus rejettent 2 règles contiguës).

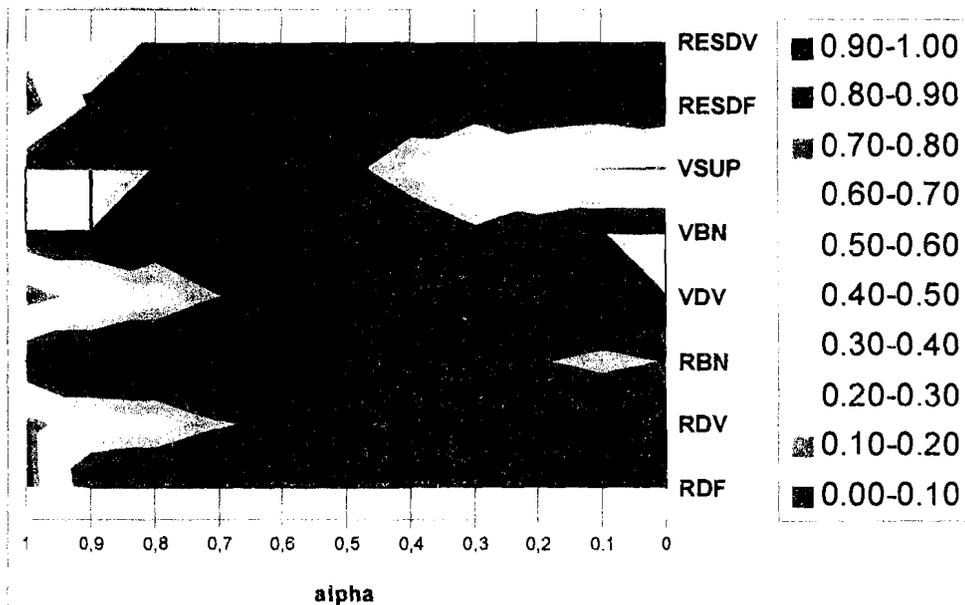


Figure 42: Graphique de tolérance des règles optimisées par rapport aux contraintes de gestion

- RDF rejette les règles pour $\alpha=0$ et $\alpha=0,4$ à $0,9$
- RDV rejette la règle pour $\alpha=0$
- RBN rejette les règles pour $\alpha=0,6$ à 1
- VDV rejette la règle pour $\alpha=0$
- VBN rejette les règles pour $\alpha=0$; $0,1$; $0,9$ et 1
- VSUP rejette les règles pour $\alpha=0,6$ à 1

Deux règles optimisées sont donc acceptables par rapport aux seuils imposés: $\alpha=0,2$ et $\alpha=0,3$

4.3. Règle optimisée retenue pour la gestion du barrage collinaire El Morra

4.3.1. choix de la règle

Pour choisir une règle de gestion parmi les règles optimisées acceptables, nous allons revenir à des critères agronomiques. En effet, la règle retenue sera la règle qui distribue l'eau stockée en satisfaisant au mieux les demandes agricoles, et notamment lors des phases végétatives de sensibilités des cultures. Nous allons donc étudier les relations lâchers-demands au pas de gestion: la décennie. La **Figure 43** présente les écarts absolus (L-D) et relatifs ((L-D)/D) entre ces deux valeurs.

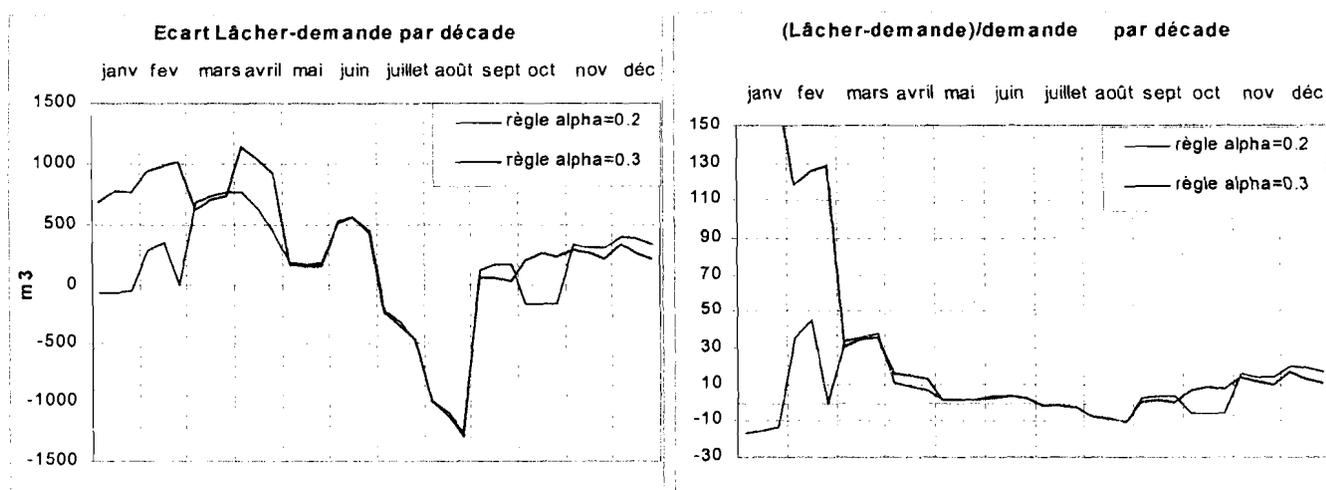


Figure 43: Ecarts relatifs et absolus entre les lâchers et les demandes décennaires pour les règles de gestion acceptable

De mai à août les deux règles de gestion satisfont la demande de la même manière. En revanche, elles diffèrent de janvier à avril.

La règle $\alpha=0,3$ donne toujours un surplus d'eau, sauf durant les mois de sécheresse (juillet-août). La différence avec l'autre règle durant cette période est infime en relatif. Elle fournit de l'eau correctement pour les cultures d'hivers (notamment lors du remplissage des grains).

La règle $\alpha=0,2$ est plus proche d'un déficit moyen nul (moins de surplus d'eau) Elle présente un léger déficit en octobre. Cependant ce déficit a une valeur absolue faible ($< 300\text{m}^3$ par décennie), soit $12,5 \text{ m}^3$ par hectare (périmètre de 24 ha). Ceci représente un écart lâcher-demande de $0,125 \text{ mm}$ par jour, inférieur à la limite de la précision des valeurs de la demande en eau. De plus il peut être couvert par les pluies d'automne assez fréquentes.

Ainsi, le choix entre les règles optimisées de gestion de pénalités 0,2 et 0,3, n'est pas évidente. En effet, les deux règles couvrent bien la levée des cultures d'été (mars) et les périodes de sensibilité de la fève et du pois au début du mois de février. Les deux règles pénalisent les besoins de juillet août très important pour la tomate et la pastèque Cependant en terme de déficit relatif, le manque n'excède pas 10% de la demande en moyenne.

Le choix se portera alors vers la **règle la moins pénalisante globalement: $\alpha=0,3$** (moins de déficit par décennie, somme des indices normalisés minima)

4.3.2. présentation de la règle optimisée de pénalité 0,3

Cette règle est donc basée sur une fonction objective donnant un poids de 0,3 à la garantie d'un niveau objectif ($213\ 000\ m^3$) et un poids de 0,7 à la satisfaction de la demande. Les lâchers décennaux préconisés sont présentés dans le **Tableau 15**¹⁷. Les lâchers se faisant par tranche de $3000\ m^3$, ils ont été améliorés de façon à satisfaire les demandes très faibles ($< 500\ m^3$). Ainsi, pour tout niveau supérieur à un niveau jugé sécurisant par rapport à la défaillance ($142\ 644\ m^3$), si la règle optimisée donne un lâcher de 0, alors on autorisera une fourniture équivalente au minimum (demande; $500\ m^3$). Ces valeurs de lâchers rajoutées étant très faibles, elles n'altèrent pas l'optimisation faite sur des classes de $3000\ m^3$.

