

0319.0

Thèse

présentée

Au Laboratoire d'Analyse et d'Architecture des Systèmes du CNRS

en vue de l'obtention du

Doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse

Spécialité : Automatique et Recherche Opérationnelle

par

Roger Marcelin FAYE

UNE APPROCHE INTEGREE POUR LA GESTION DES RESSOURCES EN EAU FAISANT APPEL AUX TECHNIQUES FLOUES ET NEURONALES

Soutenue le 14 Juin 1999 devant le jury :

Président J. AGUILAR-MARTIN

Rapporteurs D. GEORGES
 C. LISHOU

Examineurs A.K. ACHAIBOU
 J.P. BAUME
 J.L. CALVET

Directeur de Thèse F. MORA-CAMINO

Rapport LAAS N° 99261

Thèse préparée au Laboratoire d'Analyse et d'Architecture des Systèmes du CNRS

7, Avenue du Colonel Roche

31077 Toulouse Cedex FRANCE

*Il n'y a pas d'être plus heureux
dans ce monde qu'une
grenouille sous la pluie.*

Avant Propos

Le travail présenté dans ce mémoire a été effectué au sein du Laboratoire d'Analyse et d'Architecture des Systèmes (L.A.A.S) du CNRS. A ce titre, je tiens à remercier Monsieur Jean Claude Laprie, Directeur du L.A.A.S pour m'avoir permis d'effectuer mes recherches dans ce laboratoire.

Je remercie également Madame Louise Travé-Massuyès pour son accueil dans le groupe Automatique Symbolique.

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur Omar Sock, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique du Sénégal pour toutes les facilités accordées durant ces années de thèse. J'adresse mes remerciements à la Mission Française de Coopération au Sénégal pour le soutien sous forme de bourse d'étude.

Je tiens à remercier très sincèrement Monsieur Joseph Aguilar-Martin, Directeur de Recherches au L.A.A.S, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de soutenance.

Tout particulièrement, je tiens à apporter le témoignage de ma profonde gratitude à mon Directeur de thèse, Monsieur Félix Mora-Camino, pour sa confiance, sa disponibilité, son soutien sans faille, sa sympathie, ses critiques qui m'ont été nécessaires au cours des ces années de thèse. Pour tout cela, je te dis Merci.

Je tiens à remercier Messieurs Didier Georges, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Grenoble et Claude Lishou, Professeur à l'Ecole Supérieure Polytechnique du Sénégal, pour l'intérêt accordé à mes travaux et pour avoir accepté d'en être les rapporteurs.

Je tiens aussi à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Karim Achaïbou pour ses conseils et pour avoir accepté de participer au jury.

Mes remerciements vont également à l'endroit de Messieurs Jean Louis Calvet, Professeur à l'Université Paul Sabatier de Toulouse et Jean Pierre Baume Ingénieur de Recherche du CEMAGREF de Montpellier, pour avoir accepté de juger ce travail et pour les remarques qui ont permis d'améliorer ce mémoire.

Je tiens à remercier tous mes collègues de l'Ecole Supérieure Polytechnique, particulièrement Salam Sawadogo et Awa Niang.

Je ne saurais oublier tous les permanents et thésards du groupe Automatique Symbolique qui ont su maintenir une ambiance de travail chaleureuse. J'accorde une mention spéciale à Walid, Florent, Rudolph, Shahzad, Renaud, Sergio, Fabrice, César, Flavio.

J'adresse également mes remerciements à tout le personnel du L.A.A.S, particulièrement à Madame Dufour secrétaire du groupe Automatique Symbolique. Ces remerciements vont aussi à l'endroit du personnel du CIES qui a géré mes différents séjours à Toulouse.

Je réserve une pensée toute particulière à la famille Mora-Camino, pour le soutien moral durant mes différents séjours à Toulouse.

Je tiens à remercier tous mes amis particulièrement à Anna, Karim, Michel, Bath, Tandia, Nogaye, Birame, Thioro, Mansour, El Hadj, Cheikh, Maguèye, Mor.

Je ne saurais terminer sans remercier mes parents pour tous les efforts consentis, qu'ils trouvent en ce mémoire le modeste témoignage de ma profonde reconnaissance.



Table des matières

I- Introduction générale.....	1
II- Eléments sur la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau	
II.1 Introduction.....	7
II.2 Les différents niveaux de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	7
II.2.1 La gestion stratégique.....	8
II.2.2 La gestion tactique.....	8
II.2.3 La gestion temps réel ou régulation.....	8
II.3 Les méthodes de la Recherche Opérationnelle appliquées à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	8
II.3.1 La Programmation Linéaire continue appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	9
II.3.2 La Programmation Dynamique appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	10
II.3.3 La Programmation Non Linéaire appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	12
II.3.4 La Simulation Numérique appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	12
II.4 Les méthodes de l'Automatique appliquées à la régulation des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.....	13
II.4.1 Les méthodes de distribution de l'eau aux usagers.....	13
II.4.2 La régulation amont.....	14
II.4.3 La régulation aval.....	15
II.4.4 La régulation par commande prédictive.....	15
II.5 Etudes de cas d'automatisation de la gestion de très court terme.....	16
II.5.1 La régulation "CARAMBA".....	16
II.5.1.1 Le module de prévision.....	16
II.5.1.2 Le module de commande en boucle ouverte.....	17
II.5.1.3 Le module de commande en boucle fermée.....	17
II.5.2 La régulation dynamique.....	18
II.6 Conclusion.....	20

III- Modélisation des apports et des réserves amont

III.1 Introduction.....	21
III.2 Modélisation des précipitations.....	21
III.2.1 Modèles stochastiques de précipitations.....	22
III.2.2 Un modèle markovien des précipitations.....	24
III.3 Modélisation des apports de ruissellement.....	25
III.3.1 Modélisation des ruissellements issus des eaux de pluies.....	27
III.3.2 Modélisation des apports des bassins versants.....	29
III.4 Modélisation de la réserve amont.....	31
III.5 Conclusion.....	33

IV- Prévision de la demande

IV.1 Introduction.....	35
IV.2 Modèles globaux de long terme.....	35
IV.3 Modèles de prévision de demande à court terme.....	37
IV.3.1 Consommation domestique et industrielle.....	37
IV.3.1.1 L'approche classique.....	37
IV.3.1.2 Les nouvelles approches.....	38
IV.3.2 Demande agricole localisée de court terme.....	39
IV.4 Evaluation des besoins agricoles de court terme.....	41
IV.5 Le comportement d'irrigation à court terme des usagers.....	44
IV.6 Estimation de la demande par utilisation de règles floues.....	46
IV.7 Prévision de la demande horaire des agriculteurs.....	49
IV.8 Conclusion.....	50

V- Modélisation du système de distribution

V.1 Introduction.....	51
V.2 Modèles de dynamiques des écoulements.....	51
V.2.1 Modèle de S ^l Venant.....	51
V.2.2 Modèle de Hayami.....	52
V.3 Modèle de dynamique des réserves.....	54
V.4 Modélisation de l'évolution dynamique des ressources au niveau des biefs.....	57
V.5 Calibrage du modèle d'évolution des côtes.....	61
V.5.1 Estimation au sens des moindres carrés des paramètres du modèle.....	61
V.5.2 Utilisation des réseaux de neurones.....	64
V.6 Conclusion.....	68

VI- Gestion à long terme des ressources en eau

VI.1 Introduction.....	71
VI.2 La stratégie de gestion proposée.....	71
VI.3 Génération adaptative du plan de délestages hebdomadaires.....	72
VI.4 Détermination de la fonction objectif du problème de génération du plan de délestages.....	75
VI.5 Détermination des paramètres de pondération côté usagers.....	77
VI.6 Détermination des paramètres de pondération côté gestionnaire.....	79
VI.7 Conclusion.....	82

VII- Gestion à court terme de la distribution de l'eau

VII.1 Introduction.....	85
VII.2 Organisation de la gestion en ligne.....	85
VII.3 Génération adaptative des consignes de court terme.....	86
VII.4 Détermination du niveau des contraintes pour la génération de consignes de court terme.....	88
VII.4.1 Définition des contraintes de pompages maximaux.....	88
VII.4.2 Détermination des niveaux de réserve utilisable.....	90
VII.5 Gestion de situations particulières.....	95
VII.5.1 Gestion d'une situation de crue.....	95
VII.5.2 Gestion d'un déversement de produits polluants.....	96
VII.5.3 Gestion en présence d'une panne d'une unité de prélèvements.....	98
VII.5.4 Gestion en présence d'une opération de maintenance.....	99
VII.6 Éléments pour la supervision de la gestion de court terme.....	99
VII.7 Conclusion.....	103

VIII- Mise en œuvre et résolution numérique

VIII.1 Introduction.....	105
VIII.2 Résolution du problème récurrent d'optimisation des délestages associé à la gestion de long terme GLT_k	105
VIII.3 Exemple d'application du problème d'optimisation associé à la gestion de long terme.....	109
VIII.3.1 Le système de stockage/transfert/distribution d'eau considéré sur le long terme.....	109
VIII.3.2 Formulation du problème.....	110
VIII.4 Résolution du problème récurrent d'optimisation des prélèvements associé à la gestion de court terme GCT_h	116
VIII.4.1 Problème de flots à gain maximum.....	117

VIII.4.2 Problème de flot maximum.....	118
VIII.4.3 Approche par décomposition-coordination.....	119
VIII.4.4 Approche de résolution adoptée.....	121
VIII.5 Exemple d'application du problème d'optimisation associé à la gestion de court terme.....	122
VIII.6 Conclusion.....	130
IX- Conclusion et Perspectives.....	131
Annexe 1 : Systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau : Eléments généraux.....	133
Annexe 2 : Le modèle de simulation SIC.....	139
Annexe 3 : Principes de base d'un système expert flou et de la Logique Floue.....	143
Annexe 4 : Les règles dynamiques.....	151
Annexe 5 : Eléments introductifs au réseaux de neurones artificiels.....	155
Bibliographie.....	159

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

Chapitre II

Figure II.1 Régulation amont.....	14
Figure II.2 Régulation aval.....	15
Figure II.3 Structure du modèle d'écoulement de "CARAMBA".....	17
Figure II.4 Elaboration de l'action correctrice dans "CARAMBA" pour le bief amont.....	18
Figure II.5 Elaboration de l'action correctrice dans "CARAMBA" pour le bief intermédiaire.....	18
Figure II.6 Représentation schématique du système de biefs avec ses différentes variables.....	19
Figure II.7 Schéma fonctionnel élémentaire de la régulation dynamique.....	20

Chapitre III

Figure III.1 Exemple de distribution de précipitations au Mali.....	21
Figure III.2 Effet des précipitations sur les apports.....	21
Figure III.3 Influence de la pluie sur la demande agricole.....	22
Figure III.4 Exemples de distributions observée et théorique.....	24
Figure III.5 Evolution des probabilités de passage d'un jour humide à un jour sec et d'un jour sec à un jour humide.....	24
Figure III.6 Graphe markovien des états pluviométriques.....	25
Figure III.7 Exemple de distribution des précipitations obtenue par simulation.....	25
Figure III.8 Les bassins versants du Canal de Provence.....	26
Figure III.9 Exemple de débits moyens mensuels de la Loire au barrage de Gien.....	26
Figure III.10 Exemple de débits moyens journaliers (Barrage de Gien).....	26
Figure III.11 Exemple de débits moyens horaires (Barrage de Gien).....	27
Figure III.12 Barrage-réservoir de Paithan et sa zone d'irrigation.....	30
Figure III.13 Exemple d'évolution des apports du barrage de Paithan.....	30
Figure III.14 Représentation fonctionnelle d'un réservoir.....	31
Figure III.15 Exemple d'évolution des évaporations du barrage de Paithan.....	32
Figure III.16 Définition des différents niveaux de réserve pour un barrage-réservoir.....	33

Chapitre IV

Figure IV.1 Evolution des prévisions de demande globale annuelle.....	36
Figure IV.2 Exemple d'évolution de la demande en eau annuelle d'une exploitation agricole.....	36
Figure IV.3 Gabarits représentant la variation horaire de la demande.....	38
Figure IV.4 Réseau de neurones multicouche.....	38

Figure IV.5 Pluies et pompages annuels.....	39
Figure IV.6 Pluies et pompages journaliers.....	40
Figure IV.7 Génération de la demande agricole à court terme.....	40
Figure IV.8 Cycle végétatif du coton.....	41
Figure IV.9 Coefficient cultural journalier du coton.....	42
Figure IV.10 Coefficient cultural du coton.....	42
Figure IV.11 Coefficient cultural du blé.....	42
Figure IV.12 Représentation causale de l'équation de bilan journalière.....	42
Figure IV.13 Evolution estimée des besoins en apport d'eau d'irrigation.....	43
Figure IV.14 Détermination de la périodicité d'un plan d'irrigation.....	44
Tableau IV.1 Résultats de la méthode rapide de pilotage des irrigations.....	45
Figure IV.15 Méthode graphique de pilotage des irrigations.....	45
Figure IV.16 Fonction d'appartenance de l'intensité des pluies.....	48
Figure IV.17 Fonction d'appartenance de la régularité des pluies.....	48
Figure IV.18 Définition des niveaux qualitatifs de demande en fonction de l'étape végétatif.....	48
Figure IV.19 Représentation de la réserve de l'agriculteur.....	49

Chapitre V

Figure V.1 Illustration des phénomènes de convection et de diffusion.....	53
Figure V.2 Hydrogramme d'entrée décomposé en somme d'échelons et sa réponse.....	53
Figure V.3 Représentation par un graphe orienté d'un réseau de collecte/distribution d'eau.....	54
Figure V.4 Exemple de représentation : Canal de la Neste.....	55
Figure V.5 Exemples de configurations de barrages-réservoirs.....	55
Figure V.6 Organisation des flux au niveau d'un point de connexion.....	56
Figure V.7 Vue d'ensemble d'un réseau d'irrigation.....	57
Figure V.8 Détail d'un bief.....	57
Figure V.9 Exemple d'évolution journalière de la côte d'un canal.....	58
Figure V.10 Exemple de spectre fréquentiel de la côte journalière d'un canal.....	58
Figure V.11 Côtes observées et simulées à l'aval d'un bief pour deux échantillons de régime de débits différents.....	63
Figure V.12 Côtes observées et simulées à l'aval d'un bief pour deux échantillons de régime de débits comparables.....	64
Figure V.13 Exemples d'évolution des côtes simulées lors du remplissage d'un bief.....	64
Figure V.14 Estimation paramétrique par réseaux de neurones.....	65
Figure V.15 Structure d'un réseau de neurones interpolateur de type feedforward.....	65

Figure V.16 Schéma d'apprentissage retenu.....	66
Figure V.17 Premier exemple d'échantillon.....	67
Figure V.18 Deuxième exemple d'échantillon.....	67
Figure V.19 Erreur quadratique en fonction du nombre d'itérations.....	67
Figure V.20 Evolution des coefficients de transfert (premier cas).....	67
Figure V.21 Evolution des coefficients de transfert (deuxième cas).....	68

Chapitre VI

Figure VI.1 Courbe de délestage hebdomadaire.....	71
Figure VI.2 Courbe de délestage journalière.....	72
Figure VI.3 Les différents niveaux de gestion.....	72
Figure VI.4 Entrées et sorties du problème GLT_k	74
Figure VI.5 Evolution de la fonction ϕ	75
Figure VI.6 Evolution de ϕ en fonction des exposants γ et β	76
Figure VI.7 Représentation schématisé du calcul de l'indice de criticité d'un déficit.....	78
Figure VI.8 Evolution de l'exposant γ en fonction de l'indice de criticité.....	78
Figure VI.9 Evolution de la pénalité en fonction de l'indice de criticité.....	78
Figure VI.10 Exemple d'évolution des excédents et des déficits.....	79
Figure VI.11 Fonction d'appartenance du déficit.....	80
Figure VI.12 Fonction d'appartenance de la tendance du déficit.....	80
Tableau VI.1 Exemple de base de règles associées à la pondération des excédents.....	81
Figure VI.13 Exemple de fonction d'appartenance pour β	81
Figure VI.14 Illustration graphique de la méthode d'inférence de Mamdani.....	81
Figure VI.15 Exemple de pénalisation de l'excédent.....	82
Figure VI.16 Organisation modulaire de la gestion de long terme.....	82

Chapitre VII

Figure VII.1 Structure de gestion de court terme.....	86
Figure VII.2 Exemple d'évaluation linguistique de l'intensité de la demande.....	89
Figure VII.3 Exemple d'évaluation linguistique de la flexibilité de la demande.....	90
Figure VII.4 Evolution nominale du délestage autorisé.....	91
Figure VII.5 Exemple d'évaluation linguistique de la tendance de la demande.....	92
Figure VII.6 Exemple d'évaluation linguistique de la variation de délestage.....	92
Tableau VII.1 Exemple de base de règles tridimensionnelle associé au coefficient d'ajustement du délestage.....	94

Figure VII.7 Exemple d'évaluation linguistique du coefficient d'ajustement des lâchers.....	94
Figure VII.8 Exemple d'évolution de la zone polluée.....	98
Figure VII.9 Définition de la demande nette.....	101
Figure VII.10 Organisation modulaire de la supervision de la gestion de court terme.....	103

Chapitre VIII

Figure VIII.1 Représentation rangée du graphe support d'un système de stockage/transfert/distribution.....	107
Figure VIII.2 Réduction de l'espace de recherche des trajectoires solution.....	109
Figure VIII.3 Structure du réseau considéré.....	110
Figure VIII.4 Evolution annuelle des apports.....	111
Figure VIII.5 Prévision annuelle de la demande D_1	111
Figure VIII.6 Prévision annuelle de la demande D_2	112
Figure VIII.7 Evolution annuelle des indices de criticité des déficits.....	112
Figure VIII.8 Evolution annuelle de l'indice globale de criticité c_1	113
Figure VIII.9 Evolution annuelle de l'indice globale de criticité c_2	113
Figure VIII.10 Evolution annuelle du paramètre de pondération des déficits γ_1	113
Figure VIII.11 Evolution annuelle du paramètre de pondération des déficits γ_2	114
Figure VIII.12 Evolution annuelle de la réserve du barrage-réservoir 1.....	114
Figure VIII.13 Evolution annuelle des débits associés au versant 1.....	115
Figure VIII.14 Evolution annuelle des pompages P_1	115
Figure VIII.15 Evolution annuelle de la réserve du barrage-réservoir 2.....	115
Figure VIII.16 Evolution annuelle des débits associés au versant 2.....	116
Figure VIII.17 Evolution annuelle des pompages P_2	116
Figure VIII.18 Représentation d'un noeud du réseau associé à GCT_h	118
Figure VIII.19 Exemple de décomposition spatiale d'un système de distribution/stockage d'eau.....	119
Figure VIII.20 Structure du tableau des contraintes et processus de sélection des variables.....	122
Figure VIII.21 Demande horaire prévue au point de prélèvement 1.....	123
Figure VIII.22 Demande horaire prévue au point de prélèvement 2.....	124
Figure VIII.23 Evolution horaire de la réserve du barrage-réservoir 1.....	125
Figure VIII.24 Evolution horaire du débit q_{11}	125
Figure VIII.25 Evolution horaire de la côte 1.....	125
Figure VIII.26 Evolution horaire du débit q_{13}	126
Figure VIII.27 Evolution horaire de la côte 3.....	126
Figure VIII.28 Evolution horaire du débit q_{34}	126

<i>Figure VIII.29 Evolution horaire du pompage au point de prélèvement 1.....</i>	127
<i>Figure VIII.30 Evolution horaire de la réserve du barrage-réservoir 2.....</i>	127
<i>Figure VIII.31 Evolution horaire du débit q_{22}.....</i>	127
<i>Figure VIII.32 Evolution horaire de la côte 2.....</i>	128
<i>Figure VIII.33 Evolution horaire du débit q_{23}.....</i>	128
<i>Figure VIII.34 Evolution horaire du pompage au point de prélèvement 2.....</i>	128
<i>Figure VIII.35 Prélèvements horaires en P1 pour différentes flexibilités de la demande agricole....</i>	129

Annexes

<i>Figure A1.1 Configuration d'un système de stockage/transfert/distribution de l'eau.....</i>	133
<i>Figure A1.2 Les origines de l'eau captée.....</i>	134
<i>Figure A1.3 Technique traditionnelle de retenue d'eau.....</i>	134
<i>Figure A1.4 Distribution en tête de parcelle.....</i>	135
<i>Figure A1.5 Réseau collectif de distribution.....</i>	136
<i>Figure A1.6 Distribution par canaux enterrés.....</i>	137
<i>Figure A1.7 Irrigation par aspersion.....</i>	138
<i>Figure A1.8 Irrigation localisée.....</i>	138
<i>Figure A2.1 Schéma de discrétisation de Preissman.....</i>	140
<i>Figure A3.1 Principe de base d'un système expert.....</i>	143
<i>Figure A3.2 Architecture d'un système expert flou.....</i>	144
<i>Figure A3.3 Fonction d'appartenance de la régularité des pluies.....</i>	144
<i>Figure A3.4 Exemple de représentation de la fonction grand dans le cas booléen.....</i>	145
<i>Figure A3.5 Exemple de représentation de la fonction grand dans le cas flou.....</i>	145
<i>Figure A3.6 Exemple de fonction d'appartenance.....</i>	146
<i>Figure A3.7 Représentation des caractéristiques d'un ensemble flou.....</i>	146
<i>Figure A3.8 Exemple d'intersection et d'union d'ensembles flous.....</i>	147
<i>Figure A3.9 Exemple d'illustration de la défuzzification par centre de gravité.....</i>	150
<i>Figure A5.1 Neurone artificiel vu comme un opérateur mathématique.....</i>	155
<i>Figure A5.2 Structure d'un réseau de neurones multicouche.....</i>	156



I-INTRODUCTION GENERALE

Le stockage, le transport et la distribution de l'eau ont une histoire millénaire qui a accompagné celle de nombre de civilisations passées. Au tout début de l'histoire connue, ce sont des systèmes naturels tels que le Nil, l'Euphrate et l'Indus qui ont apporté l'eau aux civilisations de l'Egypte, de la Mésopotamie et de l'Inde. Très vite, ces sociétés ont déployé des efforts et de l'ingéniosité pour atténuer le caractère aléatoire et parfois calamiteux des apports naturels. Les Romains et plus tard les Arabes ont développé sur le pourtour méditerranéen tout un art de la captation, du stockage, du transport et de la distribution de l'eau. Si pendant de longs siècles aucun progrès notable n'a été rapporté, ce sont les impératifs militaires puis économiques qui ont conduit à la renaissance des techniques de l'eau notamment par le creusement des canaux de l'Europe du Nord. Ensuite, c'est la révolution industrielle et l'expansion coloniale qui ont ouvert de nouveaux espaces à l'exploitation agricole conduisant au développement des principaux systèmes d'irrigation actuels [Jaubert de Passa 1981].

Les systèmes actuels de captage, stockage, transfert et distribution de l'eau présentent une très grande diversité due :

- aux conditions climatiques : systèmes d'appoints pour les zones tempérées et systèmes vitaux pour les zones arides ou semi-arides,
- aux conditions géomorphologiques et aux dimensions des zones intéressées,
- aux moyens mis en œuvre : de simples aménagements de cours d'eau naturels aux constructions d'ouvrages entièrement artificiels (barrages, prises d'eau et canaux),
- aux diverses finalités de l'eau captée : usages domestiques, industriels et agricoles,
- aux diverses techniques d'opération allant de systèmes traditionnels opérés manuellement à des systèmes entièrement automatisés.

Néanmoins, la plupart de ces systèmes présente d'importantes caractéristiques communes :

- une opération distribuée dans l'espace et dans le temps,
- une dynamique caractérisée par de longs délais de transfert,
- la caractéristique aléatoire des apports et des régimes de fonctionnement,
- la difficulté de prévoir les besoins en eau des usagers potentiels.

On trouvera en annexe I une analyse détaillée des principales composantes des systèmes de stockage/transfert/distribution, notamment dans le contexte agricole.

Les principales qualités que l'on se doit d'attendre aujourd'hui d'un système moderne de stockage, transfert et distribution de l'eau sont [Faye et al. 1996] :

- **la disponibilité** : le système doit fournir de façon sûre et durable une ressource disponible en quantité et en qualité,
- **la continuité** : l'offre de ressource doit évoluer de façon continue en fonction des niveaux des réserves de manière à assurer un niveau de service régulier,
- **l'économie** : le transfert et la distribution de l'eau doit éviter tout gaspillage,
- **l'équité** : la distribution de la ressource eau doit se faire en accord avec une échelle de priorité acceptée par les communautés concernées,
- **la précision** qui est un préalable à la mise en œuvre des principes d'économie et d'équité,
- **la sécurité** : le système doit être opéré de façon à éliminer tout danger pour les communautés environnantes, notamment en présence de crues,
- **l'intégrité** : le système doit être capable de détecter des dysfonctionnements portant atteinte à la sécurité, la précision, l'équité, l'économie et la disponibilité,
- **le coût** : la ressource doit être mise à disposition des usagers au prix le plus bas possible,
- **le respect de l'environnement** : préservation de la faune et de la flore, du paysage architectural, élimination des risques de pollution.

La poursuite de tels objectifs est rendue ardue par les difficultés suivantes :

- difficulté de gestion à long terme compte tenu de la qualité des prévisions des apports et de la demande en eau,
- difficulté de maîtriser la dynamique des transferts face à des délais de transfert variables avec le régime de fonctionnement,
- difficulté d'anticiper sur le court terme des demandes ponctuelles,
- difficulté d'utilisation de méthodes mathématiques lourdes associées à la simulation de la dynamique des écoulements,
- difficulté de superviser un large éventail de capteurs et d'actionneurs de technologie souvent peu homogène.

Depuis plusieurs décennies déjà, les techniques de la Recherche Opérationnelle et de l'Automatique ont relevé le défi de la gestion et de la régulation des systèmes de stockage, transfert et distribution de l'eau. Ainsi, les techniques de la Programmation Linéaire et de la Programmation Dynamique, associées aux techniques de traitement du signal et de prévision de séries temporelles ont connu ici un vaste champ d'application qui, après des débuts très prometteurs, a connu une activité qui s'est fortement stabilisée depuis plus d'une décennie face aux difficultés rencontrées.

Ainsi, un renouveau méthodologique semble désirable afin d'affronter différemment et de façon plus efficace ce domaine. En fait, depuis environ dix ans, les techniques Floues et Neuronales ont acquis leurs lettres de noblesse dans le domaine des Sciences pour l'Ingénieur. Il est donc apparu très opportun d'évaluer l'apport potentiel de ces techniques dans le cadre de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau. C'est l'un des principaux objectifs de cette thèse.

Celle-ci aborde de façon systémique [Pereira 1970] l'analyse des différents composants des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau en vue de leur gestion ou de leur commande, elle distingue l'offre de la demande qu'elle considère reliées par le système de transfert, et ceci aussi bien sur le long, le court que sur le très court terme. Cette analyse

conduit alors à proposer une structure intégrée à trois niveaux pour la gestion d'un tel système.

Non seulement les techniques classiques de la Programmation Mathématique et du traitement des séries temporelles, mais aussi les techniques modernes floues et neuronales, sont mises à contribution dans cette approche pour résoudre les problèmes de modélisation, prévision et prise de décision. La démarche adoptée dans cette thèse considère en fait que les techniques de type flou et neuronal viennent ici, non pas remplacer les techniques plus traditionnelles mais bien au contraire, apporter un regain d'efficacité à celles-ci.

Ainsi, outre la proposition d'une structure intégrée de gestion des systèmes de stockage, transfert et distribution de l'eau, cette thèse apporte une série de contributions concernant non seulement la mise en œuvre des techniques floues et neuronales :

- prévision de la demande à l'aide de règles floues dynamiques,
- modélisation neuronale des phénomènes de transfert dans les biefs,
- formulation à base de logique floue de critères et de contraintes pour les problèmes d'optimisation associés à la gestion de court ou de long terme,

mais aussi concernant la mise en œuvre de techniques plus classiques de la Programmation Mathématique et de la commande :

- approche adaptative de la résolution de problèmes d'optimisation dynamique en environnement incertain,
- adaptation de la Programmation Dynamique à des problèmes structurés de grandes dimensions,
- adaptation de l'algorithme du Simplexe Révisé au cas de l'optimisation de systèmes linéaires dynamiques contraints.

Le corps principal de la thèse est divisé en sept chapitres :

Le chapitre II présente un état de l'art sur les principales techniques de la Recherche Opérationnelle et de l'Automatique mises en œuvre dans la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau et fournit donc une référence méthodologique pour les contributions apportées dans cette thèse.

Ensuite, les trois chapitres suivants développent une analyse des caractéristiques essentielles des trois sous-systèmes constitutifs des systèmes de stockage/transfert/distribution en mettant l'accent sur la modélisation des phénomènes dynamiques dont la bonne prévision est essentielle à la gestion du système dans sa globalité.

Le chapitre III analyse les apports dans les bassins d'alimentation et présente les méthodes de prévision de ceux-ci dans le cadre de la formation des réserves amont.

Le chapitre IV analyse la formation de la demande, présente différents modèles de prévision de celle-ci et propose, en ce qui concerne la demande agricole, une approche de prévision basée sur la Logique Floue.

Le chapitre V s'intéresse à la modélisation du sous-système de transfert de l'eau et propose deux types de modélisations adaptées d'une part à la gestion de long terme et d'autre part à la gestion de plus court terme. Dans ce dernier cas, il est développé une modélisation mésoscopique, à base de réseaux de neurones, de la dynamique des biefs.

Les trois chapitres suivants développent l'approche intégrée de gestion proposée dans cette thèse :

Le chapitre VI s'intéresse à la gestion de long terme, les techniques du raisonnement flou sont utilisées à la formulation d'un problème récurrent d'optimisation de long terme de la programmation des délestages des réserves amont d'un système de stockage/transfert/distribution de l'eau.

Le chapitre VII considère lui, la gestion de court terme des systèmes de stockage/transfert/distribution, il réalise l'interface entre le long terme et le très court terme en formulant un problème récurrent d'optimisation des prélèvements et des transferts dont les contraintes finales sont fixées en faisant à nouveau appel à la Logique Floue.

Au chapitre VIII, l'approche proposée est mise en application. La formulation des problèmes récurrents d'optimisation de long terme et de court terme est complétée en faisant appel aux méthodes basées sur la Logique Floue proposées au chapitre VI et VII. Le problème d'optimisation de long terme est résolu en utilisant la Programmation Dynamique, alors que le problème d'optimisation de court terme est traité par la Programmation Linéaire primale. Dans les deux cas, des aménagements de ces techniques classiques de la Programmation Mathématique sont rendus nécessaires par la dimension et la structure des problèmes traités.

Finalement, le chapitre IX présente la conclusion générale à ce travail et indique quelques nouvelles perspectives de recherche dans ce domaine.



CHAPITRE II

ELEMENTS SUR LA GESTION DES SYSTEMES DE STOCKAGE/TRANSFERT/DISTRIBUTION D'EAU

Ce chapitre concerne l'analyse des principales techniques de la Recherche Opérationnelle et de l'Automatique mises en œuvre à ce jour dans la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau.

II.1 Introduction

De façon générale, les objectifs de gestion pour un système de stockage/transfert/distribution d'eau concernent *la satisfaction de la demande en eau des usagers au moindre coût, de façon sûre et durable*. Compte tenu du développement technique, des enjeux économiques actuels et du fait de la compétition latente entre les besoins croissants des différents utilisateurs, la gestion d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau doit faire face aujourd'hui à des objectifs chaque fois plus ambitieux. Ainsi, elle doit :

Sur le court terme :

- permettre de satisfaire une demande qui peut avoir un fort caractère aléatoire (localisation spatiale et temporelle, intensité, durée),
- pallier les défaillances du système de distribution (pannes, fuites, fraudes, etc.),
- faire face aux aléas météorologiques de court terme (fortes pluies ou au contraire absence prolongée de pluies),

Sur le moyen terme :

- gérer les réserves en eau sur le moyen terme,
- faire face aux aléas climatiques (étiages ou crues prolongées),
- assurer une distribution équitable de l'eau ou du moins conforme aux priorités préalablement définies,

Sur le long terme :

- gérer les réserves en eau sur de longues périodes,
- établir une programmation de long terme des délestages.

La satisfaction de ces différents objectifs se joue à plusieurs niveaux : aussi bien au niveau de la conception du système de stockage/transfert/distribution d'eau (dimensionnement, tracé des ouvrages), qu'au niveau des choix de gestion de la ressource et qu'au niveau de la mise en oeuvre des opérations. Ainsi, dans ce chapitre est développé une analyse des principales techniques actuelles de gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau, aussi bien sur le long terme que sur le court et le très court terme. A titre d'illustration deux cas d'automatisation de la régulation de systèmes de biefs sont présentés et analysés.

II.2 Les différents niveaux de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

Avec l'avènement de l'ère informatique, les méthodes anciennes, voire ancestrales, de gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau, ont subi un bouleversement total, laissant place aux méthodes actuelles caractérisées par le traitement automatisé d'une masse de données de plus en plus grande et diversifiée.

Aujourd'hui, suivant les différentes échelles de temps et d'espace considérées, on distingue en ce qui concerne la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau :

- la gestion stratégique qui appréhende le système dans sa globalité sur le long terme,
- la gestion tactique qui peut distinguer plusieurs sous-systèmes et qui se place sur le moyen terme,
- la gestion de court terme qui est locale (au niveau d'un barrage ou d'un bief).

II.2.1 La gestion stratégique

Elle concerne la gestion des réserves de la ressource en eau et consiste à définir une stratégie de répartition de l'eau sur une base annuelle en fonction de l'état des réserves initiales, des conditions climatiques passées et actuelles, des contraintes environnementales et techniques liées à l'infrastructure installée. Son pas de temps est de l'ordre du mois et présente un cycle annuel. La qualité des prévisions de long terme de la demande en eau joue un rôle aussi essentiel que les statistiques de long terme concernant les apports au système. Afin de définir des politiques efficaces, les techniques de la Recherche Opérationnelle ont été introduites depuis longtemps pour optimiser la programmation de long terme de ces systèmes.

II.2.2 La gestion tactique

Elle concerne l'affectation des ressources aux différents usagers conformément à la politique de gestion définie dans le long terme (gestion stratégique) et en fonction des besoins exprimés qui sont éventuellement affectés de priorités et soumis à des contraintes techniques résultant de l'infrastructure existante. Son pas de temps est en général de l'ordre du jour à la semaine et son horizon de l'ordre du mois à la saison (quelques mois). Au cours des dernières décennies, la gestion tactique des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau a fait aussi de plus en plus appel aux techniques de la Recherche Opérationnelle.

II.2.3 La gestion temps réel ou régulation

Elle concerne les canaux d'irrigation et leurs ouvrages et vise à satisfaire les objectifs de distribution définis par la gestion tactique. Son pas de temps va de quelques minutes à quelques heures. Afin d'être efficace, elle doit être adaptée aux techniques de distribution de l'eau mises en œuvre en aval du système. La gestion temps réel fait, quant à elle, de plus en plus appel aux techniques de l'Automatique, tant en ce qui concerne la modélisation de la dynamique du système (fonctions de transfert, représentation d'état distribuée ou non, linéaire ou non), que de l'élaboration de signaux de commande (asservissements, régulation multidimensionnelle par retour d'état, commande adaptative et en particulier commande prédictive).

II.3 Les méthodes de la Recherche opérationnelle appliquées à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

Remarquons tout d'abord que le champ d'application des méthodes de la Recherche Opérationnelle s'est porté simultanément sur la gestion des systèmes de génération d'énergie hydroélectrique et des systèmes de gestion de l'eau en tant que ressource finale. Ainsi, ceux-ci présentent une bibliographie en grande partie commune.

Une deuxième constatation est que ce sont des méthodes très voisines qui sont utilisées au niveau de la gestion de long terme et de la gestion de plus court terme des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau. Il ne semble donc pas nécessaire de faire ici une distinction franche entre les techniques de la Recherche Opérationnelle appliquées à l'un ou l'autre des niveaux de gestion.

Les principales techniques mises en œuvre sont [Yeh 1985] :

- la Programmation Linéaire Continue,
- la Programmation Dynamique,

- la Programmation Non Linéaire,
- la Simulation Numérique.

Ces différentes techniques se distinguent par leur aptitude à traiter des aspects tel que : dimensions (espace et temps), non linéarités (utilités des décideurs et coûts de production, caractéristiques techniques des équipements) et incertitudes (aléas des apports et de la demande finale).

II.3.1 La Programmation Linéaire continue appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

Cette technique est l'une des plus utilisées dans ce domaine, pour deux raisons principales :

- sa simplicité de mise en œuvre,
- la possibilité de traiter des systèmes de grandes dimensions (espace et temps).

En ce qui concerne l'aspect dimensionnel, des techniques de type décomposition-coordination [Dantzig et al. 1960] [Roefs et al. 1970] ou des techniques d'agrégation [Dorfman 1962] tant sur la dimension spatiale que temporelle ont été mises en œuvre et permettent de traiter des problèmes de gestion de systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau de grandes dimensions.

Dans le cas où de fortes nonlinéarités sont présentes dans la fonction objectif ou dans les contraintes et ne peuvent être ignorées, une approche de Programmation Linéaire par itération sur des approximations linéaires successives pourra être mise en œuvre. Néanmoins, compte tenu de la lourdeur des calculs, ce type d'approche ne semble encore aujourd'hui pouvoir s'appliquer qu'à des systèmes de dimensions très réduites.

En ce qui concerne l'aspect stochastique des problèmes de gestion de l'eau, diverses approches basées sur la Programmation Linéaire ont été développées :

- Approche introduisant des chaînes de Markov [Manne 1962] [Thomas et al. 1962] représentant différents types de décisions discrètes (les transitions),
- Approche introduisant des expressions probabilistes dans la formulation du problème de programmation linéaire.

Ainsi, le problème d'optimisation pourra se mettre sous la forme [Wets 1966] [Prekopa 1980] [Reznicek et al. 1991] [Dupacova et al. 1991] :

$$\min_{\underline{X}} \underline{C}^T \underline{X} + E \left\{ \min_{\underline{Y}} (\underline{D}^T \underline{Y}) \right\} \quad (\text{II.1})$$

sous des contraintes de la forme :

$$A\underline{X} = \underline{b}, \quad E\underline{X} + F\underline{Y} = \underline{P}, \quad \underline{X} \geq 0, \quad \underline{Y} \geq 0.$$

où \underline{X} et \underline{Y} sont des vecteurs de variables de décision, \underline{C} et \underline{D} sont des vecteurs de coûts unitaires, A , E et F sont des matrices et \underline{b} est un vecteur de coefficients déterministes, \underline{P} est un vecteur dont certaines composantes sont aléatoires, de fonctions de densité de probabilité supposées connues.

ou sous la forme [Hogan et al. 1981] [Huang 1998] :

$$\min_{\underline{X}} \underline{C}^T \underline{X} \quad (\text{II.2})$$

sous des contraintes de la forme :

$$A\underline{X} = \underline{b}, \text{Pr ob}(\underline{D}\underline{X} \geq \underline{P}) \geq \underline{\alpha}, \underline{X} \geq 0$$

où \underline{X} est le vecteur des variables de décision, \underline{C} , \underline{b} et $\underline{\alpha}$ ($0 \leq \alpha_i \leq 1 \forall i$) sont des vecteurs de données déterministes (\underline{C} et \underline{b}) ou des niveaux de probabilité fixés a priori ($\underline{\alpha}$) par le décideur, A et D sont des matrices de coefficients déterministes et \underline{P} est un vecteur de coefficients aléatoires de fonctions de densité de probabilité données.

La mise en œuvre de ce type d'approche conduit souvent à la formulation de problèmes de Programmation Non Linéaire équivalents [Kall 1982] et suppose la disponibilité de statistiques précises sur les paramètres aléatoires du problème d'optimisation. Dans le cas où un équivalent (non linéaire) déterministe ne peut être formulé, la simulation de Monte Carlo semble être l'ultime recours. Ainsi, le champ d'application de cette approche reste limité [ReVelle et al. 1969] [Dupacova 1980].

- Approche adaptative où à chaque pas de temps, le problème de Programmation Linéaire est reformulé sur un horizon de temps fuyant. Ainsi, à chaque pas de temps la formulation du problème de Programmation Linéaire intègre la situation courante (état du système) et les dernières prévisions concernant son environnement (demande, météorologie, apports). Soit une échelle de temps périodique prédéfinie est utilisée (traitement récursif synchrone), soit le problème est reformulé lorsqu'un événement d'une liste prédéfinie intervient (traitement récursif asynchrone). Cette approche proposée d'abord par [Dagli et al. 1980] semble adaptée à la résolution des problèmes de gestion de systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau de grandes dimensions et retiendra notre attention dans cette thèse.

II.3.2 La Programmation Dynamique appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

Cette technique de programmation séquentielle [Bellman 1957] doit son succès dans le domaine d'application étudié ici, comme dans bien d'autres domaines, à sa capacité à intégrer les nonlinéarités et les aspects stochastiques du problème dans le processus de résolution. Les seules conditions mises à son utilisation étant la séparabilité et la monotonie [Nemhauser 1966] du problème. L'utilisation de cette technique est devenue classique dans ce domaine [Young 1967] [Fitch et al. 1970] [Collins 1977] [Garcia et al. 1981]. La mise en œuvre de la procédure de construction progressive de la solution, à partir de l'expression du "principe de Bellman", peut se faire soit dans le sens direct (temps croissant depuis l'instant initial jusqu'à la fin de l'horizon d'optimisation), soit dans le sens rétrograde (temps décroissant depuis l'instant final jusqu'à l'instant initial de l'horizon d'optimisation).

Dans le cas où l'aspect stochastique est prépondérant, l'approche rétrograde fournira des règles de décision en boucle fermée : l'occurrence d'un événement de nature aléatoire ne nécessitera pas de recalculer la solution du problème mais simplement conduira à recalculer la chaîne des décisions successives sur le nouvel état courant du système.

Dans le cas où la formulation du problème subit fréquemment des modifications, l'approche de résolution dans le sens direct sera privilégiée. Par exemple, considérant le problème d'optimisation des lâchers d'un barrage formulé à la période k :

$$\max_{R, Q} J(R, Q, D^k) \quad (\text{II.3})$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{sous la contrainte: } R_{i+1} = R_i + a_i - Q_i - e_i \\ \text{avec: } \quad \quad \quad R_{\min} \leq R_{i+1} \leq R_{\max} \\ \quad \quad \quad 0 \leq Q_i \leq Q_{\max} \\ \quad \quad \quad Q_i \leq D^i \end{array} \right\} k \leq i \leq k+I$$

où R_i est le niveau de la réserve, Q_i est le niveau des prélèvements, a_i celui des apports supposés déterministes et e_i celui des pertes à la période i , D^k est la demande prévue à la période k sur l'horizon d'optimisation $[kT, (k+I)T]$ et où $J(R, Q, D^k)$ est le critère d'optimisation sur cet horizon tel que :

$$J(R, Q, D^k) = \sum_{i=k}^{k+I} J_i(R_i, Q_i, D^k) \quad (\text{II.4})$$

La solution optimale à partir de la période k , issue de la Programmation Dynamique prise dans le sens direct sera telle que :

$$f_{i+1}(R_{i+1}) = \max_{Q_i} \{ J_i(Q_i, R_i, D^k) + f_i(R_i) \} \quad i=k, \dots, k+I \quad (\text{II.5})$$

avec $R_i = R_{i+1} + Q_i + e_i - a_i$ et à l'instant k , R_k est donné par le niveau observé de la réserve à l'instant courant.

Par contre, dans le cas où la demande est supposée connue et où on considère que les apports au barrage suivent un processus de Markov décrit par les différents niveaux possibles et les probabilités de transition $P(a_{i+1} | a_i)$, il s'agira de résoudre de façon rétrograde les sous problèmes ($i=I$ à 1) :

$$f_i(R_i, a_{i-1}) = \max_{Q_i} \left\{ \sum_{a_i=0}^{a_i=a_{\max}} P(a_{i+1} | a_i) [J_i(Q_i, R_i) + f_{i+1}(a_i)] \right\} \quad (\text{II.6})$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{avec: } R_{i+1} = R_i + a_i - Q_i - e_i \\ \quad \quad \quad R_{\min} \leq R_{i-1} \leq R_{\max} \\ \quad \quad \quad 0 \leq Q_i \leq Q_{\max} \end{array} \right\} i = I-1 \text{ à } 1$$

$$\text{et } f_I(R_I, a_{I-1}) = \max_{Q_I} \left\{ \sum_{a_I=0}^{a_I=a_{\max}} P(a_I | a_{I-1}) J_I(Q_I, R_I) \right\}$$

A côté de ses indéniables attraits, la Programmation Dynamique présente, du côté de la résolution numérique, des limitations dues essentiellement à la nécessité de discrétiser le domaine de variation des différentes variables de décision de façon à proposer une solution suffisamment précise. Ceci entraîne très souvent un volume de calculs prohibitif.