Dans le **Tableau 15**, la ligne grisée correspond au stock consigne ($213\ 000\ m^3$) et la ligne orangée correspond au niveau minimum sécurisant les défaillances ($142\ 644\ m^3$). Les lâchers en rouge correspondent au dernier niveau satisfaisant la demande à 100%. On voit bien que si le niveau d'eau est supérieur au niveau de consigne, alors la demande est satisfaite à 100%. En outre, les niveaux d'eau décrits au cours des décades par la limite "satisfaction totale" "satisfaction partielle" (données en rouge), donnent les niveaux de gestion du barrage: en dessous de ces seuils, on entre en pénurie et il faut rationner la fourniture en eau: cette courbe donne **la courbe de remplissage limite du barrage**. On la qualifie de limite car en dessous de cette courbe, la satisfaction de la demande ne sera pas garantie à 100%

La courbe de remplissage issue de la règle optimisée de gestion, est mise en relation avec les apports moyens et la demandes décennales dans la **Figure 44**. Ce graphique illustre bien le stockage de l'eau lors des apports et sa redistribution en fonction des demandes.

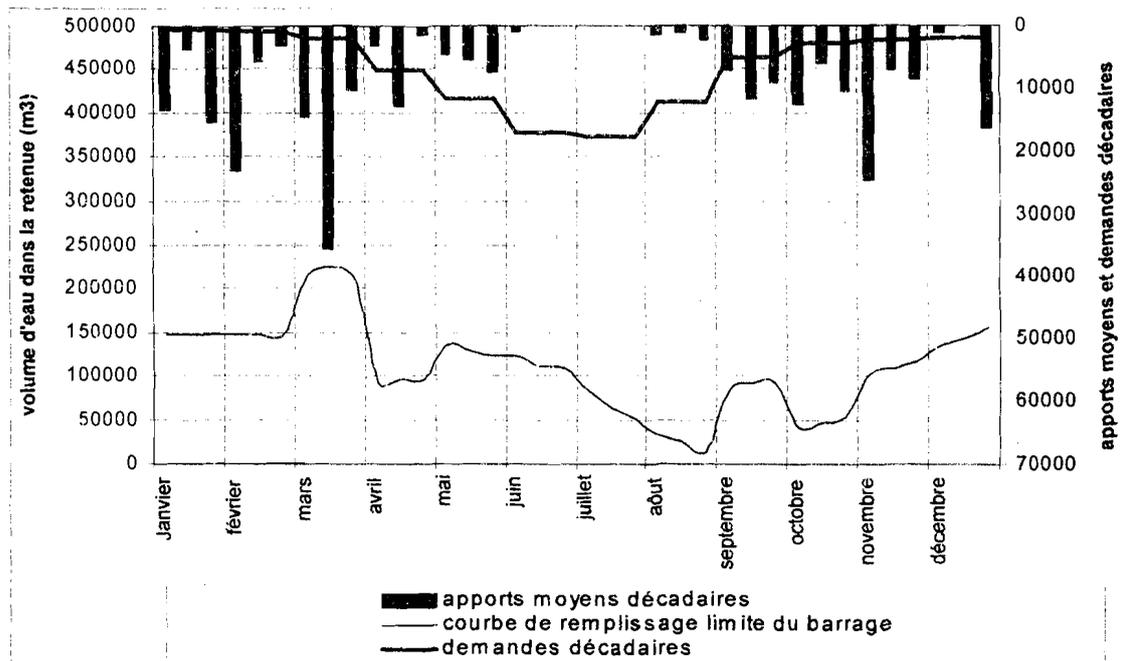


Figure 44: Courbe de remplissage limite du barrage collinaire El Morra, issue de la programmation dynamique stochastique.

"Il sera toujours intéressant ultérieurement de faire ressortir des courbes de remplissage indicées par les taux de satisfaction de la demande pour choisir celles dont la défaillance serait faible, acceptable et de courte durée"¹⁸.