Diverses variantes dans la mise en œuvre de la Programmation Dynamique dans le cadre de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau ont été envisagées : la Programmation Dynamique Incrémentale [Trott et al. 1971], la Programmation Dynamique Différentielle [Heidari et al. 1971], la Programmation Dynamique Incrémentale avec Approximations Successives [Giles et al. 1981]. D'autres variantes plus récentes telles que celles de type Programmation Dynamique Parallèle [Calvet et al. 1995] [Garcia et al. 1994] semblent aussi d'intérêt ici, même si aucune application dans le domaine de la gestion de l'eau n'a été relatée.

II.3.3 La Programmation Non Linéaire appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

Lorsque la représentation du système à gérer présente de fortes non-linéarités dans le critère d'optimisation, les équations d'évolution et les contraintes de bornes, ou lorsque la fonction objectif et les contraintes ne sont pas séparables, les méthodes issues de la Programmation Linéaire et de la Programmation Dynamique ne sont plus directement applicables. La Programmation Non Linéaire, malgré des perspectives de calculs volumineux, devient alors une alternative intéressante [Hanscom et al. 1980] [Divi et al. 1979].

Une approche de résolution directe conduira alors à utiliser différentes variantes de l'algorithme du gradient. Ainsi dans le domaine de la gestion des systèmes hydroélectriques, EDF¹ [Abadie 1970], Hydro-Québec [Garcia et al. 1981] et bien d'autres ont développé des codes qui permettent de traiter les nonlinéarités associées aux fonctions de production hydraulique de l'électricité. Dans ce cas, les applications relatives concernent des systèmes de petites dimensions spatiales opérés sur de longues périodes de temps.

La formulation initiale du problème de Programmation Non Linéaire peut être altérée de façon à se ramener à un cas particulier de problèmes pour lesquels des algorithmes spécialisés permettent d'obtenir la solution de façon plus efficace :

- introduction de certaines contraintes dans la fonction objectif par pénalisation (en général quadratique) des écarts [Hicks et al. 1974], de façon à ne garder que des contraintes linéaires dans la formulation finale du problème,
- linéarisation des contraintes ou approximation quadratique de la fonction objectif, de façon à se ramener à un problème de programmation de type Linéaire Quadratique [Chu et al. 1978] pour lequel des extensions des techniques de la Programmation Linéaire (Simplexe convexe, algorithme de Dantzig) sont utilisables [Dantzig 1963].

Remarquons que dans tous les cas, la mise en œuvre de ces techniques reste lourde et ne s'est appliquée qu'à des systèmes de dimensions spatiales limitées (un à trois barrages ou biefs).

II.3.4 La Simulation Numérique appliquée à la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

L'approche de simulation permet au décideur d'évaluer les conséquences de la mise en œuvre de règles de décision suivant différents scénarios pour la gestion et l'opération d'un système dynamique. La mise en œuvre d'une telle approche suppose ici la disponibilité d'un modèle adéquat du système, de données statistiques fiables en ce qui concerne les apports et les niveaux de demande sur toute la période considérée. La possibilité d'évaluer des scénarios extrêmement variés est à la fois le principal attrait et la principale difficulté de cette approche

¹ Electricité de France

(multiplicité des situations à considérer). La génération des règles de décision à simuler se base sur de nombreux paramètres [Loucks et al. 1982] : niveaux caractéristiques des diverses réserves, régimes des apports, conditions météorologiques, caractéristiques dynamiques de la demande, etc.

Une multitude de modèles de simulation de systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau (canaux, rivières, systèmes de réservoirs et de biefs) ont été développés : SIM I et II pour le Texas Water System [Evanson et al. 1970], TVA [Shelton 1979], HEC-3 [Hydrologic Engineering Center 1971], HEC-5 [Hydrologic Engineering Center 1979]. Ceux-ci présentent des caractéristiques variées adaptées à des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau de structures différentes (réseaux maillés ou systèmes séries/parallèles) et à l'étude de situations caractéristiques (comportements saisonniers).

L'approche de simulation qui permet d'évaluer le comportement de systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau même de grandes dimensions, est très souvent utilisée en complément ou en interaction avec une approche d'optimisation qui met en œuvre une représentation simplifiée du système [Beard 1972] [Sigvaldason 1976] [Huang 1998] [Hajilal et al. 1998].

II.4 Les méthodes de l'Automatique appliquées à la régulation des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau

Afin d'assurer une gestion temps réel efficace aussi bien dans l'espace que dans le temps, les automatismes doivent manoeuvrer les ouvrages mobiles (vannes, pompes) construits le long des canaux de façon à modifier les débits et par conséquent, de façon à contrôler indirectement les niveaux ou les volumes dans les différentes portions des canaux. Avant de décrire deux méthodes de régulation des canaux d'irrigation développées en France dans les années 80, on remarquera que la régulation des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau est le maillon final de la chaîne de gestion qui conduit à la définition de l'offre face à la demande des usagers. Ainsi, la façon dont la demande se manifeste sera un fort conditionnant pour la conception de systèmes automatiques de régulation. Alors, il semble utile de décrire auparavant les principales méthodes de distribution de l'eau aux usagers.

II.4.1 Les méthodes de distribution de l'eau aux usagers

Il existe plusieurs méthodes de distribution de l'eau aux usagers, parmi celles-ci, les plus connues sont celles "à la demande" et "au tour d'eau". Ces méthodes se distinguent par le plus ou moins grand degré de liberté laissé aux usagers dans le choix des caractéristiques débit-durée-fréquence de leurs prélèvements.

Les méthodes "à la demande" permettent aux irriguants de prélever l'eau lorsqu'ils le désirent, sans demande d'autorisation préalable (débit borné par un débit maximal, durée et fréquence libres). Une telle méthode procure une grande qualité de service en libérant les irriguants des contraintes horaires mais elle présente aussi des inconvénients considérables :

- une pénalisation des utilisateurs à l'aval, qui ne recevront que les "restes" des prélèvements des utilisateurs à l'amont lorsque l'ensemble des besoins est supérieur au débit en tête de canal,
- des pertes d'eau dans le cas où l'ensemble des besoins est inférieur au débit en tête du canal.

Les méthodes "au tour d'eau" contraignent les irriguants à prélever l'eau selon un calendrier de distribution préétabli (débit, durée et fréquence fixes). Cette méthode de distribution est

très répandue dans le monde, surtout dans les zones arides et semi-arides où elle peut correspondre à des pratiques ancestrales.

C'est la méthode de distribution la plus simple pour le gestionnaire, mais la plus contraignante pour les usagers, c'est également la plus économique dans la mesure où elle minimise le débit lâché dans le canal principal. En période de pénurie, elle permet de limiter les effets de celle-ci en répartissant équitablement la ressource raréfiée.

De nombreuses variantes intermédiaires existent entre ces deux méthodes suivant le degré de liberté accordé aux caractéristiques débit-durée-fréquence : plus la méthode de distribution est souple, plus les perturbations créées sur le système par les usagers sont importantes et imprévisibles et donc difficiles à maîtriser.

II.4.2 La régulation amont

Le principe de régulation amont consiste à maintenir constant le niveau d'eau à l'aval du bief en agissant sur les régulateurs (vannes, pompes) placés à l'amont de celui-ci.

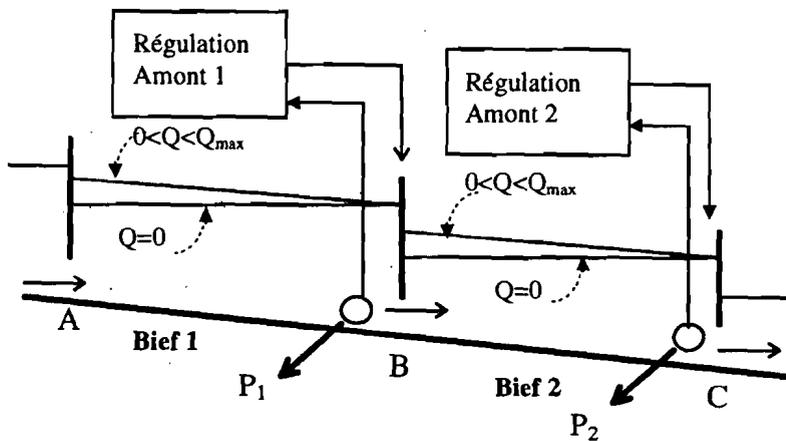


Figure II.1 : Régulation amont

Considérant le schéma ci-dessus, dans ce type de régulation, les débits demandés aux prises P_1 et P_2 sont transmis au régulateur amont 1 qui agit sur la vanne en A qui s'ouvre afin d'envoyer une "onde positive" (apport supplémentaire d'eau) qui arrive à la prise de prélèvement après un temps moyen $t_1 = \Delta V_1 / \Delta Q_1$, ΔV_1 étant la variation de volume du bief et ΔQ_1 la variation de débit que l'on envoie. Normalement ce n'est qu'à partir de ce moment que P_1 commence à prélever le débit demandé. Au même instant, le régulateur B se positionne de façon à maintenir un niveau qui permette d'alimenter la prise P_1 tout en continuant d'envoyer le débit Q_2 qui arrivera à la prise P_2 après un temps moyen $t_2 = t_1 + \Delta V_2 / \Delta Q_2$.

De la même manière que précédemment et du fait qu'il n'y a pas de stockage d'eau dans le canal, la prise P_2 n'effectue son prélèvement qu'à partir de l'instant t_2 .

La difficulté d'évaluer le temps de propagation des différents débits le long du canal peut conduire à des gaspillages dues à un déphasage entre demande et offre en eau [Cunge et al. 1975]. Si les points de prélèvements sont nombreux et si la demande est très variable, la mise en œuvre d'une telle régulation devient extrêmement complexe. En fait, elle est adaptée à la distribution "au tour d'eau" qui correspond à une structure de demande figée. Comme le laisse deviner la figure II.1, ce type de régulation est compatible avec des canaux comportant des berges parallèles à la ligne d'eau, donc de coût de génie civil réduit, ce qui explique en partie son succès.

II.4.3 La régulation aval

La régulation aval consiste au maintien d'un niveau d'eau constant à l'**aval** des régulateurs (c'est à dire à l'amont des biefs).

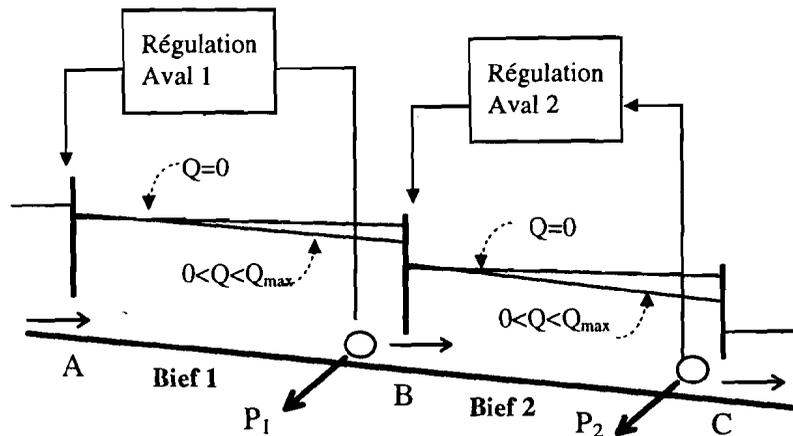


Figure II.2 : Régulation aval

La régulation aval correspond à la mise en oeuvre d'un asservissement qui maintient le niveau constant à son aval en manoeuvrant ses vannes. Ceci assure en fait un débit qui correspond au débit aval demandé (prélèvements dans le bief et débits des biefs avals).

Les régulations de type aval ont considérablement amélioré les performances des systèmes d'irrigation car [Verdier 1986] :

- le degré de précision des prévisions de demande n'est plus un facteur critique,
- bien que nécessitant le maintien de la gestion de la distribution par tours d'eau afin d'assurer un fonctionnement nominal (côtes minimales et maximales en aval du bief), elles permettent néanmoins de les assouplir, en absorbant les refus et en satisfaisant de petites demandes imprévues.

La régulation aval présente néanmoins des inconvénients qui en limitent l'intérêt. Le premier inconvénient se situe au niveau du génie civil, les berges des biefs devant être fortement surélevées à l'aval pour contenir une ligne d'eau horizontale. Par ailleurs, du fait de la présence de retards variables en fonction du régime de fonctionnement du système, la régulation aval peut être sujette à l'instabilité [Verdier 1986], caractérisée par des situations alternées de trop plein et de pénurie.

Remarquons que divers autres auteurs utilisent dans ce domaine une terminologie différente [Malaterre 1994].

Chacune de ces méthodes de régulation peuvent conduire à différentes mises en oeuvre intégrant des éléments communs aux deux types de régulation précédentes (régulation BIVAL [Zimbellman 1987], régulation EL-FLO [Shand 1971], régulation CARDD [Burt 1983]).

II.4.4 La régulation par commande prédictive

Dans le but de surpasser les limites de ces deux types de régulation qui viennent d'être présentées, diverses régulations hydromécaniques ou électromécaniques ont été mises en oeuvre ces dernières décennies. Elles s'inspirent simultanément de ces deux approches de régulation et recherchent un compromis entre les avantages et les inconvénients de la régulation aval et de la régulation amont. Ainsi, au cours de la dernière décennie plusieurs

auteurs ont proposé de nouvelles méthodes de régulation, une classification de 41 de celles-ci a été donnée par [Malaterre 1994]. Parmi celles-ci la commande prédictive généralisée (G.P.C) [Clark et al. 1989] est celle qui semble intégrer au mieux les concepts modernes de la commande adaptative appliquée au systèmes multidimensionnels [Landau 1986].

Dans ce cas, on considère une version linéarisée et discrétisée des écoulements dans un bief (qui peut provenir par exemple d'un modèle d'écoulement tel que celui d'Hayami décrit au chapitre V de cette thèse) et qui est estimé en ligne. Les prélèvements sont ici traités comme des perturbations qui viennent modifier les débits aval de chaque biefs. Le critère d'optimisation consiste en une forme quadratique des écarts des débits aval des biefs par rapport à leurs consignes et des écarts de la commande (les débits amont des biefs) d'une itération à l'autre. Ainsi, à chaque instant (tous les quarts d'heure, toutes les demies heures ou toutes les heures) un problème d'optimisation linéaire quadratique est résolu sur un horizon d'optimisation qui est à chaque fois repoussé d'une période dans le temps. On obtient donc une solution en boucle fermée dont seuls les éléments relatifs à la prochaine période de temps seront appliqués réellement au système. Cette technique a été appliquée avec succès à la régulation de systèmes composés de un ou de plusieurs biefs en cascade [Sawadogo 1992] [Sawadogo et al. 1998] et semble pouvoir être étendue à la régulation de systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau de structures plus complexes (arborescences et réseaux). Finalement, quelques travaux préliminaires concernant l'application des méthodes connexionnistes à la régulation des rivières dans le cadre de la commande adaptative ont été développés récemment [Toudeft 1998].

II.5 Etudes de cas d'Automatisation de la gestion de très court terme

Considérant, les tentatives de rationalisation poussée de la gestion de très court terme des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau, deux méthodes de régulation qui ont recours, à différents degrés, à des techniques issues de l'Automatique sont présentées ici.

II.5.1 La régulation "CARAMBA" de la C.A.C.G² [Deltour 1992]

La Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne a, pour ses besoins d'irrigation par pompage dans les rivières du sud-ouest de la France, développé au début des années 80 une méthode de gestion automatique des niveaux de stockage en tête de rivière, de façon à éviter des situations critiques à l'étiage [Piquereau et al. 1982]. Ceci a été à l'origine du système "CARAMBA" d'optimisation des stockages et des lâchers de façon à régler les débits d'eau transitant le long d'un système constitué de rivières naturelles aménagées afin de satisfaire la demande des usagers. Celui-ci est composé de trois modules : un module de prévision, un module de commande en boucle ouverte et un module de commande en boucle fermée.

II.5.1.1 Le module prévision

Ce module prévoit sur 24, 48 et 72 heures un coefficient de débit journalier. La prévision est basée sur une modélisation des besoins en eau des cultures. Les informations météorologiques sont utilisées pour réduire de 100% les prévisions de demande agricole en cas de pluie certaine et de 50% en cas de pluie probable.

Dans le chapitre IV, les problèmes liés à la modélisation des besoins en eau des plantes, des cultures et des exploitations seront analysés. On y vérifiera notamment la grande difficulté à

² Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne

obtenir des prévisions précises de la demande, même en utilisant des techniques de traitement numérique avancées.

II.5.1.2 Le module de commande en boucle ouverte

En fonction des consommations prévues, ce module détermine les lâchers nominaux en tête du système de stockage/transfert/distribution d'eau. Les transferts sont approximés par un modèle linéaire de second ordre précédé d'un retard pur :

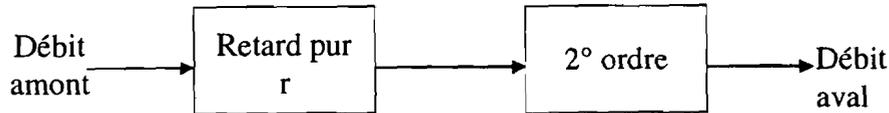


Figure II.3 : Structure du modèle d'écoulement de "CARAMBA"

ce qui correspond à la transmittance échantillonnée :

$$F(z) = z^{-r} \frac{c + dz^{-1}}{1 - az^{-1} - bz^{-2}} \quad (\text{II.7})$$

où r est le retard pur, a , b , c et d sont des coefficients de diffusion déterminés par estimation numérique.

Au chapitre V de cette thèse, on reprendra cette modélisation en introduisant les niveaux des côtes en aval des barrages et des biefs et en mettant en œuvre une nouvelle approche d'estimation des coefficients de transfert à base de réseaux de neurones.

II.5.1.3 Le module de commande en boucle fermée

Ce module a pour but de détecter et de corriger les perturbations apparaissant sur chaque tronçon de la rivière. Pour ce faire, la rivière est découpée en plusieurs biefs, une mesure de débit étant réalisée à l'aval de chacun de ces biefs. Une analyse dynamique basée sur les fonctions de transfert entre débits amont et débits aval, permet de définir des lois de régulation qui adoptent comme consignes les débits nominaux associés aux prévisions.

Dans le cas d'un système composé de trois biefs (figure ci-dessous), la consigne en débit de chacun des biefs est donc telle que :

- pour le bief amont : c'est la somme du débit de base Q_0 , du débit nécessaire à l'alimentation des biefs aval en boucle ouverte et du débit de correction pour ces deux biefs (ramené à l'entrée du bief 1),
- pour les biefs aval : c'est la différence entre le débit nominal sortant de ce bief et le débit nominal à y prélever (\hat{Q}_i).

Sur les figures II.4 et II.5, les m_i représentent les débits réels mesurés à la sortie des biefs i , \hat{E} est le débit de boucle ouverte (donc nominal) appliqué à l'entrée du système, Q_i est le prélèvement réellement effectué sur le bief i , \hat{Q}_i est le prélèvement nominal sur ce même bief (il a servi à calculer \hat{E}), δ_i est la correction de débit à appliquer à l'entrée du bief i , alors que ε_i est l'écart de débit constaté en sortie de ce même bief.

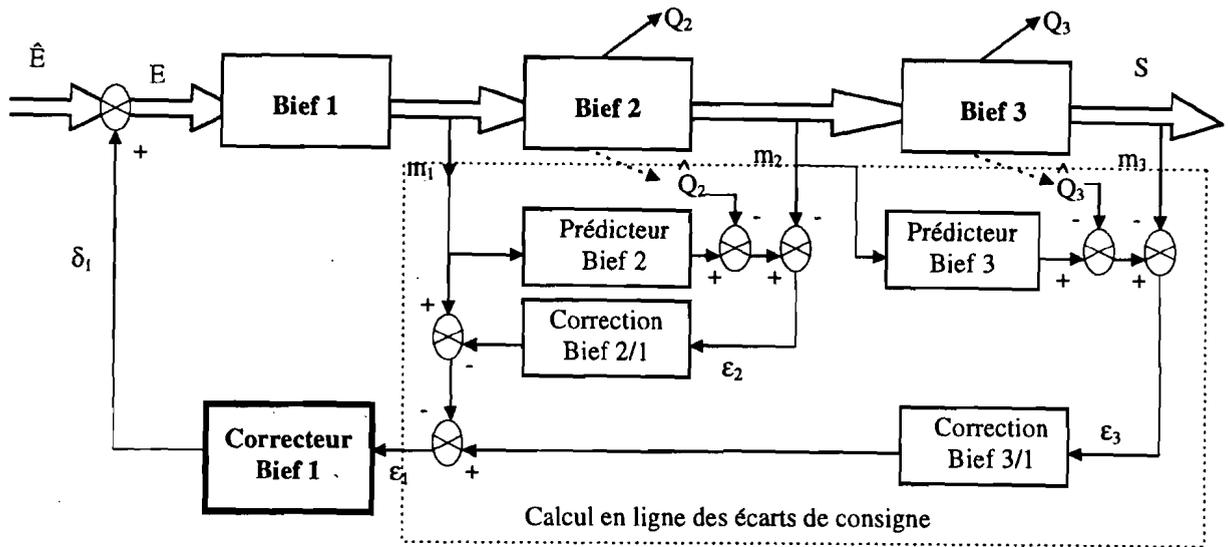


Figure II.4 : Elaboration de l'action correctrice dans "CARAMBA" pour le bief amont

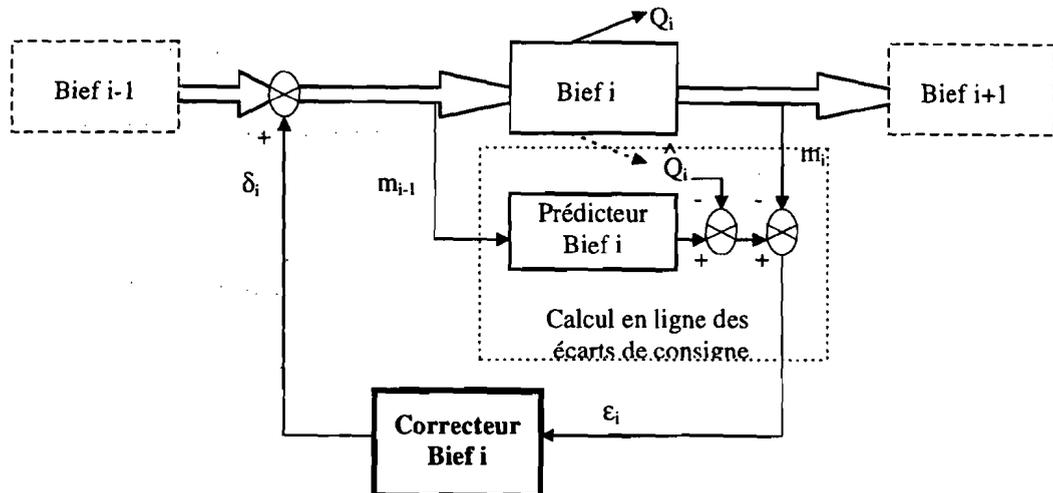


Figure II.5 : Elaboration de l'action correctrice dans "CARAMBA" pour un bief intermédiaire

Il est clair que cette approche de la régulation conduit à des performances très limitées lorsque l'on s'écarte d'une situation de prélèvements "au tour d'eau". Néanmoins, cette méthode a conduit à la réalisation des premiers systèmes automatisés de régulation de biefs destinés à l'usage agricole.

II.5.2 La régulation dynamique de la S.C.P³ [Coëuret 1977] [Deltour 1992]

La Société du Canal de Provence a mis au point une méthode de régulation appelée "régulation dynamique". C'est un mode de régulation centralisé qui permet de faire face aussi bien à la distribution "à la demande" qu'à la distribution "au tour d'eau". Celui-ci effectue des réglages et des mesures à des intervalles de temps réguliers, contrôle les volumes d'eau dans chaque bief suivant une consigne variable et agit en boucle fermée tout en utilisant une phase d'anticipation sur le temps de transfert des débits.

³ Société du Canal de Provence

Les différentes phases de la régulation dynamique sont :

- la **prévision des consommations** qui est faite en fonction de la consommation au moment de la prévision et d'une courbe de variation journalière,
- le **calcul du débit d'anticipation** qui ne tient compte que des prévisions de demande à l'aval.

Soient deux biefs successifs sur un canal, le bief i et le bief $i-1$ à son amont, si $Q_A^i(t)$ est le débit d'anticipation sur le bief i , le débit $Q_A^{i-1}(t)$ sur le bief précédent est calculé en décalant $Q_A^i(t)$ d'une durée T^i et en ajoutant le débit prévu sur les prises entre i et $i-1$, décalé du retard lié aux prises. Ainsi :

$$Q_A^{i-1}(t) = Q_A^i(t + T^i) + \sum_{j=1}^{N_p^i} Q_{P_j}(t + r_j^i) \quad (\text{II.8})$$

- le **contrôle des volumes contenus dans le bief i** qui se fait par la détermination d'un débit moyen d'anticipation Q_{MA}^{i-1} et d'un débit moyen de transit Q_{MT}^{i-1} :

$$Q_{MA}^{i-1}(t) = \frac{1}{T^i} \left[\sum_{h=1}^{T^i} Q_A^i(t+h) + \sum_{j=1}^{N_p^i} \sum_{h=1}^{r_j^i} Q_{P_j}(t+h) \right] \quad (\text{II.9})$$

$$Q_{MT}^{i-1} = \frac{1}{T^i} \left[\sum_{h=1}^{T^i} Q_R^{i-1}(t-h) - \sum_{j=1}^{N_p^i} \sum_{h=r+1}^{T^i} Q_{P_j}(t-h) \right] \quad (\text{II.10})$$

où T^i est le retard dans le bief i , N_p^i est le nombre de prises dans le bief i , Q_{P_j} est le débit prévu à la prise P_j , $Q_A^i(t)$ est le débit d'anticipation sur le bief aval, r_j^i est le retard de la prise P_j dans le bief i et $Q_R^i(t)$ est le débit réglé à l'amont du bief i ,

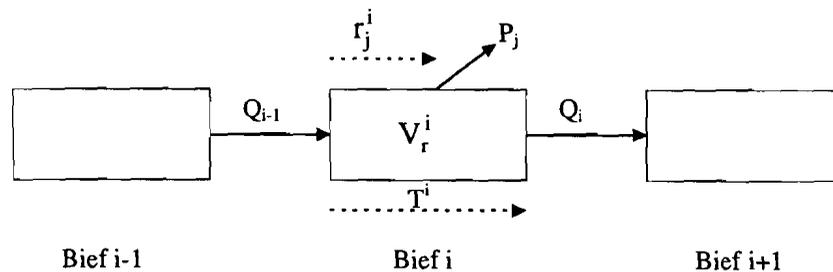


Figure II.6 : Représentation schématique du système de biefs avec ses différentes variables

- la **commande amont** en débit $Q_c^{i-1}(t)$ est composée d'un terme en boucle ouverte et d'une correction en fonction de l'état du système :

$$Q_c^{i-1}(t) = Q_A^{i-1}(t) + \delta Q^{i-1}(t) \quad (\text{II.11})$$

avec :

$$\delta Q^{i-1}(t) = K_p [V_n^i(t) - V_r^i(t)] + K_i \int [V_n^i(t) - V_r^i(t)] dt + K_N [\text{Correction aval à } t]$$

où $Q_A^{i-1}(t)$ est le débit d'anticipation, $V_n^i(t)$ est le volume nominal nécessaire dans le bief i et $V_r^i(t)$ est le volume réel dans ce même bief. K_P , K_I et K_N sont les coefficients d'un régulateur de type PID.

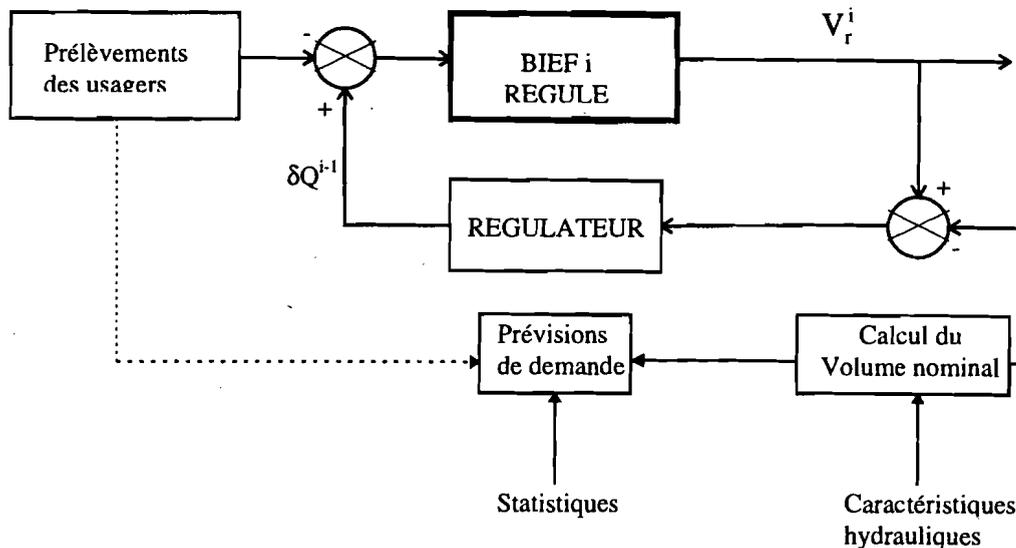


Figure II.7 : Schéma fonctionnel élémentaire de la "régulation dynamique"

Ainsi, la "régulation dynamique" anticipe à l'aide de modèles de retard l'effet des prélèvements, maintient les niveaux des biefs de façon à assurer à la fois une alimentation adéquate des prises et la sécurité du canal, elle réalise aussi une régulation en boucle fermée des réserves présentes dans chaque bief. Le réglage des gains du régulateur peut se faire de façon expérimentale (cas du Canal de Provence et de réalisations au Maroc et Grèce), néanmoins lorsque le régime des écoulements varie fortement, ce qui affecte les retards des transferts dans les biefs, les performances de ce type de système de régulation se dégradent.

II.6 Conclusion

Ce chapitre a permis de constater que depuis quelques dizaines d'années, la problématique de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau a fait de plus en plus appel, pour sa résolution, aux techniques de la Recherche Opérationnelle et de l'Automatique. Comme on l'a relevé dans ce chapitre, les principales techniques d'optimisation ont été mises à contribution au niveau de la gestion alors qu'au niveau de la régulation, ce sont les techniques de la commande des systèmes dynamiques qui ont été introduites.

Il semble que la principale difficulté à affronter est liée aux incertitudes sur les apports en eau en amont des systèmes et sur la demande en eau à leur aval. Ainsi, aussi bien au niveau gestion qu'au niveau régulation, les derniers travaux semblent se tourner vers des solutions de type adaptatif. Dans les deux chapitres qui suivent, avant de revenir sur l'approche adaptative au niveau gestion du système de stockage/transfert/distribution d'eau, on analyse les aléas concernant d'une part les apports et d'autre part la demande, et l'on présente les principales méthodes de prévision les concernant.

CHAPITRE III

MODELISATION DES APPORTS ET DES RESERVES AMONT

Ce chapitre concerne l'analyse des aléas relatifs aux apports d'eau et présente les principales méthodes de prévision des apports générés par les bassins d'alimentation et des réserves des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau stockées dans les barrages amont.

III.1 Introduction

Dans la perspective de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau, la prévision des apports amont de la ressource en eau occupe une place prépondérante. En effet, elle constituera l'un des entrants à la définition de l'équilibre inter spatial et inter temporel à mettre en place par le système de gestion, entre les réserves de la ressource en eau à l'amont du système de stockage/transfert/distribution et les demandes réparties aussi bien dans l'espace que dans le temps en aval de ce système.

Ce chapitre présente donc plusieurs approches d'analyse et de modélisation des différents éléments contribuant à la formation de la ressource en eau d'un système de stockage/transfert/distribution : précipitations, ruissellements, débits d'alimentation amont et finalement réserves stockées dans les barrages amont.

III.2 Modélisation des précipitations

Si les prévisions météorologiques à moyen et a fortiori à long terme (quelques jours à quelques semaines) sont difficiles à cerner face aux aléas naturels. Il n'en demeure pas moins qu'à partir d'études statistiques, la modélisation des précipitations en tant que processus stochastique (figure III.1) permettra de développer des outils de prévision et de simulation relatifs à deux éléments importants pour la gestion d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau :

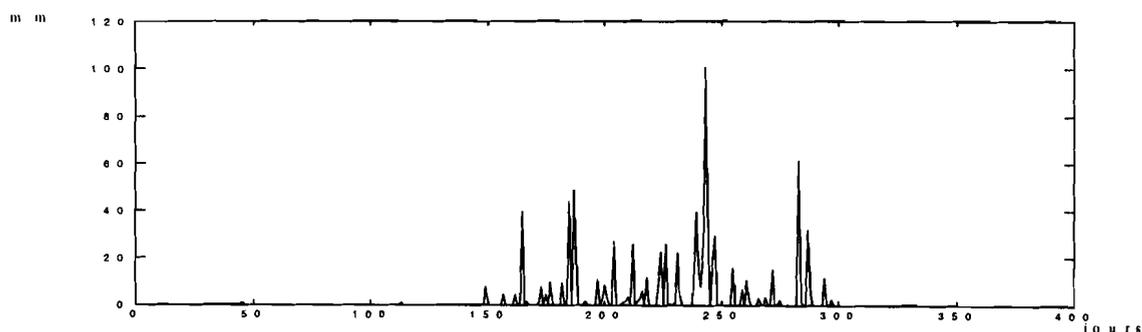


Figure III.1 : Exemple de distribution de précipitations enregistrées au Mali (Station de Bamako-aéro en 1989, source : Laboratoire d'Hydrologie de l'IRD¹ de Montpellier)

- la génération des apports d'eau dans les réserves amont,

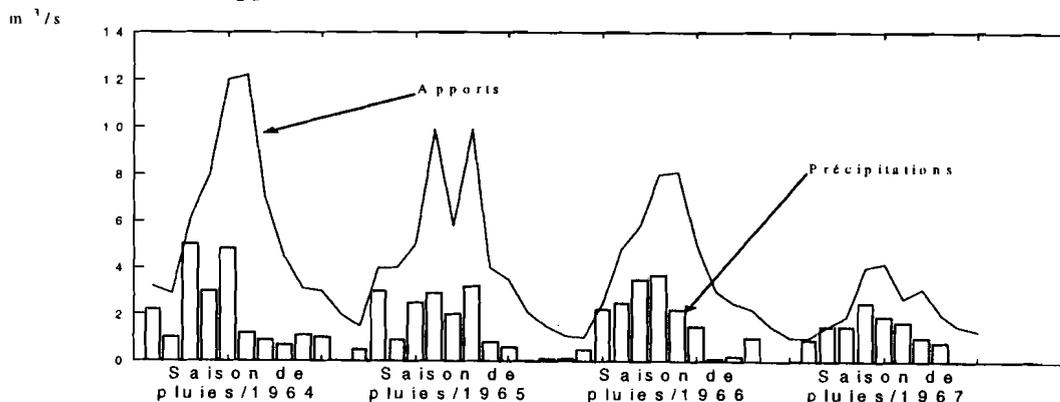


Figure III.2 : Effet des précipitations sur les apports [Migon et al. 1997]

¹ Institut de Recherche pour le Développement

- la définition de la demande agricole dans les zones aval cultivées irrigables, qui a un comportement réactif face à l'occurrence des précipitations (figure III.3).

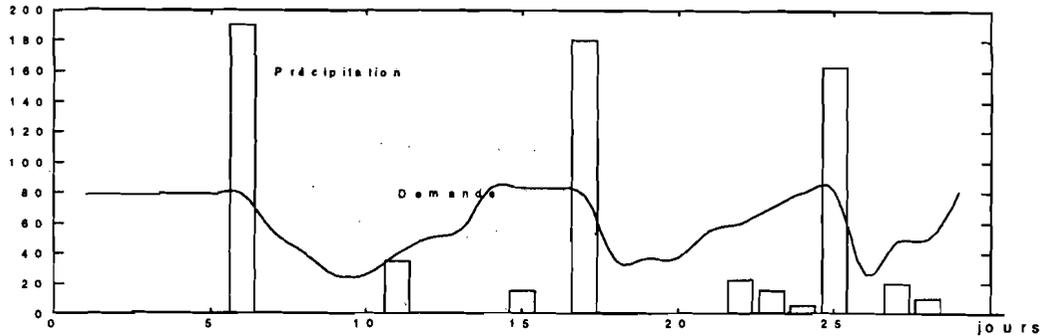


Figure III.3 : Influence de la pluie sur la demande agricole [Migon et al. 1997]

III.2.1 Modèles stochastiques de précipitations

Plusieurs auteurs [Todorovic et al. 1975], [Caskey 1963], [Dingens et al. 1971], [Gringorten 1966], ont proposé des modèles pour la description et l'analyse d'un point de vue statistique des phénomènes de précipitations saisonnières à partir de relevés journaliers de celles-ci. Des paramètres tels que le nombre de jours pluvieux par période de temps, la précipitation moyenne et maximale pour la même période peuvent alors être prévus convenablement.

Définissant η_j comme une variable aléatoire binaire déterminée sur une période de n jours ($\eta_j=1$ s'il pleut le jour j , $\eta_j=0$ sinon), ξ_v comme une variable aléatoire représentant la précipitation quotidienne du $v^{\text{ème}}$ jour pluvieux de la période et $N_n = \sum_{j=1}^n \eta_j$ comme une variable aléatoire représentant le nombre de jours pluvieux dans la période, la variable aléatoire associée à la quantité totale de précipitations pendant la période n est donnée par :

$$S_n = \sum_{v=0}^{N_n} \xi_v \quad (\text{III.1})$$

et la variable aléatoire associée à la précipitation maximale quotidienne durant la même période est donnée par :

$$\chi(n) = \sup \xi_v \quad (v \in [0, N_n]) \quad (\text{III.2})$$

Notons que ces expressions représentent des processus stochastiques à paramètres discrets. Sous l'hypothèse de continuité de ces processus et de la non corrélation des ξ_v , de leur indépendance vis à vis de N_n et s'ils sont identiquement distribués (suivant $H(x)=P\{\xi_v \leq x\}$), on peut obtenir [Todorovic et al. 1975] les caractéristiques statistiques de $\chi(n)$ et de $S(n)$. Ainsi, la distribution de probabilité de $\chi(n)$ est telle que :

$$\Phi_n(x) = P\{N_n = 0\} + \sum_{k=1}^n P\{\sup \xi_v \leq x\} P\{N_n = k\} \quad \text{avec } 1 \leq v \leq k \quad (\text{III.3})$$

tandis que son espérance mathématique est :

$$E\{\chi_n\} = \int_0^{\infty} x d\Phi_n(x) \quad (\text{III.4})$$

La distribution de probabilité de $S(n)$ est donnée par :

$$F_n(x) = P\{N_n = 0\} + \sum_{k=1}^n P\{X_k \leq x\} P\{N_n = k\} \quad (\text{III.5})$$

avec :

$$X_0=0 \text{ et } X_k=\xi_1+\xi_2+\dots+\xi_k$$

où X_k est le cumul des précipitations sur les k premiers jours de la saison. L'espérance mathématique de $S(n)$ est alors donnée par $E\{S_n\}=E\{\xi_v\}E\{N_n\}$ et sa variance par $\text{Var}\{S_n\}=\text{Var}\{\xi_v\}E\{N_n\}+[E\{\xi_v\}]^2\text{Var}\{N_n\}$.

La détermination des distributions de $F_n(x)$ et de $\Phi_n(x)$ nécessite uniquement la connaissance des distributions de probabilité de $P\{X_k \leq x\}$ et $P\{N_n=k\}$ qui sont donc des données de base pour l'estimation des paramètres associés aux précipitations.

Si on suppose que la précipitation quotidienne suit une loi de distribution exponentielle $H(x)=1-e^{-\alpha x}$ où α est un paramètre positif, alors $P\{X_k \leq x\}$ suit une loi d'Erlang de paramètre

$$(k, \alpha) : P\{X_k \leq x\} = \frac{\alpha^k}{\Gamma(k)} \int_0^x u^{k-1} e^{-\alpha u} du, \text{ où } \Gamma(k) \text{ est la fonction gamma (ici } \Gamma(k)=(k-1)!).$$

Si on considère que η_j est une séquence indépendante de variables aléatoires avec $P\{\eta_j=1\}=p$ ($0 < \lambda < 1$) (ce qui signifie que la probabilité de pluie est constante pour n'importe quel jour de la période considérée), alors $P\{N_n=k\}$ est distribuée suivant une loi binomiale de

$$\text{paramètres}(p, n) : P\{N_n = k\} = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k}.$$

Par contre, si on considère que η_j représente une chaîne de Markov où $P\{\eta_j=1/\eta_{j-1}=0\}=\lambda$ et $P\{\eta_j=1/\eta_{j-1}=1\}=\mu$ (ce qui signifie que la probabilité d'avoir de la pluie pour un jour particulier dépend de l'occurrence ou non de pluie la veille), et si on introduit les probabilités $\Psi_1(k, n)=P\{N_n=k/\eta_0=1\}$, $\Psi_0(k, n)=P\{N_n=k/\eta_0=0\}$, alors $P\{N_n=k\}$ est donnée par :

$P\{N_n=k\}=P\{\eta_0=1\}\Psi_1(k, n)+P\{\eta_0=0\}\Psi_0(k, n)$, avec :

$$\begin{aligned} \Psi_0(k, n) &= \mu^k (1-\lambda)^{n-k} + \sum_{c=1}^{c_0} \binom{k-1}{b-1} \binom{n-k}{a} \left(\frac{1-\mu}{1-\lambda}\right)^a \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^b \\ \Psi_1(k, n) &= \mu^k (1-\lambda)^{n-k} + \sum_{c=1}^{c_1} \binom{k}{a} \binom{n-k-1}{b-1} \left(\frac{1-\mu}{1-\lambda}\right)^b \left(\frac{\lambda}{\mu}\right)^a \end{aligned} \quad (\text{III.6})$$

$$c_0 \begin{cases} n + \frac{1}{2} - \left| 2k - n + \frac{1}{2} \right| & \text{si } k > 0 \\ 0 & \text{si } k = 0 \end{cases} \quad c_1 \begin{cases} n + \frac{1}{2} - \left| 2k - n + \frac{1}{2} \right| & \text{si } k < n \\ 0 & \text{si } k = n \end{cases}$$

où $a = \inf\{v, v \geq 1/2(c-1)\}$, $b = \inf\{v, v > 1/2(c)\}$.

Remarquons que ce type de modèle permet aussi de déterminer le nombre de jours humides durant la période n :

$$E\{N_n\} = n \frac{\lambda}{1 - (\mu - \lambda)} + \left[P\{\eta_0 = 1\} - \frac{\lambda}{1 - (\mu - \lambda)} \right] \left[\frac{1 - (\mu - \lambda)^n}{1 - (\mu - \lambda)} (\mu - \lambda) \right] \quad (\text{III.7})$$

Comparant ces distributions théoriques à des données statistiques, il s'avère que [Todorovic et al. 1975] le modèle markovien, une fois dûment calibré, ait une précision nettement supérieure à celle du modèle binomial.

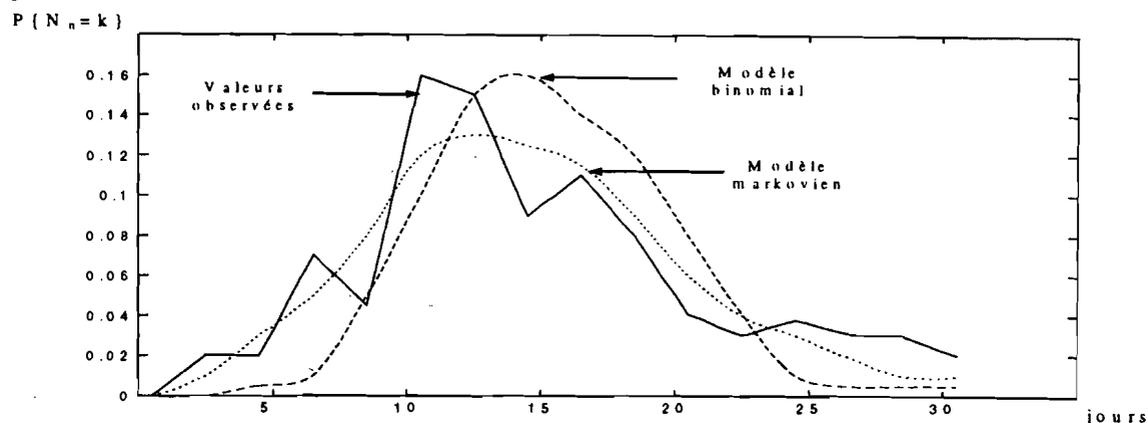


Figure II.4 : Exemples de distributions observée et théorique [Todorovic et al. 1975]

Ainsi, en ce qui concerne la répartition temporelle des précipitations, il semble intéressant de proposer des modèles markoviens qui par ailleurs sont relativement faciles de mise en œuvre. Dans le sous-paragraphe suivant, est présenté un exemple de modèle de précipitations qui a été développé dans le cadre de cette thèse.