¹⁷ Les lâchers décennales de la règle $\alpha=0,2$ sont présentés en annexe XI

¹⁸ discussion avec M. Lebdi

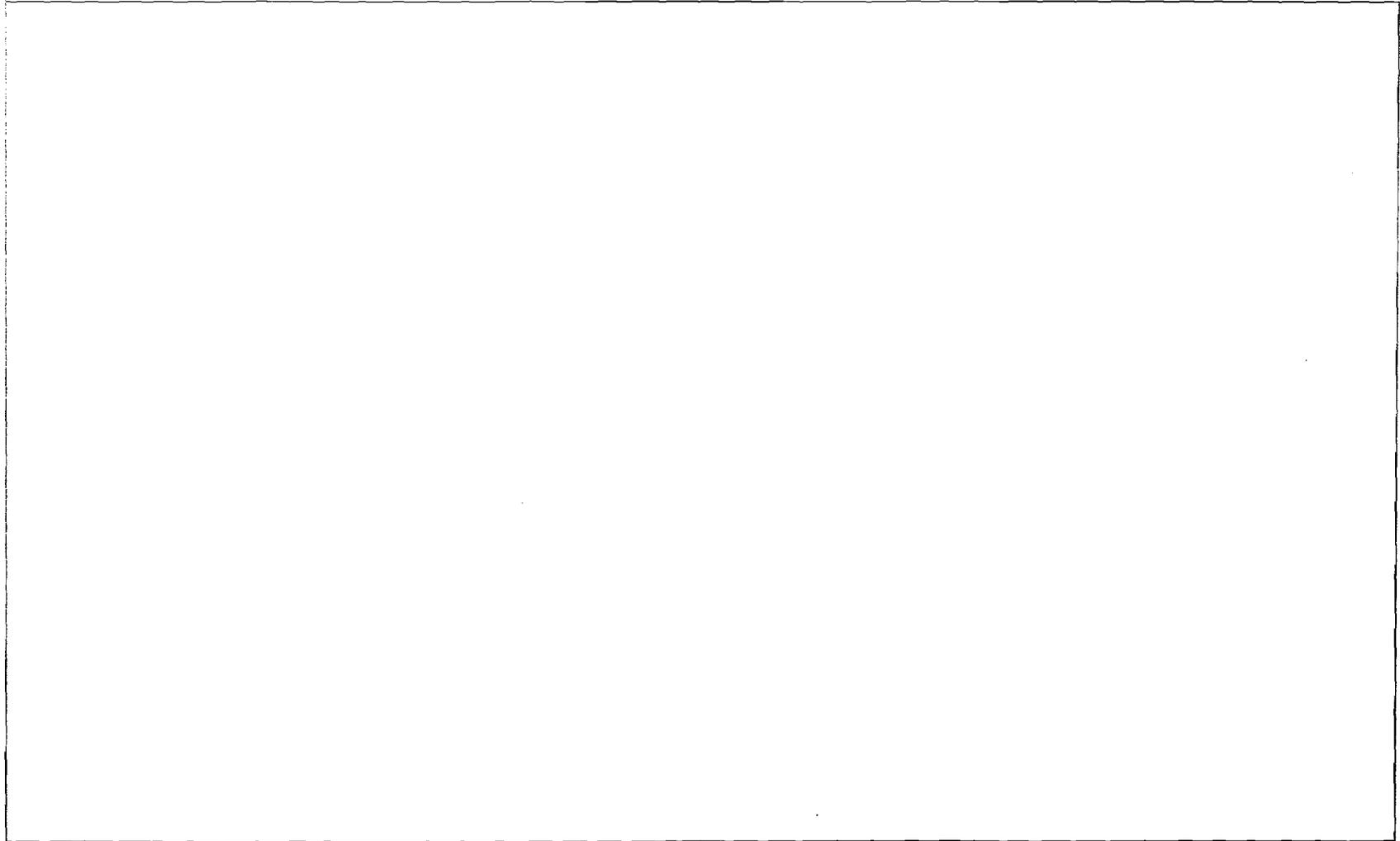


Tableau 15: Tableau de bord de la gestion du barrage El Morra

Lachoptimal.xls feuille: alpha=0,3 (simulation)

BIBLIOGRAPHIE PARTIE II:

- **BELLMAN R. E.**, 1957.- *Dynamic programming*. Princeton University Press, Princeton, New-Jersey, U.S.A.
- **HAYOUNI S.**, 1999.- *Optimisation du système hydraulique du Kairouanais en vue d'un transfert d'eau*. Mémoire de fin d'étude du cycle de spécialisation Génie Rural option Hydraulique et Aménagement Rural. Institut National Agronomique de Tunisie. Tunis, Tunisie, 211p + annexes.
- **HOWARD R.A.**, 1969.- *Dynamic programming and Markov processes*. MIT Press.
- **JEAN PASCAL V.**, 1985.- *Outils d'aide à la programmation des barrages réservoirs*. Projet de fin d'études, CERGRENE-ENPC. Paris, France.
- **JENDOUBI S.**, 1998.- *Gestion des barrages réservoirs en avenir incertain: application au cas du barrage Sidi Saad en Tunisie*. Mémoire de fin d'étude du cycle de spécialisation Génie Rural option Hydraulique et Aménagement Rural. Institut National Agronomique de Tunisie. Tunis, Tunisie 121p + annexes.
- **LABYE Y., LEBDI F., ENNABLI N.**, 1986.- *Equilibrage des réseaux maillés par utilisation d'un polygone inscrit dans les courbes représentant les lois de pertes de charges*. Revue de l'équipement Tunis, Tunisie.
- **LEBDI F.**, 1996.- *Gestion des ressources en eau et optimisation des règles de réservoirs*. Cours optionnel GREF, à l'Institut National Agronomique de Tunis.
- **LEBDI F. SLIMANI M., PARENT E.**, 1997.- *Stratégie empirique d'un système de ressource en eau: exemple d'un périmètre irrigué en zone semi-aride*. Revue des sciences de l'eau, 10(1), pp121-134.
- **MORAN P.A.P.**, 1954.- *The theorie of storage*. J Wiley, New York, U.S.A.
- **PARENT E.**, 1990.- *Elaboration de consignes de gestion de barrages réservoirs*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, France.
- **SAVARENSKIY O.T.**, 1940.- *Method rascheta regulirovaniya stocka Gidroteckh*. Stroit. 2. pp24-28

CONCLUSION

Ce travail s'est proposé de définir des règles de gestion optimisées sur un horizon prévisionnel d'un an, correspondant à une campagne agricole de deux cycles culturels et adaptées à la capacité de régulation de la retenue El Morra.

L'étude de l'**hydrosystème** (barrage, bassin versant, périmètre irrigué), a donc été faite au préalable pour définir le fonctionnement des différentes composantes du système, ainsi que les premières contraintes. Le fonctionnement du barrage a été établi par reconstitution des termes du bilan: **les apports** par ruissellements, par écoulements souterrains et par la pluie directe sur le barrage, **les pertes** par évaporation, infiltration, déverse et lâcher de vidange ou usage agricole. Cette étude a montré qu'une modélisation du fonctionnement du barrage au **pas de temps décadaire** était représentative des observations faites sur le barrage durant trois années. L'objectif de cette modélisation est de prédire l'évolution du niveau d'eau dans le barrage connaissant la pluie et les prélèvements anthropiques (vidange et usages agricoles). Pour faire le **lien entre la pluie et les apports** d'eau au barrage, un **modèle pluie débit** (GR3) a été calé sur les trois années d'observations.

Pour avoir une idée de la **ressource en eau** au niveau de El Morra, une série chronologique (24 ans) de pluies a été reconstituée à l'aide d'une corrélation avec une station pluviométrique voisine. A l'aide du modèle pluie débit calé, une série historique d'apports sur 24 ans a été reconstituée. On a considéré que ces séries étaient représentatives du climat et que l'on ne tiendrait pas compte d'événements exceptionnels (pas d'ajustement statistique des séries pour trouver les événements de périodes de retour supérieures à 24 ans).

En revanche, les observations des **usages agricoles** sont bien plus restreintes. L'irrigation au niveau du barrage collinaire n'est qu'à ses débuts. Ainsi, la demande a été prise en compte sous la forme d'un scénario de deux cycles culturels déterminés à partir d'enquêtes auprès des agriculteurs. Les prélèvements effectués jusqu'à présent dans la retenue correspondent plus à de l'irrigation d'appoint, et donc non représentative de la demande à partir d'un véritable réseau d'irrigation. C'est pourquoi, nous avons considéré la demande comme correspondant aux **besoins théoriques** des cultures (formule de Penman).

A partir de là, nous avons pu définir les objectifs de gestion soumis aux contraintes climatiques, à savoir la rareté de la ressource. Cette rareté n'est pas seulement définie à partir de l'apport moyen mais surtout par la variabilité des apports. Afin de tenir compte de cet aléa hydrologique, une gestion dite "**en avenir incertain**" a été choisie. Le modèle de gestion combine une partie optimisation et une partie simulation.

L'optimisation de la règle d'exploitation du barrage collinaire se fait sur un horizon prévisionnel d'une année en tenant compte de 24 années d'apports représentatifs du climat et d'une demande sous la forme d'un scénario déterministe (**voir Figure 45**). L'optimisation utilise un processus de **programmation dynamique stochastique** dit "décision-hasard" dont les premières études ont été faites par M. Massé et M. Bellman (1946). Il correspond à une optimisation de compromis, employant l'espérance mathématique d'une fonction représentative de plusieurs objectifs.