III.2.2 Un modèle markovien des précipitations

Le modèle élémentaire proposé ici à titre illustratif considère une période de plusieurs mois divisée en n jours. A chaque jour de cette période est associée une variable binaire qui représente l'état pluviométrique :

$$\eta_j = \begin{cases} 1, & \text{s'il pleut le jour } j \\ 0, & \text{s'il ne pleut pas le jour } j \end{cases} \quad j=1,2,\dots,n \quad (\text{III.8})$$

Suivant l'approche markovienne, on considère que la probabilité d'occurrence de pluie est fonction de la présence ou de l'absence de pluie les jours précédents (processus markovien). Ainsi la modélisation de la fréquence des précipitations peut être basée ici sur un processus markovien de naissance et de mort. Définissant λ et μ comme étant les probabilités de passage d'un jour de pluie à un jour sec et de passage d'un jour sec à un jour de pluie, on suppose que celles-ci dépendent de la période calendaire en court. On aura par exemple :

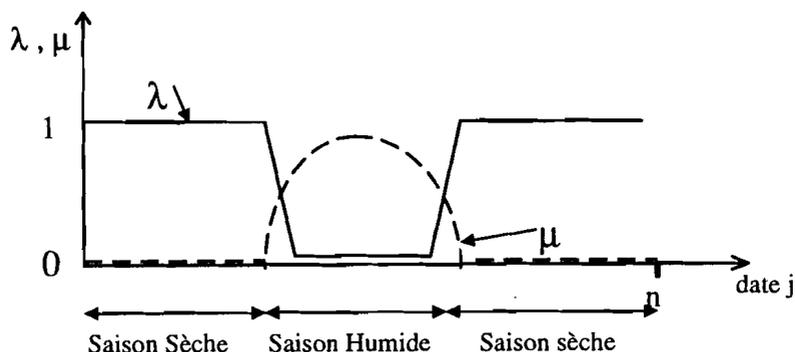


Figure III.5 : Evolution des probabilités de passage d'un jour humide à un jour sec et d'un jour sec à un jour humide

On a donc un modèle markovien à deux états dont le graphe est représenté sur la figure III.6.

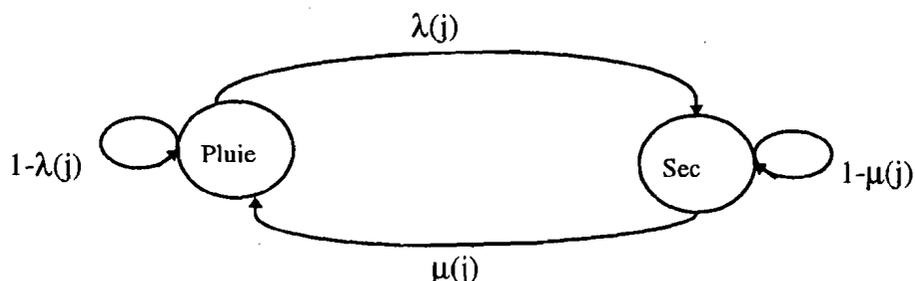


Figure III.6 : Graphe markovien des états pluviométriques

L'évolution des probabilités d'avoir de la pluie le jour j , $P_p(j)$, ou de ne pas avoir de pluie le jour j , $P_s(j)$, obéit aux équations de Chapman-Kolmogorov :

$$\left. \begin{aligned} P_p(j) &= [1 - \lambda(j)] \cdot P_p(j-1) + \mu(j) \cdot P_s(j-1) \\ P_s(j) &= [1 - \mu(j)] \cdot P_s(j-1) + \lambda(j) \cdot P_p(j-1) \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.9})$$

avec par exemple en fin de période sèche (début de la période des pluies) : $P_p(0)=0$ et $P_s(0)=1$. En ce qui concerne l'intensité des précipitations, on peut envisager une loi unimodale, telle que la distribution dont les paramètres (moyenne et écart type) dépendent aussi de la date calendaire.

Ce modèle markovien, bien que simple, présente une grande flexibilité et peut être adapté à différentes situations, par exemple la figure III.7 représente des distributions de précipitations obtenues dans le cas d'une zone subtropicale typique.

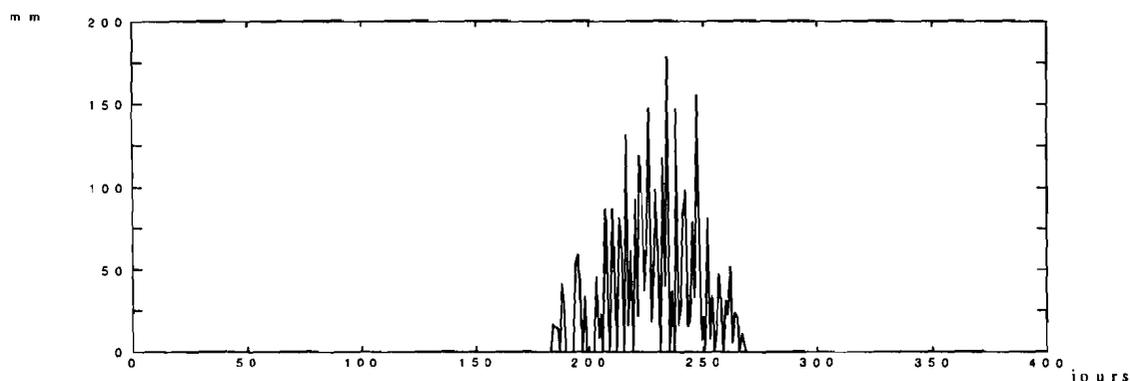


Figure III.7 : Exemple de distribution des précipitations obtenue par simulation

III.3 Modélisation des apports de ruissellement

Les apports de ruissellement ne constituent pas en eux-mêmes une réserve en eau proprement dite, mais leur modélisation doit permettre d'appréhender les caractéristiques stochastiques, aussi bien dynamiques que spatiales des entrants dans les réserves amont et donc, d'anticiper leur évolution de façon à éventuellement parer à des situations de crise. Les apports de la ressource sont considérés ici comme étant composés principalement des eaux de ruissellement des bassins versants qui peuvent avoir des dimensions très variées (d'une unique vallée ou rivière à tout un système de vallées) (figure III.8).

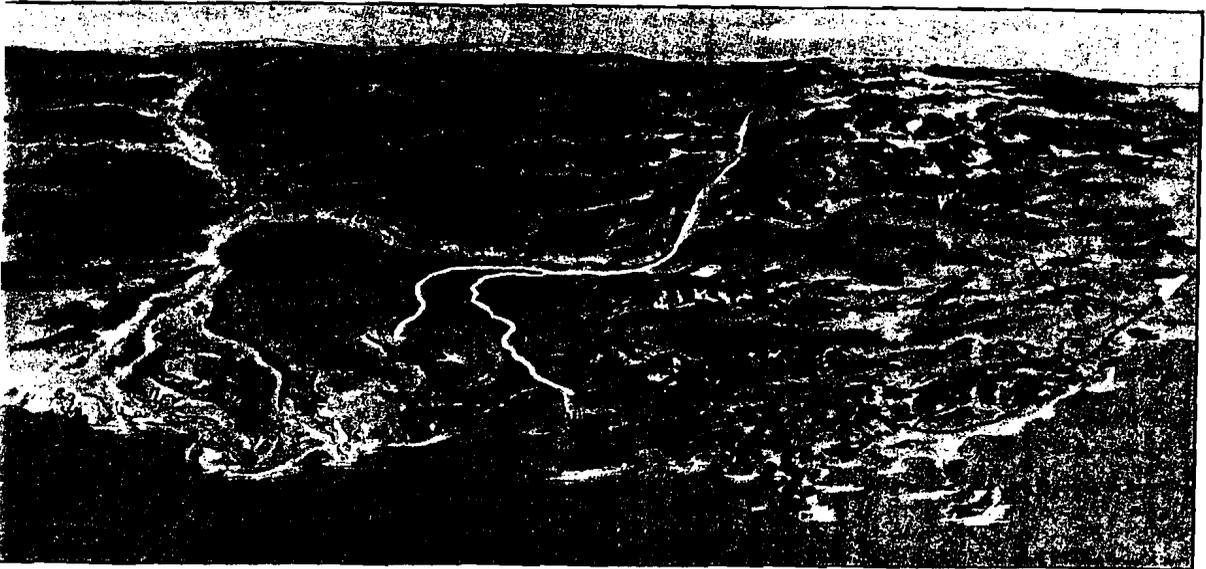


Figure III.8 : Les bassins versants du Canal de Provence (S.C.P²)

Suivant l'échelle de temps adoptée, la dynamique des apports peut présenter un comportement très varié. Ainsi à long terme, les effets saisonniers pourront être fortement marqués même si au niveau hebdomadaire ils sont atténués, alors qu'au niveau horaire on pourra retrouver des évolutions de court terme liées à la météorologie du passé immédiat. C'est ce que l'on peut observer par exemple au niveau du barrage de Gien sur la Loire (figures III.9, III.10 et III.11).

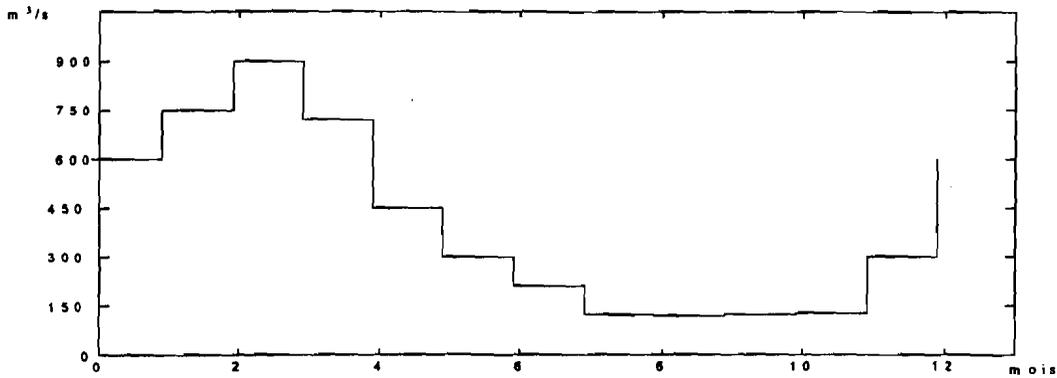


Figure III.9 : Exemple de débits moyens mensuels de la Loire au barrage de Gien (1976)

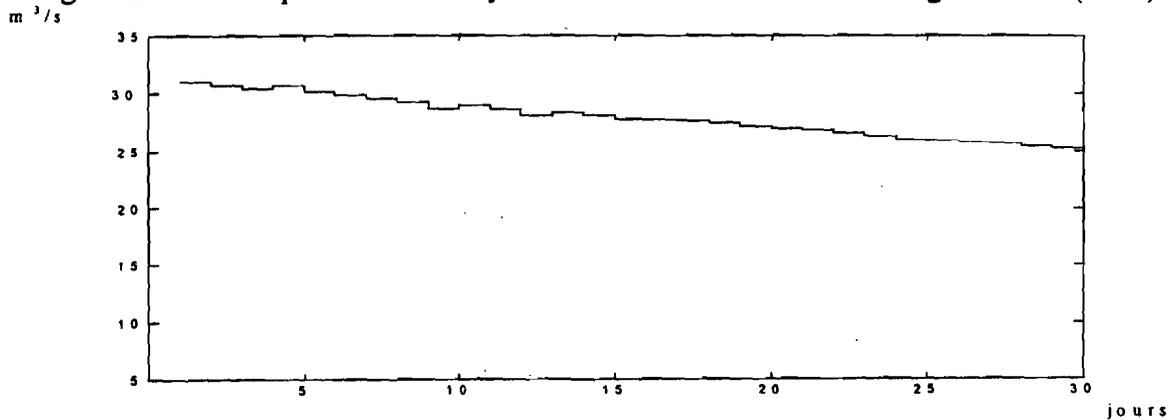


Figure III.10 : Exemple de débits moyens journaliers (Barrage de Gien, 1976)

² Société du Canal de Provence

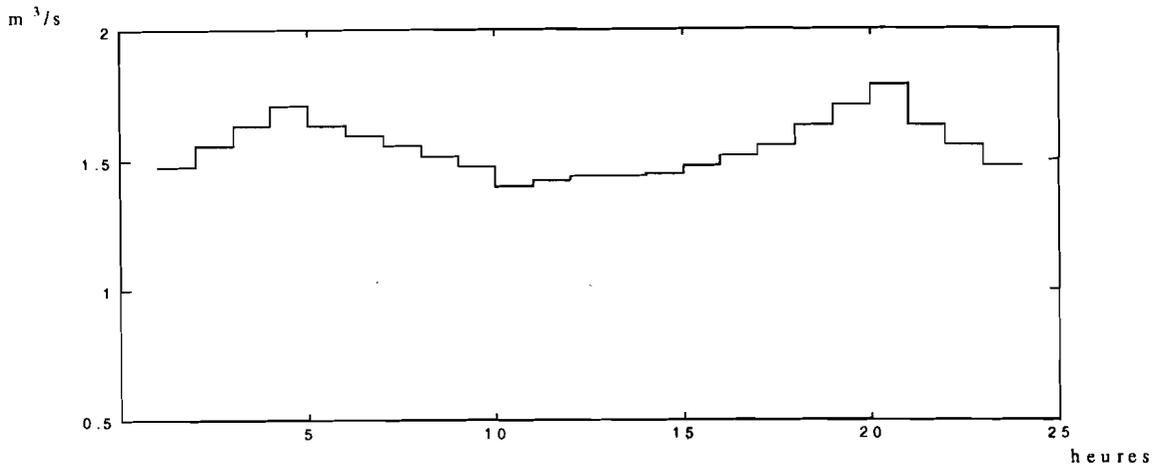


Figure III.11 : Exemple de débits moyens horaires (Barrage de Gien, 1976)

La modélisation des apports est une tâche délicate qui fait généralement appel aux techniques stochastiques. Dans ce qui suit, on présente quelques éléments introductifs à la modélisation des ruissellements issus des précipitations puis à la modélisation des apports des bassins versants.

III.3.1 La modélisation des ruissellements issus des eaux de pluies

Dans les régions à agriculture irriguée, la neige, la grêle ou le givre ne constituent pas une proportion significative des précipitations, bien que la condensation de la rosée peut jouer un rôle important pour certaines cultures et dans certaines saisons. Ainsi dans le cadre de l'irrigation, les précipitations sont très souvent assimilées aux seuls apports de la pluie [F.A.O³].

Compte tenu des différences de topographie et de microclimats, il est difficile d'obtenir des prévisions de bonne qualité concernant le niveau des pluies sur des zones géographiques étendues. Néanmoins, il existe dans la littérature des essais de modélisation hydrologique destinés à l'estimation des débits engendrés par les eaux pluviales dans un bassin versant.

La transformation pluie/débit dépend principalement des caractéristiques hydrologiques du bassin versant et des conditions météorologiques précédant l'événement pluvieux, ainsi la représentation analytique de cette transformation pour un bassin versant naturel est difficile à obtenir.

Plusieurs essais de construction de modèles de prévision à court terme (horizon d'un jour en général) ont été développés. Les principales approches développées utilisent :

- des modèles déterministes de la dynamique de l'écoulement [Leclerc et al. 1992],
- des modèles de type fonction de transfert [Hipel et al. 1994],
- des modèles dynamiques bayésiens non linéaires qui réalisent un compromis entre les modèles déterministes et les modèles utilisant des processus ARMA (Auto Regressive Moving Average) [Migon et al. 1997],
- des modèles non linéaires associés à des filtres de Kalman étendus [Kitanidis et al. 1980],
- des modèles flous [Boukhris et al. 1997].

³ Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture

A titre d'exemple, le modèle hydrologique de [Migon et al. 1997] est présenté dans ce qui suit. Celui-ci décrit de façon statistique l'évolution des écoulements générés par les précipitations sur une base journalière.

L'écoulement généré chaque jour est considéré être ici composé d'un écoulement de base auquel s'ajoute l'effet cumulatif des précipitations passées :

$$\mu_t = \alpha_t + E_t \quad (\text{III.10})$$

où μ_t est l'écoulement généré par la pluie durant la période t , α_t est l'écoulement de base en l'absence de précipitations durant la période t et E_t est l'effet des précipitations durant la période t .

Définissant β_t comme la précipitation journalière maximale, ρ_t ($\in]0, 1[$) comme un facteur traduisant la décroissance de l'écoulement généré par la pluie au cours de l'intervalle de temps $[t-1, t]$ et k_t comme un paramètre représentant l'effet de la saturation en eau du sol compte tenu de la quantité d'eau précipitée x_t , Migon a proposé l'expression suivante pour estimer l'écoulement dû aux précipitations pendant la période t :

$$E_t = \rho_t E_{t-1} + [1 - \exp(-k_t x_t)] [\beta_t - (\alpha_t + \rho_t E_{t-1})] \quad (\text{III.11})$$

Dans le but d'évaluer la qualité de cette approche, on peut calculer la distribution de l'écoulement généré par la pluie. Pour ce faire, développons l'expression de μ_t :

$$\mu_t = \alpha_t (1 + e^{-k_t x_t}) + \beta_t (1 - e^{-k_t x_t}) + \rho_t E_{t-1} e^{-k_t x_t} \quad (\text{III.12})$$

Si on suppose x_t gaussien de moyenne x_{mt} et d'écart type σ_{x_t} , alors calculer la distribution de μ_t , revient à calculer la distribution d'une fonction auxiliaire de la forme $y = e^{-k_t x_t}$. On montre que y est distribué suivant une loi log-normale de paramètres $(x_{mt}, k_t \sigma_{x_t})$ et admet pour densité la fonction [Pagès et al. 1980], [Ducel 1998] :

$$\varphi(y, t) = \frac{1}{k_t \sigma_{x_t} (y - x_{mt}) \sqrt{2\pi}} e^{-[\text{Log}(y - x_{mt})]^2 / 2k_t^2 \sigma_{x_t}^2} \quad (\text{III.13})$$

Ce type de modélisation offre ainsi la possibilité de prendre en compte la variation temporelle des paramètres hydrologiques, son utilisation sur une zone spatiale étendue conduirait, néanmoins, à de lourdes tâches de calibration de ses divers paramètres, en effet, la quantité totale de l'écoulement généré par les précipitations à la sortie d'un bassin versant Ω peut être alors donnée par :

$$A_t = \iint_{\Omega} \left[\int_{\tau} f(\omega, \tau) \mu_{t-\tau(\omega)} d\tau \right] d\omega \quad (\text{III.14})$$

où $\tau(\omega)$ est la distribution des temps d'écoulement entre la zone ω et l'exutoire du bassin versant et $f(\omega, \tau)$ est la fonction de probabilité des temps d'écoulement dans la zone $d\omega$ autour de ω .

Notons cependant que les systèmes d'informations géographiques, dont l'utilisation s'est fortement développée au cours de ces dernières années dans le cadre du traitement de données à référence spatiale, pourraient très bien intégrer des fonctions de prévision des écoulements [Dupont et al. 1998].

III.3.2 La modélisation des apports des bassins versants

Les principales particularités des apports des bassins versants concernent leur caractère saisonnier et les corrélations temporelles et spatiales existantes. L'approche la plus courante relative à la chronologie des débits des apports naturels aux barrages utilise des modèles de prévision de type auto régressif. Par exemple, [Hipel et al. 1977] propose un modèle de la forme :

$$y_k = a_1 y_{k-1} + a_2 y_{k-2} + \dots + a_p y_{k-p} + \varepsilon_k \quad (\text{III.15})$$

où y_k est obtenu après transformation du débit de l'apport par la fonction logarithmique au pas de temps journalier $y_k = \text{Log}(Q_k)$, ε_k étant une variable aléatoire gaussienne indépendante, les $a_1 \dots a_p$ sont des coefficients réels à identifier dans chaque cas.

Si l'on admet que cette modélisation peut représenter la séquence des apports des eaux de drainage au système de stockage/transfert/distribution d'eau, il peut être important d'étudier ses caractéristiques statistiques telles que sa moyenne et sa variance. Considérons par exemple le cas où le modèle choisi correspond à une équation récurrente stochastique du premier ordre :

$$y_k = a_1 y_{k-1} + \varepsilon_k \quad (\text{III.16})$$

Si ε_k est supposé être une variable aléatoire gaussienne indépendante de y_{k-1} , de moyenne m_k et de variance ν_k , alors y_k est distribué suivant une loi normale et la moyenne de y_k satisfait alors à : $\bar{y}_k = a_1 \bar{y}_{k-1} + m_k$ alors que sa variance $\mathcal{V}_{y_k}^k$ obéit à la relation récurrente :

$$\mathcal{V}_{y_k}^k = a_1^2 \mathcal{V}_{y_{k-1}}^{k-1} + \nu_k \quad (\text{III.17})$$

Dans le cas où la variance du bruit est invariante ($\nu_k = \nu$), on aura à la période n :

$$\mathcal{V}_n = a_1^{2n} \mathcal{V}_0 + \frac{1 - a_1^{2n}}{1 - a_1^2} \nu \quad (\text{III.18})$$

On vérifie dans cette expression que la variance est composée de deux termes : l'un qui représente l'effet de l'incertitude initiale et l'autre qui représente l'effet cumulatif des incertitudes associés à la variable aléatoire ε_k .

Si $a_1^2 < 1$, la variance des y_k tend vers la constante $\nu/(1 - a_1^2)$, alors que la moyenne des y_k tend vers $\bar{y}_\infty = m_1/(1 - a_1)$ [De Larminat et al. 1976].

Ainsi, le modèle (III.18) peut être aisément utilisé pour la prédiction à court terme à l'instant k , la prévision à $k+l$ sera telle que :

$$E\{y_{k+l} | k\} = a_1^l E\{y_k\} + \left(\sum_{h=0}^{l-1} a_1^h \right) m_1 \quad (\text{III.19})$$

avec un degré d'incertitude donnée par :

$$E\left\{ \left[y_{k+l} - E\{y_{k+l} | k\} \right]^2 \right\} \quad (\text{III.20})$$

Pour la prédiction à plus long terme, on pourra utiliser les expressions limites obtenues plus haut pour la moyenne et la variance. Ce type de résultats peut se généraliser [Box et al. 1976] au cas de modèles auto régressifs d'ordre p.

Il faut noter que l'identification et l'estimation d'un tel type de modèle nécessite la disposition de longues séries de données. Par exemple, en ce qui concerne les apports du barrage de Paithan (Projet d'irrigation de Jayakwandi, Inde), des données hebdomadaires portant sur une période de 18 ans (1969/1986) [Hajilal et al. 1998] ont permis d'établir un modèle de type ARMA(1,1) pour la composante aléatoire des apports :

$$a_t = \alpha a_{t-1} + \beta r_{t-1} + r_t \tag{III.21}$$

avec $\alpha=0.919$, $\beta=0.379$, où r_t est une variable aléatoire centrée de variance unitaire. Les apports totaux sont alors donnés par :

$$A_t = \bar{A}_t + a_t \tag{III.22}$$

où \bar{A}_t est la composante temporelle moyenne des apports.

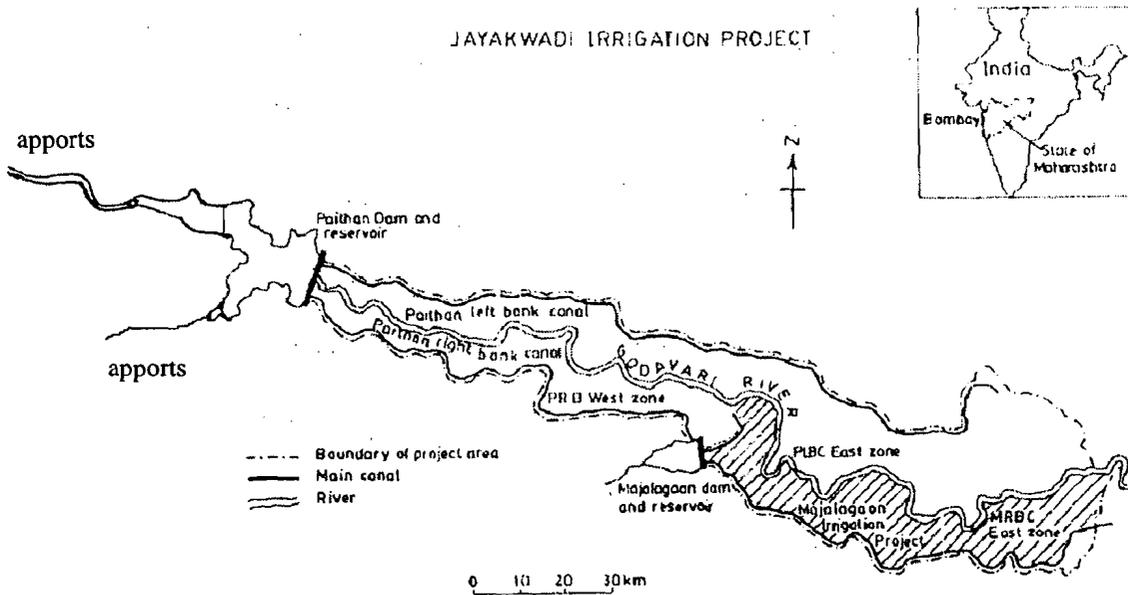


Figure III.12 : Barrage-réservoir de Paithan et sa zone d'irrigation

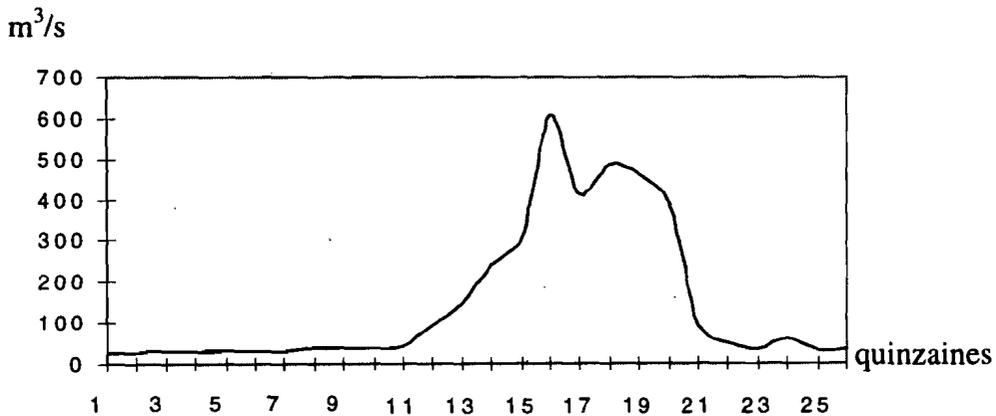


Figure III.13 : Exemple d'évolution des apports du barrage de Paithan [Hajilal et al. 1998]

Une approche en principe plus efficace, car ne faisant pas d'hypothèses spécifiques (linéarité par exemple) sur l'expression de la forme récurrente $y_k = f(y_{k-1}, \dots, y_{k-p})$ pourrait être basée sur l'utilisation de réseaux de neurones [Thiria et al. 1997]. Dans ce cas on peut imaginer qu'un réseau de neurones multicouches serait entraîné à fournir, à partir des derniers apports observés (y_{k-1}, \dots, y_{k-p}), une estimée de l'apport prochain, ainsi qu'un intervalle de confiance. Cette approche n'a pas été développée dans cette thèse, cependant l'utilisation des réseaux de neurones, pour l'estimation paramétrique, est développée dans le chapitre suivant.

III.4 Modélisation de la réserve amont

Les réservoirs, de par leur capacité de stockage, jouent un rôle prépondérant dans la gestion d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau. Ils sont caractérisés par l'association d'entrées aléatoires non maîtrisées à des sorties à caractère beaucoup plus déterministe (figure III.14).

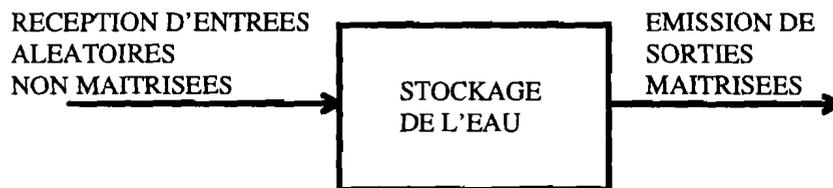


Figure III.14 : Représentation fonctionnelle d'un réservoir

Les premiers essais de modélisation de réservoirs datent des années 1940 [Savarensky 1940], ces travaux avaient abordé le problème sous la forme de théorie des files d'attente (le réservoir est assimilé à un guichet où la distribution des apports peut être rapprochée aux taux d'arrivée des clients, tandis que la répartition des lâchers peut être assimilée aux taux de sortie des clients). La théorie des processus markoviens permet alors de calculer les probabilités stationnaires limites d'état de la réserve.

Les différents modèles conçus sont basés sur une équation de bilan de conservation à laquelle on adjoint des contraintes physiques concernant le réservoir (capacité de stockage, débits maximum des lâchers, etc...) et une distribution de probabilités des entrées et sorties non maîtrisées. En première approximation, l'état du réservoir j peut être décrit par la quantité d'eau stockée qui évolue suivant l'équation :

$$R_j(t_{k+1}) = R_j(t_k) + A_j(t_k) - Q_j(t_k) - d_j(t_k) - e_j(t_k) \quad (\text{III.23})$$

où $R_j(t_k)$ est la valeur de la réserve durant la période t_k , $A_j(t_k)$ représente les apports durant la période t_k , $Q_j(t_k)$ représente le déstockage (les lâchers) durant la période t_k , $d_j(t_k)$ représente le déversement durant la période t_k , $e_j(t_k)$ représente les pertes par infiltration et par évaporation durant la période t_k .

L'évaporation et l'infiltration peuvent être des facteurs tout à fait non négligeables, dépendant de paramètres exogènes fixes (la nature du sol immergé) ou variables (hauteur des retenues, température, vent et ensoleillement) et leur modélisation permettra de mieux prédire sur le long terme l'évolution des réserves effectivement disponibles. En fait, en ce qui concerne les barrages, une fois les apports appréhendés, c'est sur ce point que doit porter l'effort de modélisation.

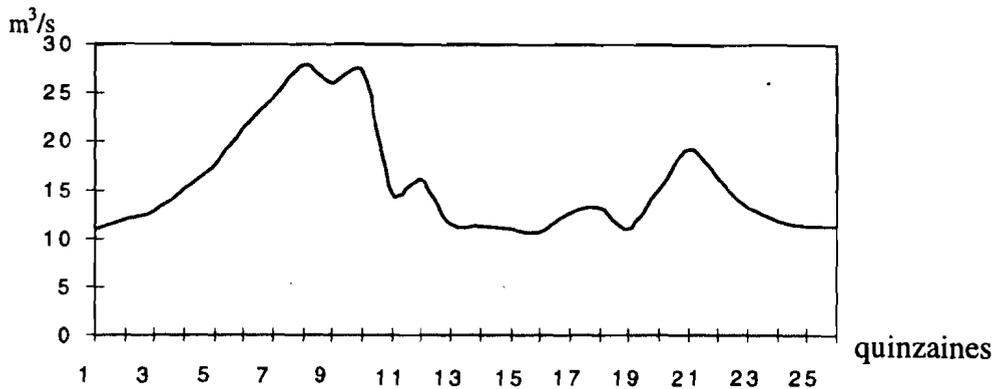


Figure III.15 : Exemple d'évolution des évaporations (Barrage Paithan) [Hajilal et al. 1998]

Si l'on veut réaliser par simulation une étude de l'évolution des réserves d'un barrage, il faudra :

- soit se donner une programmation des délestages (en accord avec un programme global de gestion du système) et y apporter des corrections liées aux limites effectives de fonctionnement (R_{\min}^j et R_{\max}^j),
- soit adopter des règles de gestion locales utilisant une demande équivalente rapportée à la sortie du barrage [Reznicek et al. 1991].

Ainsi, si la demande rapportée est $D_j(t_k)$, une règle de gestion définira le niveau de sa satisfaction. On aura par exemple :

$$\begin{aligned} \text{si } R_j(t_k) + A_j(t_k) < R_{\min}^j : Q_j(t_k) &= 0, \\ \text{si } R_j(t_k) + A_j(t_k) > R_{\max}^j : Q_j(t_k) &= D_j(t_k), \end{aligned}$$

avec un déversement éventuel $d_j(t_k) = \max\{0, (R_j(t_k) + A_j(t_k) - Q_j(t_k) - e_j(t_k)) - R_{\max}^j\}$

$$\begin{aligned} \text{si } R_{\min}^j < R_j(t_k) + A_j(t_k) < R_{\max}^j, \\ \text{alors si } A_j(t_k) > D_j(t_k) : Q_j(t_k) &= D_j(t_k) \\ \text{si } A_j(t_k) < D_j(t_k) : Q_j(t_k) &= \min\{\max\{A_j(t_k), \lambda_j D_j(t_k)\}, D_j(t_k)\} \\ \text{avec } \lambda_j &= R_j(t_k) / \bar{R}_j(t_k), \text{ où } \bar{R}_j(t_k) \text{ est une valeur nominale de} \\ &\text{réserve à la période } t_k. \end{aligned}$$

Une telle règle de gestion s'appuie sur la comparaison du niveau des réserves actuels avec différents niveaux nominaux et seuils caractéristiques. On distingue en général les zones de fonctionnement suivantes (figure III.16) :

- une zone d'écrêtement des crues dans laquelle il s'agira d'abord de gérer le débordement par déversements de la réserve,
- une zone de fonctionnement normal où on réglera le niveau de la réserve face aux aléas des apports et de la demande, de façon à suivre au mieux une courbe prédéfinie,
- une zone d'étiage pour laquelle la règle de gestion devra mettre en œuvre des mesures d'économie restreignant la consommation de la réserve,
- une zone inactive à n'utiliser qu'en ultime secours et à conserver pour des raisons écologiques.

A partir des statistiques des apports et de la demande, il sera alors possible d'estimer (par calcul ou par simulation de Monte Carlo) les probabilités de chacun des états opérationnels du barrage et d'évaluer en termes probabilistes les risques d'étiage ou de crues.

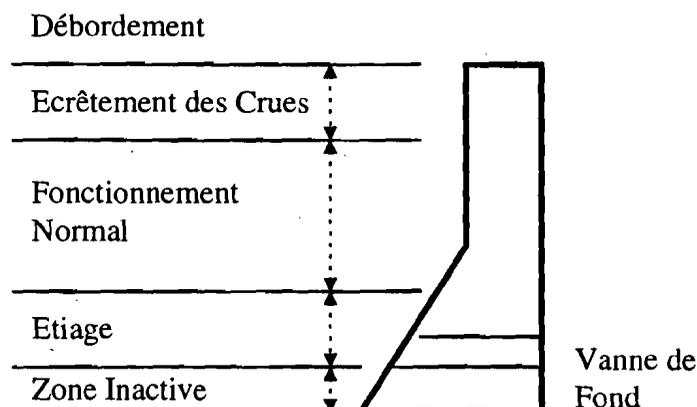


Figure III.16 : Définition des différents niveaux de réserve pour un barrage-réservoir

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu constater que malgré la nature fortement aléatoire des phénomènes étudiés, il existe aujourd'hui toute une panoplie de modèles de prévision de ceux-ci basés sur des techniques variées de traitement des données (analyse statistique et probabiliste, modèles markoviens, modèles auto régressifs de l'Econométrie, techniques d'identification de l'Automatique) qui ont déjà permis d'élaborer des solutions de gestion aussi bien sur le court terme que sur le long terme. Au niveau des réserves amont, il faut souligner que la gestion locale de celles-ci devra intégrer à la fois les contraintes opérationnelles inhérentes à la configuration des ouvrages et les contraintes issues du système de gestion qui assure une opération équilibrée sur le long terme. Remarquons finalement que les techniques floues et neuronales commencent à susciter un vif intérêt pour leur utilisation dans ce domaine (prévision des apports) par leur capacité à systématiser le traitement des données destinées à la prévision. On reviendra sur ce point au chapitre V en développant cette approche dans le cadre de la dynamique des biefs, constitutifs du sous-système de transfert d'un système de stockage/transfert/distribution.



CHAPITRE IV

PREVISION DE LA DEMANDE EN EAU A L'AVAL

Ce chapitre concerne l'analyse et la représentation à fin de prévision de la demande en eau à l'aval des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau. Il introduit dans le cas de la demande agricole des éléments particuliers de Logique Floue pour sa prévision.

IV .1 Introduction

Elément de la vie par excellence, l'eau est une ressource qui peut être limitée et sa gestion a toujours été l'objet d'une attention particulière de la part des différentes communautés humaines.

Dans le cadre de l'utilisation des techniques modernes de gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau, la prévision de la demande en eau joue un rôle au moins aussi important que la prévision des apports aux réserves. Cette prévision de la demande est d'autant plus difficile que celle-ci est rarement observée directement.

En effet, on disposera bien de données statistiques, mais celles-ci concernent les prélèvements effectifs dans le système (demande "révélée" dans le cas de la distribution "à la demande") ou la demande "déclarée" des usagers (dans le cas de la distribution "au tour d'eau") qui ne correspond pas forcément aux besoins réels de l'utilisateur (erreur d'appréciation ou comportement tendancieux).

Dans ce chapitre, on présentera tout d'abord des modèles sectoriels de long terme de demande en eau, puis des modèles sectoriels de court terme en donnant une attention particulière aux modèles relatifs à la demande agricole qui représente la plus grande partie de la demande en eau.

IV.2 Les modèles globaux de long terme

On considère ici le problème de la prévision de la demande en eau sur une longue période (plusieurs années) pour une zone géographique desservie par un système de distribution d'eau, destiné à l'irrigation des cultures, à la consommation humaine et à la production industrielle.

Dans ce contexte, les principaux modèles de prévision de demande en eau, utilisés jusqu'à présent, sont basés sur des études statistiques et opèrent par extrapolation de valeurs historiques.

Ceux-ci peuvent être globaux, mais une approche sectorielle peut être aussi retenue. Ces modèles prennent en compte, à la fois les effets saisonniers et les effets de tendance sectoriels comme par exemple, l'évolution de la démographie sur la consommation humaine en eau ou l'évolution de l'étendue des cultures vivrières et la mise en place de nouvelles politiques agricoles ou industrielles.

Ces modèles mettent en œuvre des expressions récurrentes relativement simples telles que :

$$D_{k,t} = \sum_{i=1}^I D_{k,t}^i, \text{ avec } D_{k,t}^i = (1 + T_{k,t}^i) D_{k-1,t}^i, \quad D_{0,t}^i \text{ est supposé connu,} \quad (\text{IV.1})$$

$$t=1 \text{ à } T, k=1, \dots, K$$

où i est l'indice du secteur de consommation considéré ($i=1$: agriculture, $i=2$: domestique, $i=3$: industrie), $T_{k,t}^i$ est un coefficient de tendance sectoriel modulé par l'effet de saisonnalité et $D_{k,t}^i$ est la demande en eau pour le mois ou la semaine t , k étant l'indice de l'année considérée.

Les coefficients de tendance pourront être obtenus à partir d'approches économétriques.

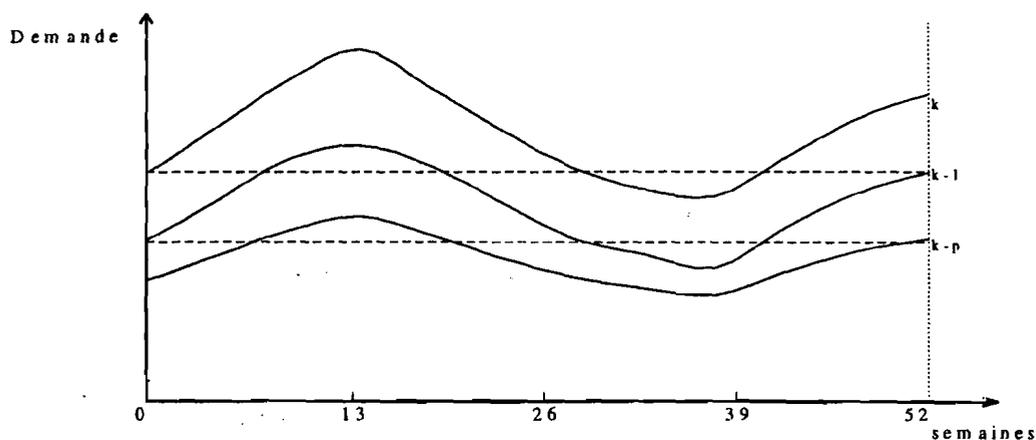


Figure IV.1 : Evolution des prévisions de demande globale annuelle

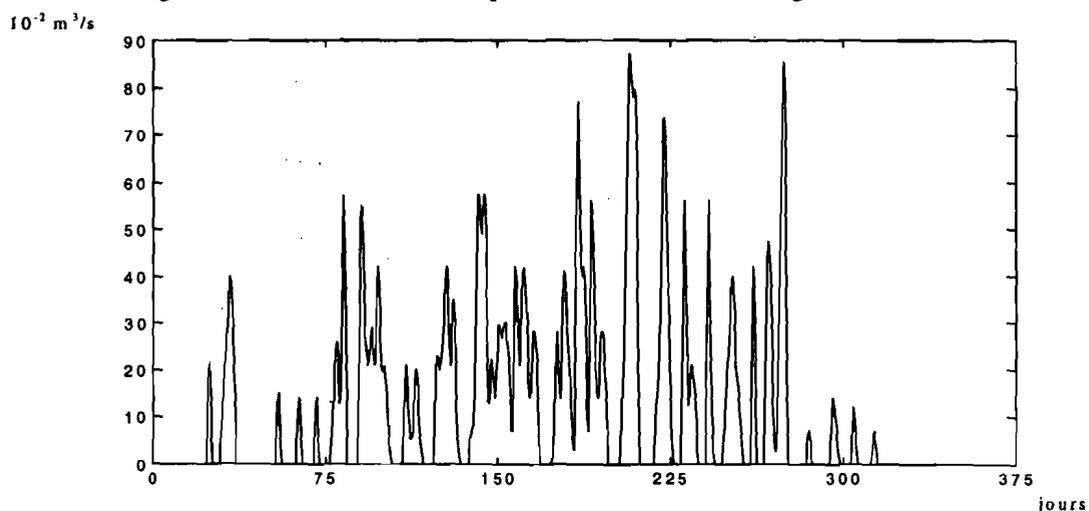


Figure IV.2 : Exemple d'évolution de la demande en eau annuelle d'une exploitation agricole (Maricopa, Arizona 1993) [Lamacq 1997]

Il est possible de compléter ces prévisions par un indice de variabilité donné par :

$$v_k^i = 100 \cdot \sigma_k^i / \bar{D}_k^i, \text{ avec } \bar{D}_k^i = \sum_{t=1}^T D_{k,t}^i / T \quad (\text{IV.2})$$

qui est caractéristique du degré de précision (en %) conféré a priori aux prévisions. σ_k est pris généralement croissant avec la période.

Ce type de modèle qui fait appel à des méthodes d'analyse statistique de séries temporelles, présente les caractéristiques suivantes :

- ce sont des modèles appréhendant de façon macroscopique (et parfois sectorielle) la demande,
- ce sont des modèles de long terme avec une double échelle de temps : l'année et la semaine (ou le mois),
- ce sont des modèles non réactifs, donc non adaptés à la mise en œuvre de systèmes de gestion en boucle fermée.

Ainsi, encore aujourd'hui, le domaine d'application de ce type de modèle est resté pratiquement limité à l'analyse de bilans globaux associés au dimensionnement ou au redimensionnement de systèmes de distribution d'eau.

Remarquons que la Logique Floue [Fortin et al. 1997] pourrait être mise à profit ici pour générer des scénarios de demande à partir d'opinions d'experts sur la réalisation et l'intensité de différents facteurs exogènes influant sur la demande.

IV.3 Les modèles de prévision de demande à court terme

On considère ici le problème de la prévision de la demande en eau localisée au voisinage des points de prélèvements d'un bief, sur une période concernant le futur immédiat, n'excédant pas la semaine ou le mois.

Il peut être judicieux de remarquer que le degré de discrétisation du temps dans la prévision de demande, en vue de la gestion des approvisionnements, devra être d'autant plus grand que les capacités de rétention de réserves par les biefs sont plus petites. On s'intéresse donc ici à des modèles de prévision de demande utilisant des échelles de temps allant de l'heure à la journée, voire parfois à la semaine. Remarquons que ce degré de discrétisation du temps va de pair avec la considération d'une demande localisée au voisinage de chaque bief. En fait, on a pu constater que suivant le secteur de consommation considéré, les modèles de prévision de court terme présentent des caractéristiques différentes.

IV.3.1 Consommation domestique et industrielle

IV.3.1.1 L'approche classique

En ce qui concerne la consommation à usage domestique et industriel qui représente de 10 à 40% de la consommation totale (environ 10% au Sénégal et 31% en France) [Seckler et al. 1998], la prévision de demande à court terme intègre, en général, des modèles auto régressifs linéaires associés à des gabarits journaliers ou hebdomadaires.

Ainsi, si l'on se place dans la situation où il s'agit d'estimer la demande localisée (pour une agglomération, par exemple) pour la prochaine semaine (ou jour) d'indice t , au niveau horaire, une approche courante sera d'utiliser dans une première étape un modèle de régression linéaire de type AR, MA, ARMA, ARIMA ou ARMAX [Fortin et al. 1997]. On mettra donc en œuvre des modèles de la forme :

$$d_t = d_{0,t} + \sum_{j=1}^M \alpha_{t-j} d_{t-j} + \sum_{k=1}^K \sum_{j=1}^{N_k} \beta_{t-j}^k x_{t-j}^k + \sum_{j=1}^L \gamma_{t-j} \varepsilon_{t-j} + \varepsilon_t \quad (\text{IV.3})$$

où d_t résulte d'une transformation de la demande D_t (par exemple $d_t = \text{Log}(D_t)$), x_t^k résulte d'une transformation de la $k^{\text{ième}}$ variable explicative relative à la période t , X_t^k . Les variables explicatives étant d'origine diverses : sociale (grèves, congés), météorologiques (températures moyennes ou maximales, précipitations), etc.