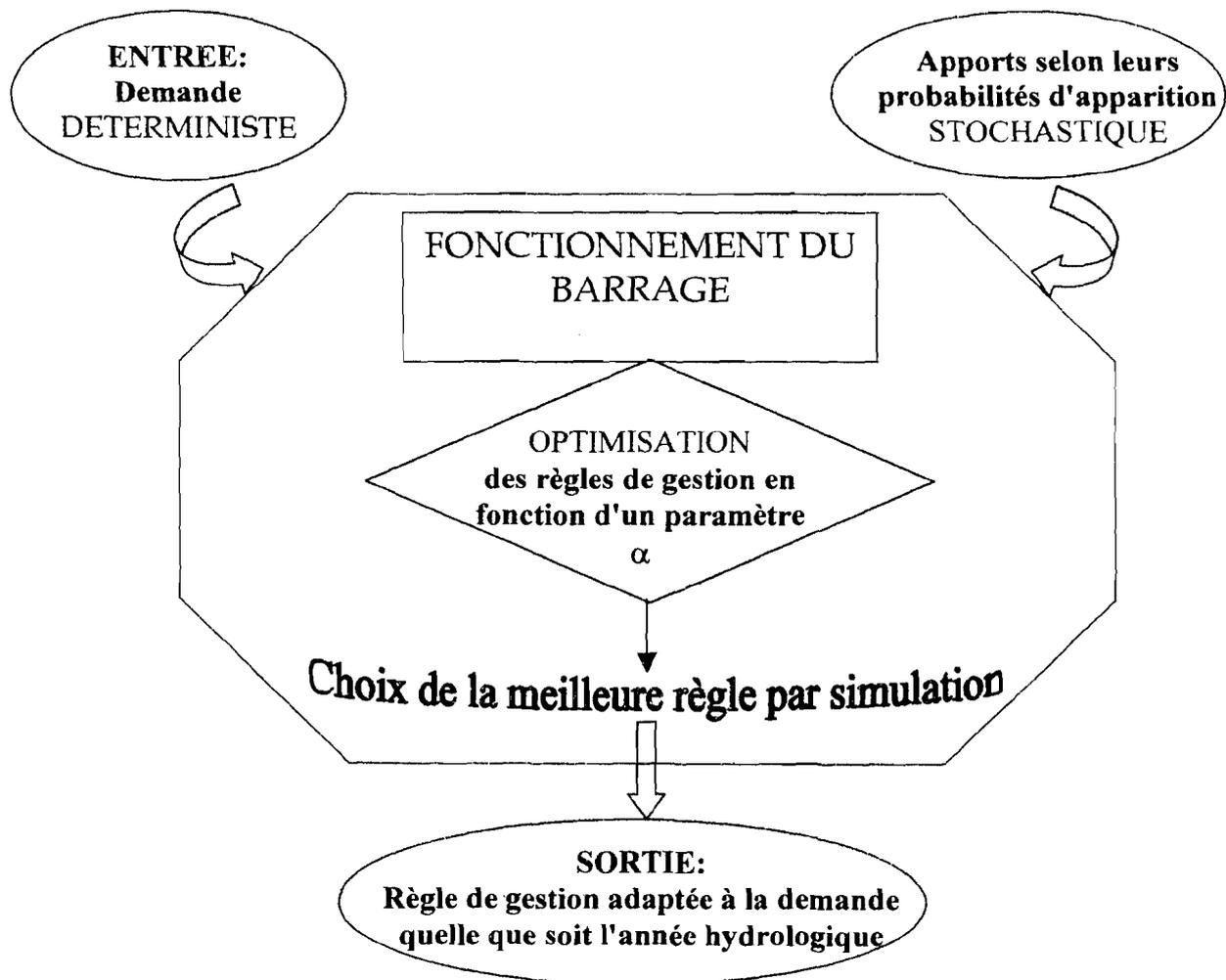


Figure 45: Schéma du modèle de gestion du barrage collinaire El Morra

Les objectifs assignés à cette étude correspondent d'une part à la satisfaction de la demande agricole et à la garantie d'un stock objectif d'autre part. Trouver les lâchers optimaux revient à trouver ceux qui répondent le mieux aux objectifs ou bien ceux qui vont minimiser les écarts avec ces objectifs : $\{(L-D)^2$ et $(V-V_{consg})^2\}$. Pour tenir compte de plusieurs objectifs, une pondération α est introduite. Elle donne un poids plus ou moins important à un objectif par rapport à l'autre. La fonction utilisée est celle de M. Lebdi, 1990:

$$\text{Objectif} = \text{minimiser} \left\{ \alpha \left[\left(\frac{V - V_{consg}}{V_{\max}} \right)^2 \right] + (1 - \alpha) \left(\frac{L - D_{em}}{D_{\max}} \right)^2 \right\}$$

L'algorithme ainsi mis en place a permis de trouver les règles optimisées de gestion correspondant à des pondérations différentes des objectifs. Ces règles sont des lâchers optimaux pour chaque niveau du réservoir et pour chaque pas de gestion.

La simulation a ensuite permis d'apprécier l'impact des différentes règles optimisées sur l'évolution du barrage et notamment sur les événements dommageables qu'elles entraînent. Les règles acceptables ont donc été sélectionnées. Parmi ces règles, nous avons retenu celle qui entraînait le moins d'incidents lors du fonctionnement du barrage.

Les résultats de ce modèle de gestion ne sont valables qu'en connaissance des hypothèses choisies:

- la fonction objectif est formulée à partir de termes physiques, en outre, le stock objectif est basé sur 50% de la médiane des apports (213 000 m³).
- la discrétisation des apports et des stocks d'eau est faite par unités de 3000 m³.
- lâcher maximal décadaire de 57 000 m³.

- on autorise une fourniture au maximum de 500 m³ par décade quand la règle optimisée ne lâche rien pour un niveau couvrant la demande de la période de pointe (142 600 m³)
- la sélection des règles acceptables se fait selon les critères:

risque maximum	: de défaillance (1,41%), de déverse (2,12%), de demande non satisfaite (11,1%)
vulnérabilité maximum	: de déverse (70000 m ³), de demande non satisfaite (6000 m ³) de lâchers non utilisés (42 000m ³)

Deux règles de gestion ($\alpha= 0,2$ et $\alpha=0,3$) respectent au mieux ces contraintes de fonctionnement, mais la règle la moins pénalisante sur la répartition des lâchers par décade est gardée: $\alpha = 0,3$. La matrice de résultats permet d'en déduire la courbe de remplissage du barrage collinaire: c'est la limite des niveaux d'eau qui satisfont totalement la demande. Ce tableau de bord pourra être utile à la gestion du barrage si on n'omet pas de lui adjoindre les risques d'incidents toujours présents.

Il faut aussi rester très critique sur l'incertitude des données d'entrées. Les apports ont été reconstitués avec une certaine tolérance d'incertitude, la demande est basée sur les besoins théoriques des cultures auxquels est associée une efficacité de distribution estimée et non calculée.

Cependant, ce modèle permet d'envisager la constitution du périmètre irrigué prévu et de lui distribuer la ressource en eau stockée dans le barrage en tenant compte des caractéristiques de la zone El Morra.

L'objectif de cette contribution est aussi de proposer une méthode d'optimisation de la gestion qui pourrait être appliquée aux lacs et barrages collinaires voisins.

Cependant les perspectives méthodologiques sont nombreuses et prometteuses pour que la modélisation se rapproche un peu plus de la réalité:

- Le comblement de ces retenues est assez rapide, ce qui diminue leurs capacités de stockage. Comment introduire les relations apports-sédiments dans les algorithmes du modèle ?
- De plus, il serait intéressant de pallier la simplification de la demande déterministe. Pour cela, il faudrait étudier la stochasticité de la demande en eau agricole en fonction des pluies.
- Il faudrait aussi introduire des paramètres économiques absents dans la gestion effectuée jusqu'à présent. Le niveau objectif est une consigne de stock d'eau à préserver. Dans notre cas la demande n'est pas forcément satisfaite pour garder ce niveau de consigne. C'est donc de l'eau immobilisée pour une distribution future. Ce stock est alors un investissement. Pourrait-on paramétrer cette consigne par un critère économique¹⁹ ?
- Enfin, la dynamique agricole n'a pas pu être introduite dans cette étude. Les agriculteurs réagissent aux performances des années précédentes. Leurs assolements changent en particulier avec la confiance qu'ils ont dans la fourniture en eau, et selon le niveau d'eau dans le réservoir en début de période de gestion²⁰.