ε_t est un bruit généralement supposé gaussien avec présence, ou non, de corrélation temporelle. Les paramètres M , K , N_k , $k=1$ à K et L sont déterminés de façon empirique ou à l'aide de tests statistiques (de mise en œuvre relativement lourde), alors que les coefficients de linéarité α_{t-j} ($j=1$ à M), β_{t-j}^k ($k=1$ à K , $j=1$ à N_k) et γ_{t-j} ($j=1$ à L) sont à calibrer en utilisant, par exemple, des techniques d'estimation de modèles paramétriques linéaires [Box et al. 1970].

$d_{0,t}$ sera soit une valeur nominale provenant d'un modèle de long terme, soit un simple paramètre d'ajustement, à estimer conjointement avec les coefficients de linéarité.

Dans une deuxième étape, un gabarit obtenu par traitement statistique, à l'échelle horaire, pourra être utilisé pour représenter les heures pics et les heures creuses (figure IV.3).

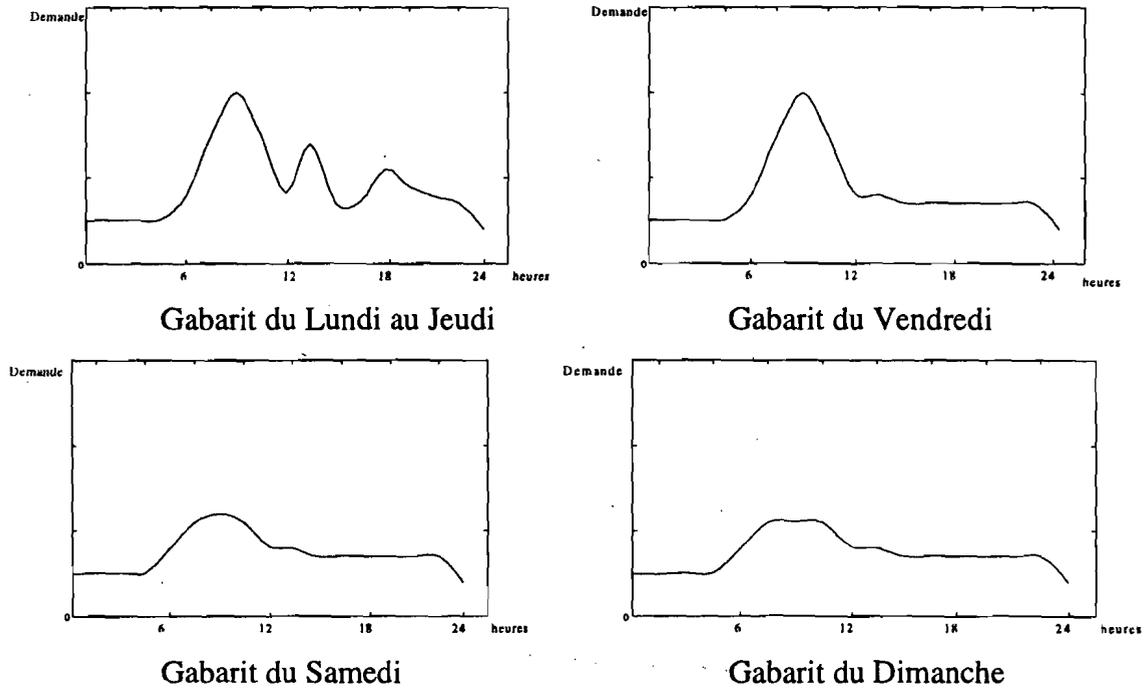


Figure IV.3 : Gabarits représentant la variation horaire de la demande

IV.3.1.2 Nouvelles approches

D'autres approches ont été développées dans la dernière décennie, celles-ci concernent d'abord les réseaux de neurones et s'inspirent d'applications menées avec succès dans d'autres domaines :

- la prédiction de la consommation journalière de courant électrique [Mangeas 1993],
- la prédiction du trafic routier sur les autoroutes [Dochy et al. 1994].

Il s'agit en général d'approcher une relation récurrente de la forme :

$$d_{t+\ell} = h(d_{t-1}, d_{t-2}, \dots, d_{t-24}, p_{1t}, \dots, p_{mt}) + e_t \quad (\text{IV.4})$$

où ℓ est l'horizon de prédiction, h est une fonction non linéaire inconnue mais supposée L^p , p_{it} est la valeur du $i^{\text{ème}}$ paramètre exogène influant sur la formation de la demande et e_t est un bruit résiduel à l'instant t .

Pour ce faire, on peut utiliser un réseau de neurones de type multicouche séquentiel:

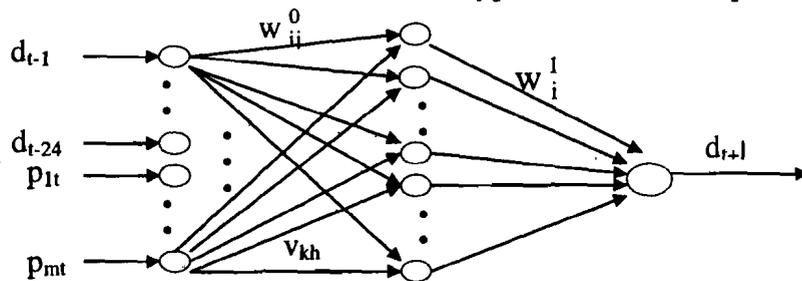


Figure IV.4 : Réseau de neurones multicouche

conduisant à une expression pour l'estimée :

$$\hat{d}_{t+\ell} = \sigma \left[\sum_{i=0}^N w_i^1 \sigma \left(\sum_{j=0}^{24} w_{ij}^0 d_{t-j} + \sum_{k=1}^m v_{ik} p_{kt} \right) \right] \quad (\text{IV.5})$$

où σ est une fonction d'activation de type sigmoïdal.

Même si le choix de la structure du réseau de neurones est empirique et que son apprentissage peut être long, la mise en œuvre apparaît plus systématique que dans le cas des modèles de séries temporelles autorégressives. Par ailleurs, la précision des résultats obtenus pour estimer la demande de service dans diverses applications, a été jugée tout à fait satisfaisante par divers auteurs [Chow et al 1996], [Lamedica et al. 1996].

La Logique Floue peut aussi être mise à contribution pour prédire la demande à court terme :

- soit par l'utilisation de régressions linéaires floues de la forme [Bardossy et al. 1990] :

$$D_t = D_0 + \sum_{i=1}^I \alpha_i (x_{i,t} - \bar{x}_i) \quad (\text{IV.6})$$

où D_0 et les coefficients α_i ($i=1$ à I) sont des nombres flous, alors que $(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_I)$ est un point de référence dans l'espace des variables explicatives, la demande D_t étant elle-même un nombre flou, donc caractéristique du degré d'incertitude (en fait de possibilité) sur la prévision [Dubois et al. 1988].

- soit par utilisation de règles floues [Fortin et al. 1997]. En fait, on aura l'occasion de revenir sur ce point, dans le cadre de l'estimation de la demande en eau à usage agricole, dans le paragraphe IV.6.

IV.3.2 La demande agricole localisée de court terme

Cette demande est fortement influencée par différents facteurs :

- les aléas climatiques : ce sont des effets de moyen à long terme tels qu'une saison sèche ou humide prolongée, qui tendront à modifier de façon durable les cultures et leurs besoins en eau,
- les aléas météorologiques : ce sont des effets de court terme tels qu'une forte pluie, qui vont modifier ponctuellement les besoins en eau des plantes,

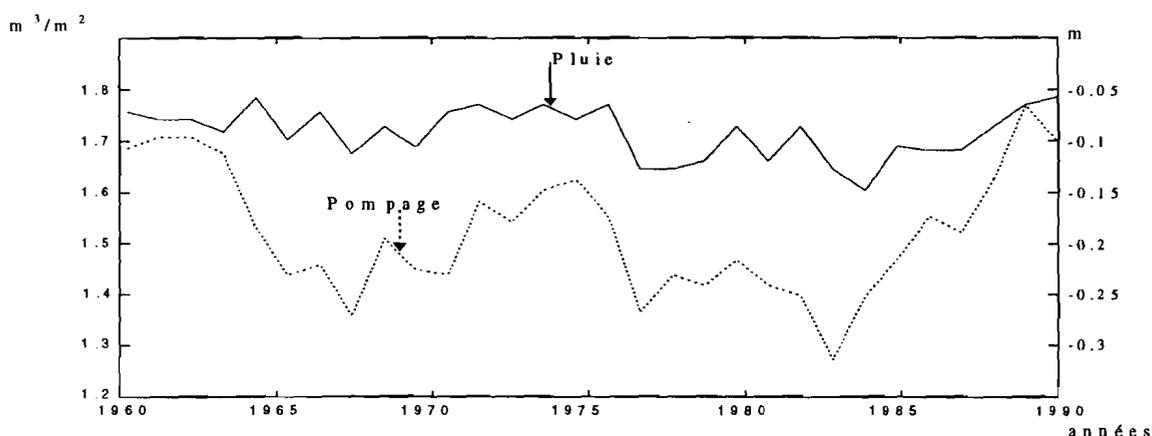


Figure IV.5 : Pluies et pompages annuels (Imperial Valley, Colorado, USA)
[Gutwein et al. 1993]

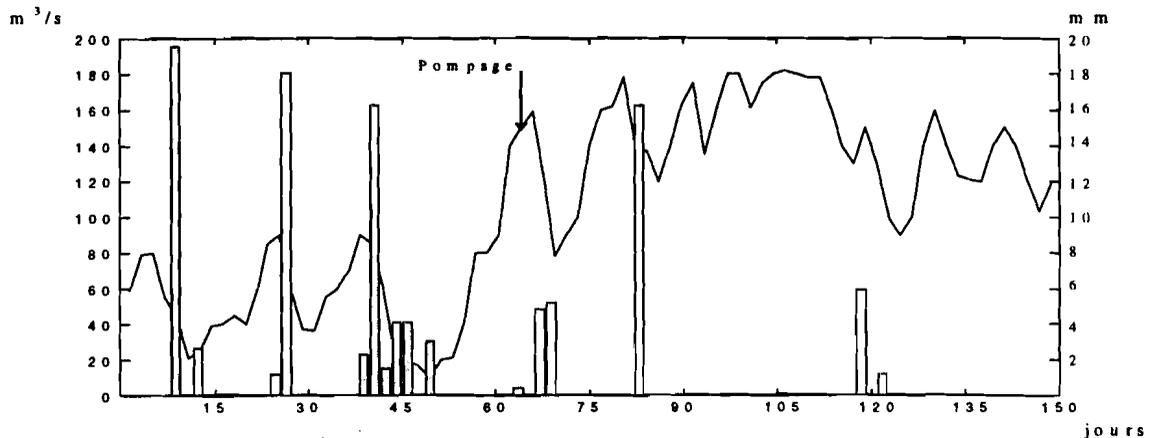


Figure IV.6 : Pluies et pompages journaliers (1980, Imperial Valley , Colorado, USA)
[Gutwein et al. 1993]

- les relations existantes entre les usagers (agriculteurs) et l'organisme de gestion en eau qui peuvent contribuer à diminuer l'aspect stochastique de la demande :

- contrats de distribution d'eau (distribution au tour d'eau),
- tarifs différenciés en fonction de l'heure,
- prélèvements à la demande (c'est-à-dire en dehors de toute entente préalable),

- le comportement des usagers en terme d'irrigation [Lamacq 1997] : on peut citer ici le cas de l'utilisation de fréquences fixes d'irrigation, l'utilisation de règles liées à l'état hydrique des sols (règles basées par exemple sur une valeur seuil de la réserve en eau utilisable par le sol, le "RU"), l'utilisation de règles d'attente par rapport à la pluie et l'utilisation de règles liées au stade végétatif des cultures.

Le comportement des usagers, en ce qui concerne la demande en eau va dépendre de différents facteurs tels que : l'expérience professionnelle de ceux-ci, les caractéristiques du système d'irrigation propre à l'utilisateur (degré d'automatisation, présence de réservoirs, structure du réseau), les caractéristiques des cultures sur ses parcelles.

En fait, on s'aperçoit qu'il peut être utile de distinguer entre besoins effectifs des plantes et demande des usagers, car ces derniers peuvent, d'une part évaluer avec imprécision les besoins en eau (sur ou sous évaluation, évaluation déphasée) et d'autre part, dans certains cas, essayer de se ménager, au détriment des autres usagers, une marge de manoeuvre (réserve additionnelle), qui leur permet d'affronter les aléas de leurs besoins propres en eau.

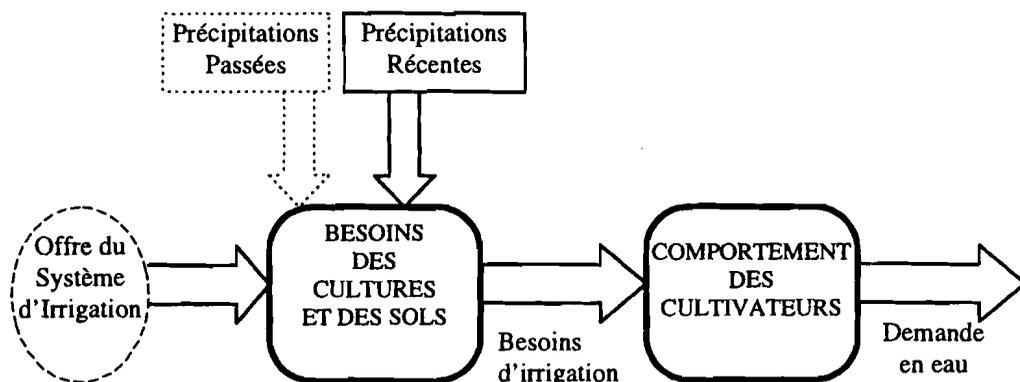


Figure IV.7 : Génération de la demande agricole à court terme

On peut alors se demander, dans le cas où il y aurait une trop forte différence entre besoins réels et demande révélée, si l'un des objectifs de l'organisme de gestion de l'eau doit être de satisfaire la demande des usagers, ou bien de satisfaire leurs besoins réels. Dans le deuxième cas, il sera nécessaire d'évaluer ces besoins réels, or en fait, cette tâche paraît particulièrement difficile et coûteuse, et peut être réalisée dans la pratique de façon approximative par une politique de quotas basés sur des données statistiques.

IV.4 Evaluation des besoins agricoles de court terme

Les besoins en eau des cultures correspondent à la nécessité vitale de compenser l'évapotranspiration ($ET_{culture}$) de la partie foliaire par le pompage réalisé par leur partie racinaire, dans un sol caractérisé par son degré d'humidité ou réserve d'eau utilisable (la RU). Cette RU représente la capacité d'un sol à stocker une certaine quantité d'eau.

On décrit ici l'un des modèles développés par les agronomes [Jensen et al. 1978] pour estimer ces besoins.

L'évapotranspiration de la plante est donnée par la relation :

$$ET(k) = K_d(k) \cdot K_c(k) \cdot ET_0 \quad (\text{en mm/j}) \quad (IV.7)$$

où ET_0 est l'évapotranspiration d'une culture de référence (par exemple le gazon), $K_c(k)$ est le coefficient cultural qui dépend du type de culture et du stade de développement dans le cycle végétatif de la culture. Par exemple, la figure IV.8 représente le cycle végétatif du coton en fonction de la durée moyenne de chaque stade végétatif.

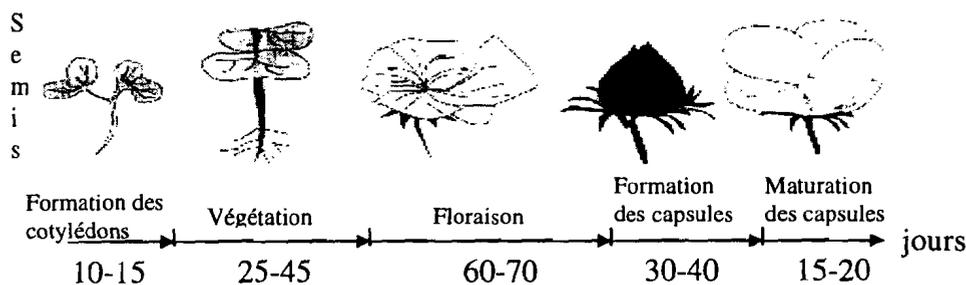


Figure IV.8 : Cycle végétatif du coton

Ce stade de développement est mesuré en degré jour du cycle végétatif :

$$DJ(k) = \sum_{i=1}^k (T_{moy}(i) - T_{base}), \quad \text{avec } T_{moy}(i) \geq T_{base} \quad (IV.8)$$

où $i=1$ correspond au premier jour de germination et T_{base} est une température de base définie pour chaque culture.

En ce qui concerne le coefficient cultural, la figure IV.9 représente un exemple d'évolution journalière au cours du cycle végétatif.

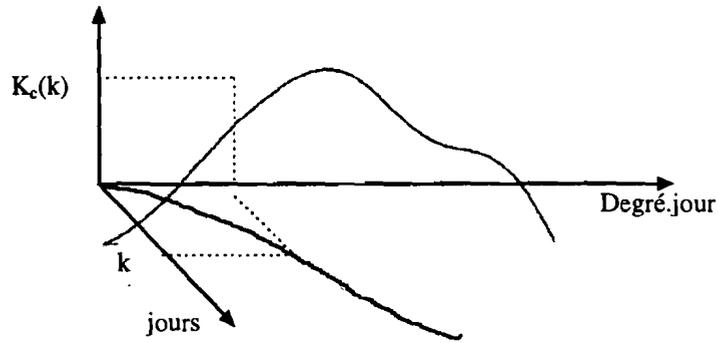


Figure IV.9 : Coefficient culturel journalier du coton

Les figures IV.10 et IV.11 représentent les évolutions des coefficients culturaux du coton et du blé.

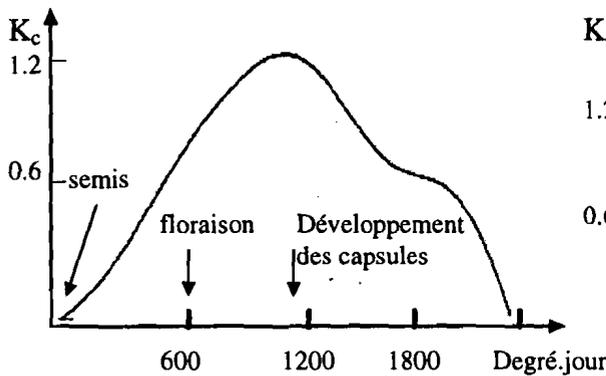


Figure IV.10 : Coefficient culturel du coton

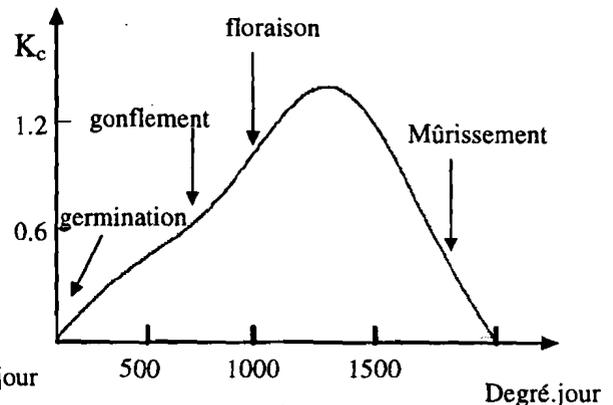
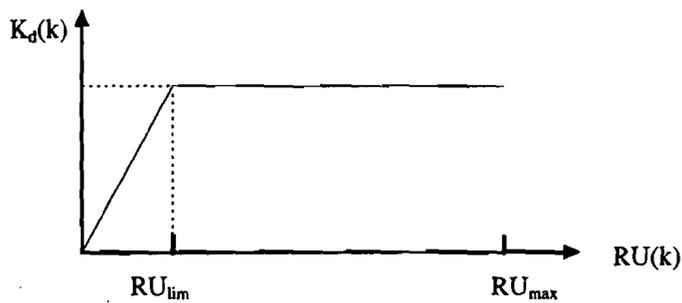


Figure IV.11 : Coefficient culturel du blé

$K_d(k)$ est un facteur qui permet de tenir compte de l'influence de la sécheresse du sol sur les besoins en eau de la plante. [Jensen et al. 1978] a proposé pour celui-ci une relation linéaire avec saturation telle que :



où RU_{lim} et RU_{max} dépendent du type de sol et du type de culture (profondeur d'enracinement de la culture).

On obtient donc la représentation causale suivante :

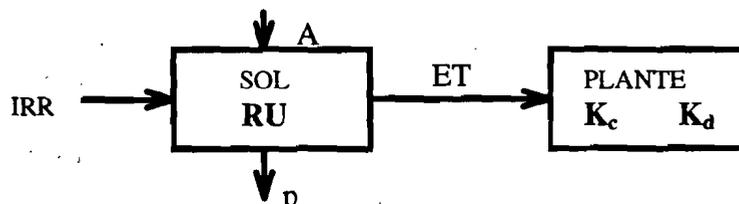


Figure IV.12 : Représentation causale de l'équation de bilan journalière

associée à l'équation de bilan journalière :

$$RU(k)=RU(k-1)+IRR(k)+A(k)-ET(k)-p(k) \quad (\text{en mm}) \quad (\text{IV.9})$$

où $IRR(k)$ est la dose d'irrigation (en mm/jour) apportée le jour k , $A(k)$ est la pluie efficace (en mm/jour), $ET(k)$ est l'évapotranspiration de la culture (en mm/jour), $p(k)$ est la partie de l'apport d'eau (en mm/jour) qui se perd par infiltration profonde au delà de la zone racinaire.

Ce mode de fonctionnement du système sol/plante n'est possible que si le RU reste au dessus d'une certaine valeur (% du RU_{max}), en deçà, la plante sera incapable de pomper l'eau présente dans le sol.

Donc, il s'agira d'assurer au RU , par apport d'eau d'irrigation, un certain niveau stabilisé pendant le cycle végétatif, autrement, soit par sécheresse (RU faible), soit par stress hydrique (RU au delà de RU_{max}), le rendement de la culture décroîtra fortement.

Ainsi, le besoin en apport d'eau d'irrigation, le jour k , sera donné par :

$$IRR(k)=ET(k)+p(k)-A(k) \quad (\text{IV.10})$$

si le RU est déjà à une valeur acceptable.