Pour répondre à ces attentes, l'étude méthodologique présentée dans ce mémoire devrait être poursuivie, car jusqu'à présent la gestion se fait soit du côté de la ressource, soit du côté de l'usage, mais la gestion intégrée de l'eau n'est qu'à ses débuts.

¹⁹ discussion avec M. Lebdi

²⁰ discussion avec M. Le Goulven

Liste des figures

Figure 1: Situation du Merguellil (source: Le Goulven et Ruf, 1996).....	9
Figure 2: Localisation du bassin versant El Morra par rapport au Merguellil.....	10
Figure 3: Schéma de représentation des caractéristiques de la retenue "El Morra".....	12
Figure 4: Exemple de reconstitution de crues parmi les 35 qui ont été observées.....	15
Figure 5: variation du flux évaporatif moyen.....	17
Figure 6: comparaison entre l'évaporation journalière et l'évaporation moyenne journalière sur 10 jours	17
Figure 7: relation Vecs (sommé sur 6 jours) et Vr.	20
Figure 8: répartition théorique des écoulements souterrains sur 6 jours.....	21
Figure 9 : Comparaison entre le volume de la retenue observé et le volume de la retenue simulé au pas de temps décadaire.....	23
Figure 10: Carte de localisation des stations pluviométriques n°33, 26 et 65.....	25
Figure 11 : Carte de délimitation du bassin versant.....	25
Figure 12: Corrélacion entre les pluies mensuelles d'El Morra et de Messouita et Sidi Mbarek El Ayeb.....	26
Figure 13: Corrélacion entre les pluies mensuelles de El Morra et Skira Kef-Labbid.....	26
Figure 14: Corrélacion entre les pluies décadaires puis journalières d'El Morra et Skira Kef-Labbid.....	27
Figure 15: Schéma de fonctionnement du modèle GR3.....	29
Figure 16: Comparaison lame d'eau observée et simulée par le modèle Gr3 sur des événements simples.....	31
Figure 17: Comparaison lame d'eau observée et simulée par le modèle Gr3 sur des événements complexes	32
Figure 18: Validation du calage sur la période du 1 ^{er} avril 98 au 31 décembre 99.....	33
Figure 19 : Apports annuels reconstitués à l'exutoire El Morra de 1975 à 1998.....	34
Figure 20 : Répartition des apports décadaires à El Morra.....	35
Figure 21 : Moyenne mensuelle des consommations en eau (heures/ha) observées par culture.....	38
Figure 22 : Moyenne mensuelle des consommations en eau (heures/ha) observées par culture.....	39
Figure 23: Comparaison des besoins et de la demande en eau des cultures d'été.....	40
Figure 24: Comparaison des besoins et de la demande en eau des cultures d'hiver et de l'olivier.....	41
Figure 25 : Carte de localisation du château d'eau par rapport à la retenue.....	42
Figure 26 : Carte de localisation du périmètre irrigué potentiel.....	43
Figure 27 : Assolement prévu par les agriculteurs de El Morra pour le projet de périmètre irrigué.....	44

Figure 28: Zones de fonctionnement du réservoir.....	49
Figure 29: Variation des zones de fonctionnement au cours de l'année.	50
Figure 30: Stratégies placées dans le plan (V,Ap)	50
Figure 31: Règle de gestion empirique.....	51
Figure 32: Discrétisation des réservoirs par Moran.....	53
Figure 33: équation de Belman-Massé.....	57
Figure 34: données synthétiques de ressources et demandes à El Morra.....	61
Figure 35: évolution décision - hasard.....	67
Figure 36: Calcul des nouveaux stocks d'eau sous forme matricielle, suite aux pertes par infiltration et par évaporation	68
Figure 37: schéma de la vulnérabilité et de la résilience pour une déverse et une défaillance.....	72
Figure 38: Schéma des niveaux de consigne et de gestion.....	72
Figure 39: Graphes des indices de performance en fonction de la pénalité α	82
Figure 40: Risque de défaillance.....	83
Figure 41: Variation de la vulnérabilité de non satisfaction de la demande en fonction de α	84
Figure 42: Graphique de tolérance des règles optimisées par rapport aux contraintes de gestion.....	85
Figure 43: Ecart relatifs et absolus entre les lâchers et les demandes décennales pour les règles de gestion acceptable.....	86
Figure 44: Courbe de remplissage limite du barrage collinaire El Morra, issue de la programmation dynamique stochastique.....	87
Figure 45: Schéma du modèle de gestion du barrage collinaire El Morra.....	91

Liste des tableaux

Tableau 1: Points de référence pour la constitution des relations hauteur/surface et hauteur/volume	13
Tableau 2: Ajustement des cotes mesurées.....	16
Tableau 3: volumes lâchés reconstitués	18
Tableau 4: coefficient de la relation $V_{infi} = c + aV^b$ entre les infiltrations et le volume de la retenue.	19
Tableau 5: Paramètre de calage du modèle Gr3 appliquée au bassin versant El Morra sur la période 1 ^{er} avril 96 - 1 ^{er} avril 98.....	31
Tableau 6: Lame observée et calculée sur la période de calage	32
Tableau 7 : Valeurs statistiques des apports annuelles à l'exutoire El Morra	34
Tableau 8 : Appartenance administrative et agricole de El Morra.....	36
Tableau 9 : Comparaison des besoins et de la demande en eau pour l'AIC El Morra.....	40
Tableau 10: Correspondance entre la demande décennale et des classes de discrétisation.....	63
Tableau 11: Indices de performance retenus.....	73
Tableau 12: Indices de performance en fonction de la pénalité α	81
Tableau 13: Plage de variation des indices de performance pour α variant entre 0,1 et 0,9.....	83
Tableau 14: Indices de performance normalisés	84
Tableau 15: Tableau de bord de la gestion du barrage El Morra.....	88

Liste des annexes

- **Annexe I** : Problème de l'envasement et formule de Williams.
- **Annexe II** : Reconstitution des crues du 19 mars 1996 au 31 décembre 1998
- **Annexe III** : linéarisation des flux évaporatifs en fonction du volume
- **Annexe IV** : stations pluviométriques
- **Annexe V** : séries chronologiques
- **Annexe VI** : organigramme du CRDA de Kairouan
- **Annexe VII** : Fichiers d'entrée du programme d'optimisation
- **Annexe VIII** : Fichiers d'entrée du programme de simulation
- **Annexe IX** : Programmes sous Matlab
- **Annexe X** : Interface des résultats de la simulation sous Matlab
- **Annexe XI** : Règles de lâcher pour une pénalité de 0,2
- **Annexe XII** : Interface d'aide au choix de la règle de gestion

ANNEXE I:

Problème de l'envasement et formule de Williams.

Source: *Les lacs collinaires en Tunisie : enjeux, contraintes et perspectives*. Note présentée par ALBERGEL. Discussion.

Il est important de tenir compte de la réduction de la capacité des réservoirs avec le temps. Une des principales cause est l'alluvionnement. Le volume de vase est établi par différence des volumes utiles d'une année à l'autre. La retenue se comporte comme un piège à sédiments et lorsqu'elle n'a pas déversé, le volume de vase correspond au transport solide total produit par le bassin. En cas de déversement, on attribue aux volumes déversés une concentration moyenne de matière en suspension obtenue par échantillonnage.

La modification de la morphologie de la retenue a surtout lieu après une crue. On peut estimer la nouvelle relation hauteur/volume d'eau du petit barrage par approche du volume de transport solide apporté. La forme de l'équation universelle des pertes en terre est utilisée: Williams,1975 puis présentée par Hadley et Al en 1985.

$$A = \alpha (Vq_p)^\beta K(LS)CP$$

A : apport en tonnes de sédiments

V : volume de la crue naturelle entrant dans le réservoir, en m³

Qp : débit de pointe de la crue, en m³/s

K : facteur d'érodibilité du sol (il se mesure sur la parcelle de référence et n'a pas d'unité)

(LS) : facteur exprimant la longueur et le degré d'inclinaison de la pente

C : facteur de couverture végétale

P : facteur des pratiques conservatrices effectuées sur les versants

Le produit K(LS)CP est caractéristique d'un bassin pour une saison donnée et peut être calculé par optimisation en comparant la somme des transports solides obtenue entre deux mesures de bathymétrie au volume de sédiments capturé par la retenue, augmenté de celui passé par dessus le déversoir.

α et β sont des paramètres qui, dans le système unitaire international, prennent les valeurs $\alpha=11,8$ et $\beta=0,56$

Cette méthode permet d'estimer les volumes piégés dans un réservoir et de les comparer aux volumes transités en aval. Elle évite de refaire une bathymétrie du site après chaque crue.

ANNEXE II:

Reconstitution des crues du 19 mars 1996 au 31 décembre 1998

	Date	cote en début de cru (m)	cote en fin de cru (m)	volume stocké pendant les cru en m ³	Débit max de la cru	Vol de pluie en m ³	Volume ruisselé en m ³
1	10/05/96	8,31	8,5	18799	3,0	1810	16989
2	11/05/96	8,5	8,54	5436	1,5	716	4719
3	12/05/96	8,54	8,7	18331	6,0	847	17485
4	17/06/96	8,42	8,62	19961	12,0	1335	18627
5	18/06/96	8,62	8,76	12935	6,2	898	12037
6	15/08/96	8,17	8,19	1744	*	1171	572
7	09/09/96	7,96	8,01	4262	1,4	102	4160
8	17/09/96	7,93	8,26	29339	8,7	1215	28124
9	08/02/97	7,45	7,48	2404	*	889	1515
10	10/04/97	7,17	7,2	2323	*	951	1372
11	17/05/97	6,99	7,02	3027	0,8	543	2484
12	06/08/97	6,3	6,38	5564	*	277	5287
13	02/09/97	6,17	6,29	8227	*	577	7650
14	03/09/97	6,29	6,46	11878	*	0	11878
15	06/09/97	6,46	6,52	4255	4,7	1333	2922
16	07/09/97	6,52	7,18	49019	7,9	0	49019
17	09/09/97	7,18	7,48	25192	18,2	179	25013
18	14/09/97	7,48	8,25	66327	32,9	1828	64499
19	15/09/97	8,25	8,43	19582	4,5	784	18798
20	17/09/97	8,41	8,87	42266	21,3	1166	41099
21	20/09/97	8,81	8,91	9416	6,3	1313	8103
22	13/10/97	8,69	8,77	7425	3,1	1035	6390
23	23/10/97	8,71	8,75	3712	3,1	908	2805
24	04/11/97	8,69	8,73	3704	3,1	302	3402
25	23/11/97	8,65	8,73	9250	3,1	0	9250
26	27/04/98	8,04	8,06	1718	*	675	1043
27	24/05/98	7,87	8,14	23068	14,2	1012	22056
28	06/06/98	8,03	8,08	6867	2,9	753	6113
29	07/08/98	7,36	7,38	1584	*	476	1108
30	23/09/98	6,98	7,02	3027	2,5	1927	1100
31	24/09/98	7,02	7,26	18481	5,2	0	18481
32	02/10/98	7,24	7,35	8633	3,9	505	8128
33	06/10/98	7,33	7,81	38952	13,6	1459	37493
34	07/10/98	7,81	8,16	29833	11,4	0	29833
35	10/10/98	8,14	8,16	1738	*	1328	410

apport total sur la durée d'étude 518 277 m³

moyenne annuelle des apports (pluie+ruisselleme) 188 464 m³

* les enregistrements limnigraphiques ne nous permettent pas de reconstituer la cru, car il y a des enregistrements avant et après la cru, mais pas durant le phénomène.

**ANNEXE III:
LINEARISATION DES FLUX EVAPORATIFS EN FONCTION DU VOLUME**

	évaporation moyenne décadaire	évaporation moyenne mensuelle	a	b	r ²
I-janvier	30,5		0,00245	806,7	0,994
II-janvier	22,7		0,00182	599,1	0,994
III-janvier	20,5	73,6	0,00164	540,9	0,994
I-février	18,7		0,00150	493,3	0,994
II-février	26,0		0,00209	687,7	0,994
III-février	27,5	72,2	0,00221	727,4	0,994
I-mars	29,5		0,00237	778,9	0,994
II-mars	33,8		0,00272	893,0	0,994
III-mars	59,2	122,5	0,00476	1565,8	0,994
I-avril	51,5		0,00410	1361,3	0,994
II-avril	53,0		0,00430	1401,8	0,994
III-avril	51,0	155,4	0,00410	1348,0	0,994
I-mai	70,2		0,00565	1856,8	0,994
II-mai	61,7		0,00496	1631,9	0,994
III-mai	88,0	219,9	0,00707	2326,7	0,994
I-juin	78,3		0,00629	2070,1	0,994
II-juin	85,5		0,00688	2262,3	0,994
III-juin	108,3	272,1	0,00871	2863,6	0,994
I-juillet	116,7		0,00938	3085,8	0,994
II-juillet	115,1		0,00926	3045,2	0,994
III-juillet	130,5	362,3	0,01049	3451,7	0,994
I-août	97,8		0,00787	2587,6	0,994
II-août	100,4		0,00807	2655,5	0,994
III-août	102,7	301,0	0,00826	2717,2	0,994
I-septembre	81,1		0,00652	2145,9	0,994
II-septembre	68,1		0,00548	1801,2	0,994
III-septembre	64,0	213,2	0,00515	1692,8	0,994
I-octobre	52,2		0,00420	1379,8	0,994
II-octobre	43,2		0,00348	1143,5	0,994
III-octobre	35,8	131,2	0,00288	946,9	0,994
I-novembre	26,8		0,00216	708,8	0,994
II-novembre	31,0		0,00249	819,9	0,994
III-novembre	24,9	82,7	0,00200	657,7	0,994
I-décembre	20,3		0,00164	537,8	0,994
II-décembre	27,1		0,00218	716,8	0,994
III-décembre	28,4	75,8	0,00228	750,3	0,994

$$\text{Volume évaporé} = a \times (\text{volume de la retenue}) + b$$

ANNEXE IV:

STATIONS PLUVIOMETRIQUES

Source: données IRD Tunis

Pluviomètre SKHIRA B.16KEF-LABBID	Code hydrom	: 148 6584704
	Latitude	: N 35° 44' 23''
	Longitude	: E 9° 23' 03''
	Date	: 1974-1998 (25ans)
	Altitude	: 600 m
Pluviomètre MESSOUITA	Code hydrom	: 148 6417411
	Latitude	: N 35° 38' 20''
	Longitude	: E 9° 27' 53''
	Date	: 1980-1998 (19ans)
	Altitude	: 661 m
Pluviomètre SIDI MBAREK EL AYEB	Code hydrom	: 148 6648304
	Latitude	: N 35° 40' 10''
	Longitude	: E 9° 15' 20''
	Date	: 1980-1990 1994-1998 (16 ans)
	Altitude	: 787 m
Pluviomètre HIR FEJDH HAMMAD	Code hydrom	: 148 6260111
	Latitude	: N 35° 35' 45''
	Longitude	: E 9° 21' 45''
	Date	: 1983-1997 (15 ans)
	Altitude	: 570 m

ANNEXE V:

SERIES CHRONOLOGIQUES

- Tableau des pluies décennales (1975-1998)

 - Tableau des apports décennales reconstitués à partir du logiciel pluie – débit GR3 (1975-1998)

 - Tableau des apports décennales discrétisés en classe de 3000 m³ (1975-1998)
-

ANNEXE VI:

ORGANIGRAMME DU CRDA DE KAIROUAN

ANNEXE : VII

Fichiers d'entrée du programme d'optimisation

0
12435
12435
12435
17890
17890
17890
17223
17223
17223
11635
11635
11635
7160
7160
7160
2004
2004
2004
787
787
787
441
441
441
2015
2015
2015
2228
2228
2228
2951
2951
2951
5163
5163
5163

Fichier besoinO

0	826	807	787	105	926	936	871	686	629	707	486	566	41	43	41	476	272	237	221	209	15	164	182	246	228	218	164	2	246	216	286	346	42	516
0	2717	2666	2666	3462	3046	3086	2664	2262	2070	2327	1632	1867	1346	1402	1361	1666	862	776	727	066	493	541	566	807	751	717	536	666	820	706	947	1144	1380	1666

Fichier coefevapO

Les coefficients de la première ligne ont été multipliés par 1000 pour plus de clarté

ANNEXE : VIII

Fichiers d'entrée du programme de simulation

Apmoy et pluies : fichiers contenant les apports et la pluies décadaires sur les 24 années

Voir annexe V

CoefevapS : fichiers de coefficients décadaires. C'est le même que pour l'optimisation sauf que les valeurs sont placées de janvier à décembre en ordre croissant

SAPR : matrice stock-apport-probabilité (voir page suivante)

%***PROGRAMME D'OPTIMISATION DU BARRAGE COLLINAIRE EL MORRA*******
%----VERSION DU 30 août 1999----%

auteur: Fabien PABIOT

projet mergusie

remarque: Ce programme d'optimisation a été écrit pour la gestion du barrage collinaire El Morra. Il est basé sur la programmation dynamique stochastique, et est inspiré de l'algorithme de Bellman.

```
% initialisation et introduction des données de base%
load projet;
load C:\{définir le chemin d'accès de la matrice sapr.txt};
load C:\{définir le chemin d'accès du fichier besoin0.txt };
load C:\{définir le chemin d'accès du fichier coefevap0.txt };

Vmax=654000;
Dmax=max(besoin0);
Vconsq=213000;
Alfa={définir la valeur de  $\alpha$ };
nbniveaux=219;
nbapport=219;
nbtemps=36;
% Tableaux sur les variables de bellman; la 1ere colonne sert à initialiser à 0 la valeur de bellman%
ECARTopt=zeros(nbniveaux,nbtemps+1);

% Tableaux de Bellman sur les décisions%
LACHopt=zeros(nbniveaux,nbtemps+1);

clear L;
clear CoutInst;
clear EcartF;

% fin d'initialisation%
```

%-----DEBUT DE LA BOUCLE-----%

%**ATTENTION LE TEMPS FONCTIONNE EN SENS RETROGRADE****%**
%t=2 correspond à la dernière période%

```
for t=2:nbtemps+1
```

```

disp(t);

for i=1:nb niveaux
    EcartF=ones(219,1)*10;
% recherche d'une décision optimale. La recherche s'effectue sur j qui varie entre 1 et i %
    for j=max(1,i-19):i
        L(j)=(sapr(i,1)-sapr(j,1));
        CoutInst=(1-Alfa)*{(L(j)-besoinO(t))/Dmax)^2;
        Stockf=(sapr(j,1)+sapr(1:nbapport,1));
        V=Vmax*(Stockf>Vmax)+Stockf.*(Stockf<=Vmax);
        Vevap=(coefevapO(1,t)*(V+52000)+coefevapO(2,t));
        Vinfi=(1.17*10^(-11))*(V.^(2.57));
        V=V-Vevap-Vinfi;
        CoutEsp=(Alfa)*{(V-Vconsg)/(Vmax)}.^2;
        Esp=CoutEsp.*sapr(1:nbapport,t);
        Esp1=(ECARTopt(j:nbapport,t-1)).*sapr(1:(nbapport-j+1),t);
        Esp2=(ECARTopt(nbapport,t-1)).*sapr((nbapport-j+2):nbapport,t);
        EcartF(j)=(sum(Esp1)+sum(Esp2)+sum(Esp)+CoutInst);
    end
% fin de calcul sur j%
    [Eopt,r]=min(EcartF);

% Ecart optimal pour chaque état i et chaque période t %
    ECARTopt(i,t)=Eopt;
% Lâchure optimale pour chaque état i et chaque période t %
    LACHopt(i,t)=L(r);

end %fin de la boucle sur i %

end %fin de la boucle sur le temps %

% préparation du fichier lacheropt pour la simulation: mise en ordre des décades %

A1=zeros(nbniveaux,36);
a2=LACHopt;
A1(:,1:12)=a2(:,26:37);
A1(:,13:36)=a2(:,2:25);
lachopt=fliplr(A1);%

B1=zeros(36,1);
b2=besoinO;
B1(1:12,1)=b2(26:37,1);
B1(13:36,1)=b2(2:25,1);
besoinS=flipud(B1);%

save -ascii C:\{définir le chemin d'accès du fichier de sortie de lachers } lachopt;

save projet;
disp('optimisation terminée');
% -----programme d'optimisation terminé-----%

```

%*****PROGRAMME DE SIMULATION DU BARRAGE COLLINAIRE EL MORRA*****
 %----VERSION DU 30 août 1999----%

auteur: Fabien PABIOT

projet mergusie

remarque: Ce programme de simulation a été écrit pour la gestion du barrage collinaire El Morra. Il est à relier avec le programme d'optimisation correspondant.

```

load projet.mat
load C:\Fabien\programmation\entre\optimisation\besoinO.txt;
B1=zeros(36,1);
b2=besoinO;
B1(1:12,1)=b2(26:37,1);
B1(13:36,1)=b2(2:25,1);
besoinS=flipud(B1);%

load C:\{définir le chemin d'accès du fichier lacheroptimal de l'optimisation pour un a};
load C:\{définir le chemin d'accès du fichier apmoy.txt};
load C:\{définir le chemin d'accès du fichier pluies.txt};
load C:\{définir le chemin d'accès du fichier de coefficients d'évaporation coefevapS.txt};
lachopt=lachoptimal;
W=lachopt;
Alfa={définir la valeur de a};

g=(round(sum(besoinS(16:24))/3000+1));

for k=g:nbniveaux
    for l=1:36
        if lachopt(k,l)==0 & besoinS(l)<=500;
            W(k,l)=besoinS(l);
        elseif lachopt(k,l)==0 & besoinS(l)>500;
            W(k,l)=500;
        else W(k,l)=lachopt(k,l);
        end
    end
end

REP=200;
Vi=495750;
Vmax=654000;
DEV=0;

NCdfris=0;
NCdfres=sum(besoinS(16:24));
NCdvriss=Vmax;
NCdvres=614730;
taux=0.6;
Stockf=zeros((REP),36);
H=zeros(1,(REP));
L=zeros((REP),36);
DIFUB=zeros((REP),36);
RAPUB=zeros((REP),36);
result=zeros(3,3);

```

% choix au hasard d'une année hydrologique en utilisant une fonction random:test sur la succession des années hydrologiques: la même année ne se répète pas plus de trois fois successives%

for q=1:(REP)

```

annee=round(rand*23+1);
H(1,q)=annee;
if q>3 & H(1,q)==H(1,q-2)
    H(1,q)=round(rand*23+1);
end
end

% fin initialisation%
%-----&

% boucle de génération des stocks%
S=Vi;
for m=1:(REP)
    for j=1:36
        if S>3000
            L(m,j)=W(round((S/3000)+1),j);
        else L(m,j)=0;
        end
        % équation du bilan de la retenue%
        S1=S+apmoy(H(1,m),j)-L(m,j);
        % condition de non déversement et calcul de déverse%
        surfa=(-3.24*10^(-23))*(S1+52000)^4+(7.95*10^(-17))*(S1+52000)^3-
(7.46*10^(-11))*(S1+52000)^2+(4.2*10^(-5))*(S1+52000)-1.86;

        % calcul des pluies par décades%
        Vp=pluies(H(1,m),i)*surfa*10;
        S1=S1+Vp;
        if S1>=Vmax
            difference=(S1-NCdvris);
            DEV=(DEV+difference);
            S1=Vmax*(S1>Vmax)+S1*(S1<=Vmax);
            Rdv1(m,j)=1;
        else Rdv1(m,j)=0;
        end
        Vmoy=(S+S1)/2;

        % calcul des infiltrations%
        Vinfi=(1.17*10^(-11))*((Vmoy)^(2.57));
        S1=S1-Vinfi;

        if S1>0
            Vmoy=(S+S1)/2;
            %calcul des évaporations%
            Vev=(cofevaps(1,j)*(Vmoy+52000))+cofevaps(2,j);
            S=S1-Vev;
        else S=S1;
        end

        %Contrainte: lâcher inférieur au stock dans le barrage%
        if S<0
            S=0;
        end

        %calcul des défaillances de la décade%
        defabs=besoinS(j)-L(m,j);
        rapport=L(m,j)/(besoinS(j));

        %calcul des stocks finaux après simulation, lâchures et numéros des années hydrologiques tirés%
        Stockf(m,j)=S;
        DIFUB(m,j)=defabs;
        RAPUB(m,j)=rapport;
    end
end
end

```

```

§ *****
%Événements dommageables:défaillance du stock, satisfaction de la demande et débordement%
§ *****

```

% indice de risque %

```

Rdf1=(Stockf<=NCdfris);
Rdf2=sum(Rdf1);
Rdf3=sum(Rdf2);
RDF=(Rdf3/((REP)*36));

```

```

Rdv2=sum(Rdv1);
Rdv3=sum(Rdv2);
RDV=(Rdv3/(REP*36));

```

```

Pbn1=(RAPUB<=taux);
Pbn2=sum(Pbn1);
Pbn3=sum(Pbn2);
RBN=(Pbn3/(REP*36));

```

% indice de vulnérabilité (volume annuel)%

```

VDV=(DEV/(REP));

```

```

Vabn=sum(DIFUB);

```

```

Vbn1=(Vabn).*(Vabn>0);
Vbn2=sum(Vbn1);
VBN=(Vbn2/(REP));

```

```

Vsup1=(Vabn).*(Vabn<0);
Vsup2=sum(Vsup1);
VSUP=(Vsup2/(REP))*(-1);

```

%indice de résilience%

```

pi=0;          % binaire qui caracterise l'etat entre une detrainance et son retour a l'etat normal %
retsati=1;    % nombre de retour a un etat satisfaisant
resdf=0;      % nombre de pas de temps en résilience%
pdv=0;
retsatdv=1;
resdv=0;

```

```

for i=1:REP
for j=1:36
if Stockf(i,i)<=NCdfris
pf=1;
end
if pf>0 & Stockf(i,i)<=NCdfres
resdf=resdf+1;
end
if pi>0 & Stockf(i,j)>NCdfres

```

```

        retsatf=retsatf+1;
    end
    if Vdn>0
        pdv=1;
    end
    if ndvs0 & Stockf(i,4)~=0
        resdv=resdv+1;
    end
    if pdv>0 & Stockf(i,4)<Ndivres
        pdv=0;
        retsatdv=retsatdv+1;
    end
end
end
end

```

```

RESDF=resdf/retsatf;
RESDV=resdv/retsatdv;

```

```

save -ascii C:\chemin d'accès au fichier de sortie des évacs L-D decadaire\ Vabn;

```

```

%-----RESULTATS-----%

```

```

disp('indice de delatiance du stock');
fprintf(1,' RƉF = %2.2f', RƉF*100)
fprintf(1,' RESDF = %3.0f\n', RESDF);
disp('indice de dēvernement');
fprintf(1,' RDV = %2.2f', RDV*100)
fprintf(1,' VDV = %6.0f', VDV)
fprintf(1,' RESDV = %3.0f\n', RESDV);
disp('indice de non satisfaction de la demande');
fprintf(1,' RBN = %2.2f', RBN*100)
fprintf(1,' VBN = %6.0f\n', VBN);
fprintf(1,' VSUP = %6.0f\n', VSUP);

```

```

%-----REPRESENTATION GRAPHIQUE-----%

```

```

T=NUM2STR(Alfa, '%1.2f');
T1=NUM2STR(RDF*100, '%2.2f');
T2=NUM2STR(RDV*100, '%2.2f');
T3=NUM2STR(RBN*100, '%2.2f');
T4=NUM2STR(VDV, '%6.0f');
T5=NUM2STR(VBN, '%6.0f');
T6=NUM2STR(RESDF, '%2.1f');
T7=NUM2STR(RESDV, '%2.1f');
T8=NUM2STR(VSUP, '%6.0f');

```

```

%Variation du stock en fonction du temps%
V=reshape(Stockf', (REP)*36,1);
save projet.mat;
interface (V,T,T1,T2,T3,T4,T5,T6,T7,T8);
title('simulation de la rēgle de gestion')
xlabel('Temps');
ylabel('Niveaux du rēservoir');

```

```

N1=NCdfris*ones((REP),36);
N2=NCdfres*ones((REP),36);
N3=NCdvris*ones((REP),36);
N4=NCdvres*ones((REP),36);

```

```

SD=reshape(N1', (REP)*36,1);

```

```
SE=reshape(N3', (REF)^36, 1);  
SQ=reshape(N4' / (REF)^36, 1);
```

```
grid=0;1;  
FIG=[SQ, SE, SE, SQ];
```

*/-----

ANNEXE - X

Interface des résultats de la simulation sous Matlab

Exemple pour $\alpha=0 ; 0,5 ; 1$

ANNEXE : XI

Regles de lâcher pour une pénalité de 0.2

Manuel d'aide au choix de la règle de gestion