On obtiendra donc, en théorie, une estimée des besoins par unité de surface cultivée qui pourra être étendue à toute la culture soumise au même environnement.

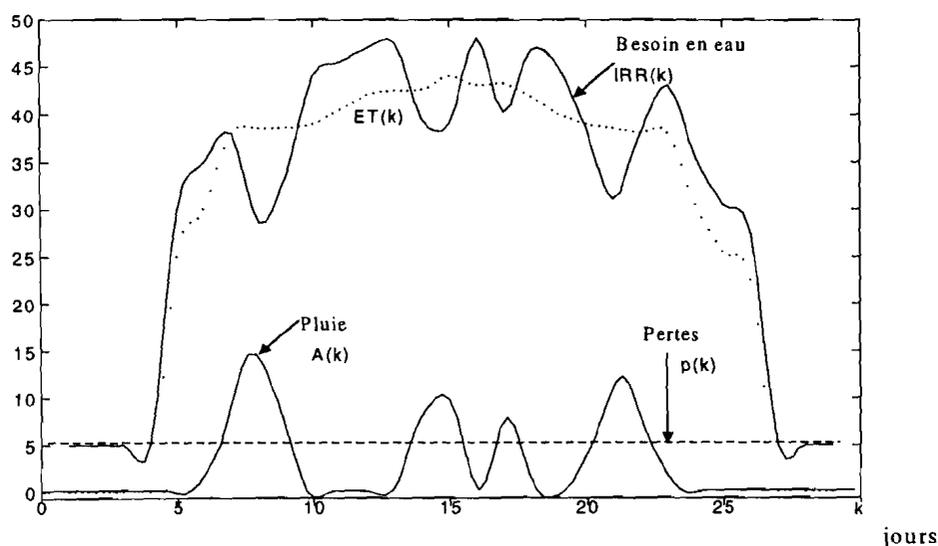


Figure IV.13 : Evolution estimée des besoins en apport d'eau d'irrigation

Les besoins en apport d'eau d'irrigation pour une exploitation agricole sera donc, au jour k :

$$D(k) = \sum_{i=1}^I IRR_i(k) \cdot \sigma_i \quad (\text{IV.11})$$

où i est l'indice de la $i^{\text{ème}}$ culture ($i=1$ à I) et σ_i est la superficie irriguée, supposée homogène, consacrée à cette culture.

IV.5 Le comportement d'irrigation à court terme des usagers

On ne considère ici que la situation où le cultivateur essaye de définir sa demande à partir des besoins qu'il constate. En fait, il satisfera deux besoins :

- ceux de la plante qu'il peut évaluer à partir de modèles simplifiés (voir paragraphe précédent),
- ceux du sol, constitués d'une part par la nécessité de reconstituer l'humidité des sols avant un nouveau cycle végétal (on parle de "recharge" du sol), et d'autre part par la nécessité de lessiver les sels accumulés (et apportés par l'eau d'irrigation) dans la zone racinaire des plantes.

Pour ces derniers besoins, il existe des formules empiriques [FAO], mais qui nécessitent la connaissance de paramètres difficilement accessibles (les conductivités électriques de l'eau d'irrigation et du sol, la profondeur moyenne des racines).

Ainsi, suivant le degré de technicité disponible, l'évaluation des besoins pourra se faire, soit à partir de méthodes simplistes telles que celles basées sur la simple observation de l'état des cultures, soit à partir de méthodes plus élaborées, basées sur le bilan hydrique des sols et les conditions climatiques. Les premières méthodes ont pour avantage, leur simplicité de mise en œuvre, mais elles ont de graves inconvénients :

- lorsque le besoin apparaît (signes de flétrissement ou couleur), il est déjà trop tard pour palier une baisse de rendement des récoltes,
- ces méthodes ne permettent pas de prévoir avec précision la quantité et la fréquence de l'irrigation,
- si des plans d'irrigation préélaborés par type de culture/sol sont utilisés, celles-ci ne permettront pas de tenir compte des conditions météorologiques (pluies, ensoleillement) rencontrées durant le cycle végétatif jusqu'au temps courant.

Les deuxièmes méthodes conduisent à l'élaboration de plan d'irrigation par cultures, caractérisés par des intervalles d'application de l'eau et par la quantité d'eau à appliquer chaque fois. Les agronomes distinguent dans ce cas là différentes méthodes dites de "pilotage" :

- *méthode simple* de pilotage qui permet d'élaborer, sur une base mensuelle, un plan d'irrigation (figure IV.14),

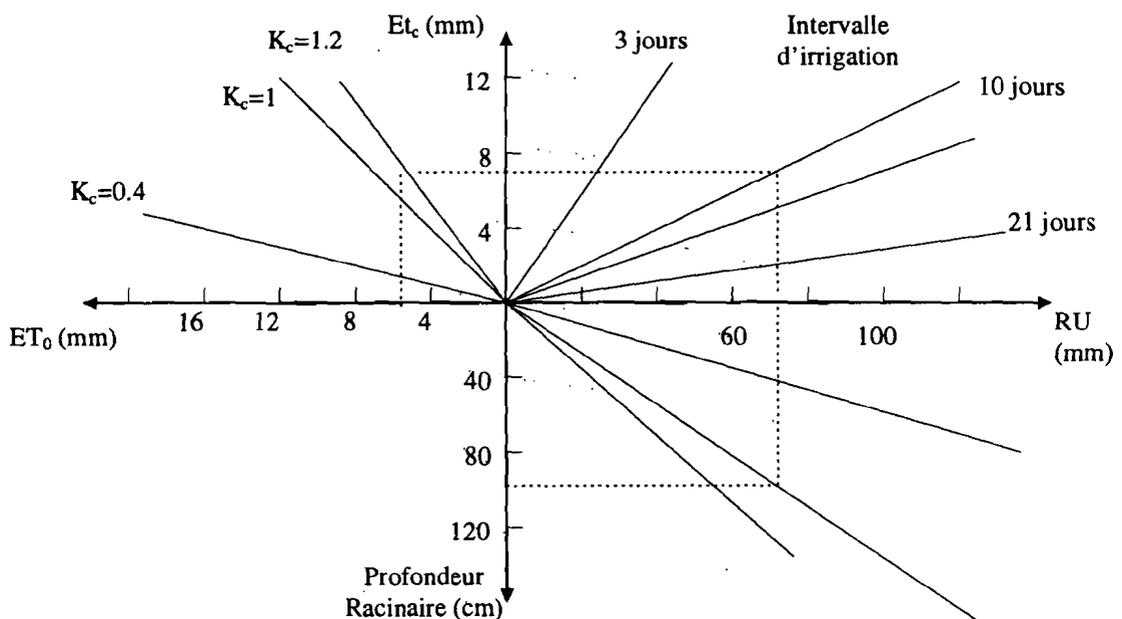


Figure IV.14 : Détermination de la périodicité d'un plan d'irrigation

- *méthode rapide* de pilotage qui élabore un plan moyen applicable à la saison culturale entière (tableau IV.1),

Culture	Durée totale de la période de croissance (jours)	Total des besoins en eau (cm/saison)	Méthode d'irrigation	Application nette (mm)	Intervalle moyen (jours)	Nombre d'irrigation
Coton	150-180	700-1300	Sillon	40-70	7-10	15-20
Mais	100-140	500-800	Sillon	40-60	7-10	10-12
Oignon	100-140	350-550	Sillon	20-40	2-8	12-20
Tomate	90-140	400-600	Sillon	30-50	6-10	12-15

Tableau IV.1 : Résultats de la méthode rapide de pilotage des irrigations

- *méthode graphique* de pilotage qui permet d'estimer les besoins décade après décade en accompagnant l'évolution du bilan hydrique du sol (figure IV.15),

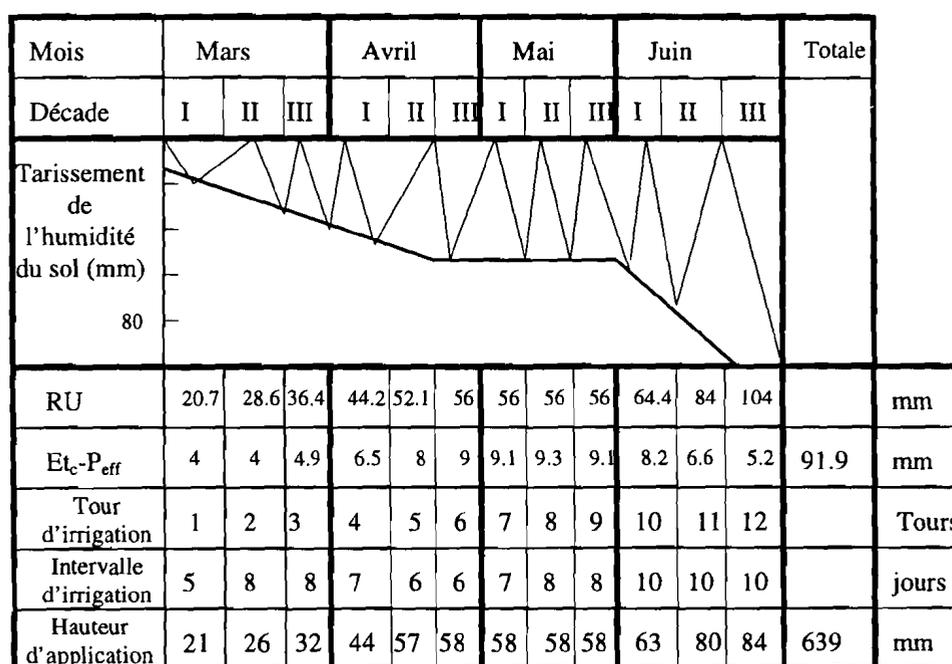


Figure IV.15 : Méthode graphique de pilotage des irrigations

- *méthode de pilotage en temps réel* qui prend en compte le bilan hydrique actuel et les données climatiques journalières.

Dans ce dernier cas, des règles de pilotage, relativement complexes, peuvent être mises en œuvre :

- règles liées à l'état hydrique des sols : elles sont basées sur une valeur seuil de $(RU_{max} - RU)$. Par exemple, pour le coton, une erreur de 10% dans l'estimation de cette valeur seuil peut engendrer un retard de 2 à 3 jours sur les dates d'irrigation de la culture,

- règles d'attente par rapport à la pluie : elles sont souvent approximatives. Ici, l'agriculteur utilise des termes qualitatifs qu'on peut qualifier de flous (par exemple "s'il pleut assez"), sans quantifier le caractère suffisant ou non de la pluie,

- règles liées au stade végétatif : elles servent de repère au déclenchement de l'irrigation (par exemple l'apparition des bourgeons, le début de la floraison). A cause du caractère

approximatif des différents stades du cycle végétatif, on peut se demander, par exemple, si l'agriculteur considère le stade de floraison une fois qu'une fleur est apparue, ou que la moitié ou la totalité de la parcelle a fleuri. Il faut noter ici, pour l'exemple du coton, qu'une erreur de 5 à 10 jours sur la définition du stade de floraison peut rendre inutile l'irrigation, la culture étant irrémédiablement perdue,

- règles d'opportunité économique : par exemple si la culture a subi des dégâts jugés irréparables, ou si le gain espéré ne compense plus les coûts de l'eau d'irrigation, l'agriculteur pourra décider d'abandonner la parcelle.

Remarquons ici, qu'à la difficulté d'élaboration de ces règles, va s'ajouter la difficulté de les utiliser de façon simultanée. Apparaît donc ici un réel besoin de systématisation de cette approche. Une proposition sera faite dans ce sens au paragraphe suivant.

Néanmoins, une fois estimés les besoins en eau de chaque parcelle, le cultivateur devra intégrer tous ceux-ci et élaborer une programmation globale, lui permettant de définir sa demande en eau sur une base de temps qui pourra descendre au niveau de l'heure suivant ses propres capacités de stockage.

IV.6 Estimation de la demande par utilisation de règles floues

Plusieurs raisons conduisent à envisager l'utilisation de systèmes à base de règles floues pour l'évaluation des besoins en eau et de la demande concomitante :

- le degré d'imprécision des données utilisées dans les modèles d'origine agronomique,
- le degré actuel de précision obtenu avec ces méthodes (erreurs allant jusqu'à 10 à 20% en quantité et plusieurs jours d'erreur sur le calendrier d'irrigation),
- l'utilisation par les cultivateurs de règles implicites basées sur des considérations de caractère qualitatif.

En fait, on considère ici des cultures qui en général étalent leur cycle végétatif sur quelques mois (4 à 6 mois). Celles-ci constituent des systèmes à mémoire puisque un déficit hydrique ou une gelée à un stade donné de leur cycle végétatif aura une influence définitive, à la fois sur les besoins futurs en eau de la culture, et sur les résultats économiques (quantité et qualité) de la récolte. Il semble donc que les règles à mettre en œuvre doivent admettre en prémisses des *éléments du passé de la culture*.

De même, lorsque l'on considère la modélisation du comportement de l'usager dans la formulation de sa demande en eau, celui-ci sera amené, par son expérience, à tenir compte d'éléments de cette nature.

On s'intéresse donc ici à un type de règles floues, les règles dynamiques, dont un aperçu est proposé en annexe, et qui sont de la forme:

$$\text{si } \underbrace{\prod_{\theta=1}^l (X_{\theta} \text{ est } A_{\theta}^{\ell}) \text{ et } U_t \text{ est } B^{\ell}}_{\text{Prémisse}} \text{ alors } \underbrace{Z_{t+1} \text{ est } C^{\ell}}_{\text{Conclusion}} \quad (\text{IV.12})$$

où les X_{θ} sont des variables linguistiques à valeur dans A_{θ} , il en est de même avec (U_t, B) , alors que Z_{t+1} est une variable floue à valeurs dans C constitué de sous-ensembles flous adjacents de \mathfrak{R}^+ .

Ces règles permettent d'inférer à un pas l'évolution d'un paramètre d'intérêt concernant un système dynamique à mémoire.

Celles-ci peuvent être mises en œuvre de différentes façons suivant le degré de précision attendu et les moyens disponibles :

- règles basées sur l'expertise de l'exploitant ou de techniciens agronomes,
- règles basées sur l'analyse et le traitement de données obtenues par mesures systématiques.

Par exemple, dans le cas de la prévision de demande en eau d'une certaine culture, on pourra procéder de la façon suivante :

Le cycle végétatif est subdivisé en phases (semence, germination, végétation, floraison, formation de capsules, maturation).

En ce qui concerne les phases déjà passées, celles-ci sont évaluées en terme de développement (variable X_t , avec $A_t = \{\text{calamiteux, insuffisant, faible, moyen, bon, excellent}\}$) qui est le résultat, non seulement de la satisfaction des besoins en eau, mais aussi celui d'autres aléas tels que : la grêle, les gelées, les calamités naturelles en général.

En ce qui concerne la phase en cours, il s'agit de déterminer (en fait de façon implicite) l'état hydrique du sol (U_t, B).

Finalement, la mise en œuvre de l'ensemble des règles par un système expert (voir annexe), conduit à une évaluation qualitative de la demande courante en eau.

Il est clair que déclarer que X_θ est A_θ^ℓ ou que U_t est B^ℓ peut faire aussi appel à des connaissances expertes représentées cette fois par des bases de règles statiques de la forme :

$$\text{si } \prod_{k=1}^{K_\theta} (y_k^\theta \text{ est } D_k^\theta) \text{ alors } X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell \quad (\text{IV.13})$$

ou

$$\text{si } \prod_{k=1}^{K_t} (x_k \text{ est } E_k) \text{ alors } U_t \text{ est } B^\ell \quad (\text{IV.14})$$

où les y_k^θ sont des variables floues à valeur sur D_k^θ .

En fait, déclarer que (X_θ est A_θ^ℓ) résume l'histoire passée de la culture pendant la phase de développement θ .

Exemples de règles :

Si par exemple on se place au début de la deuxième semaine de la phase de floraison pour une certaine culture, on aura d'une part des règles dynamiques telles que :

Si (Germination Bonne) et (Végétation Bonne) et (Pluie Abondante et Régulière pendant Floraison) Alors (Demande faible)

Si (Germination Bonne) et (Végétation Insuffisante) et (Pluie Abondante et Régulière pendant Floraison) Alors (Demande Moyenne).

et d'autre part des règles statiques telles que :

Si (Pluie Abondante et Régulière pendant Floraison) et (Pas de grêle) et (Pas de calamité) Alors (Végétation Bonne)

Si (Pluie Faible et Irrégulière pendant Floraison) et (Irrigation Abondante pendant Floraison) et (Pas de grêle) et (Pas de calamité) Alors (Végétation Bonne)

Si (Pluie Forte et Permanente pendant Floraison) et (Pas de grêle) et (Pas de calamité) Alors (Végétation Insuffisante)
Si (Forte grêle pendant floraison) Alors (Végétation Calamiteuse)

Il est clair que suivant le type de culture, d'autres facteurs tels que la température, l'humidité de l'air, l'ensoleillement, etc, devront trouver leur place dans les prémisses de ces règles. Il faut aussi définir les sous-ensembles flous associés aux différentes variables floues considérées ici. On a, par exemple, pour la pluie :

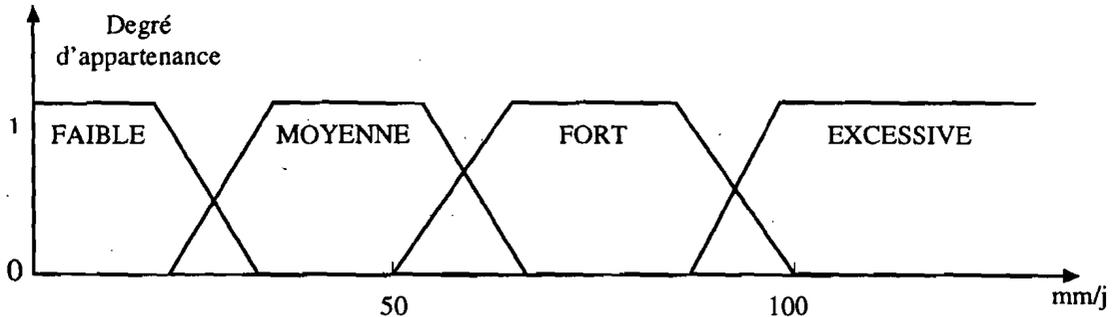


Figure IV.16 : Fonction d'appartenance de l'intensité des pluies

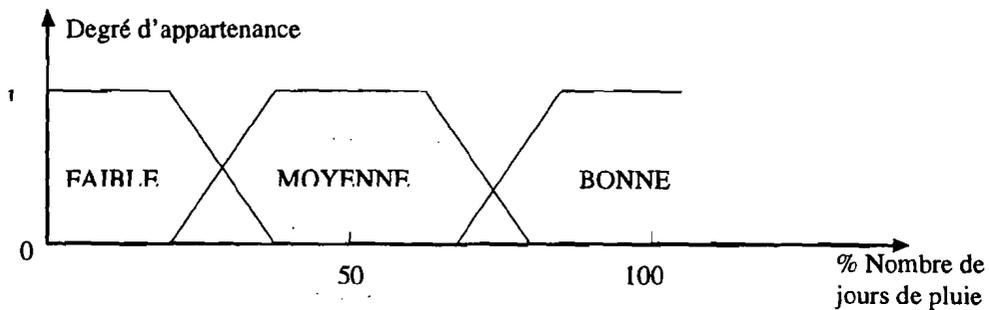


Figure IV.17 : Fonction d'appartenance de la régularité des pluies

Pour la demande en eau, on aura :

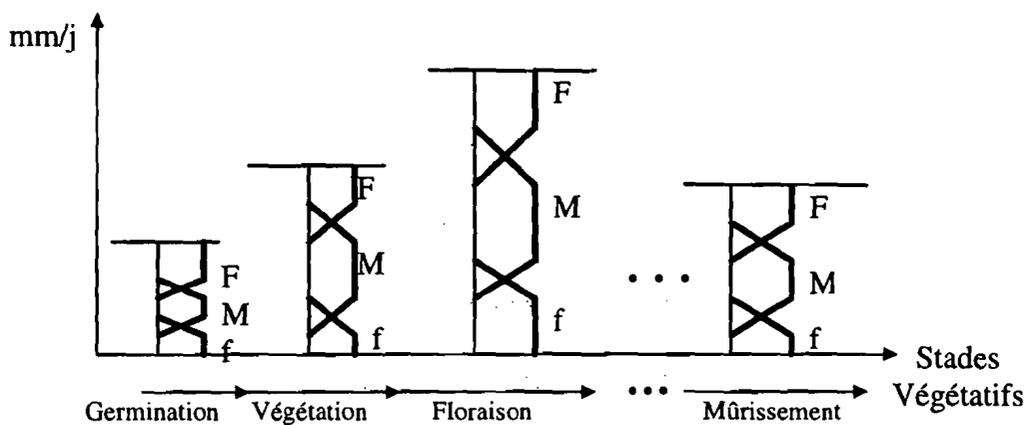


Figure IV.18 : Définition des niveaux qualitatifs de demande en fonction de stade végétatif

Compte tenu du nombre d'étapes végétatives et du nombre de facteurs intervenant dans la formation de la demande, le développement de systèmes experts à base de telles règles pour la prévision des besoins en eau est tout à fait envisageable (ceci se traduira par, tout au plus, quelques centaines de règles associées à un traitement de type chaînage avant).

IV.7 Prédiction de la demande horaire des agriculteurs

Une fois établie la demande journalière, qui si communiquée, doit l'être au moins 24 heures à l'avance à l'organisme de gestion de l'eau, l'agriculteur établit sa programmation de pompage à l'échelle horaire. Plusieurs situations peuvent se présenter pour lui :

- soit l'organisme de gestion fixe lui-même cette programmation en imposant éventuellement des réductions de volume total. Dans ce cas, cet organisme devrait avoir des données précises sur les activités agricoles et l'infrastructure d'irrigation des différents usagers entrant en concurrence effective.

- soit l'organisme de gestion impose sur une période (au moins plusieurs jours) certaines contraintes telles qu'un coût différencié de l'eau et des niveaux maximaux horaires de pompage. Dans ce cas, l'utilisateur pourrait rechercher une solution à un problème d'optimisation tel que, pour le jour k , on ait :

$$\underset{p_t, q_t}{\text{minimiser}} \sum_{t=1}^{24} c_t p_t + d_t q_t \quad (\text{IV.15})$$

avec :

$$V_{t+1} = V_t - q_t + p_t, \quad V_0 \text{ donné et } V_{24} = V_0$$

$$V_{\min} \leq V_t \leq V_{\max} \text{ avec } V_{\min} \leq V_0$$

$$\sum_{t=1}^{24} p_t = \sum_{t=1}^{24} q_t = D_k$$

$$0 \leq p_t \leq p_{\max}^t$$

$$0 \leq q_t \leq q_{\max}$$

où c_t est le coût unitaire de pompage dans le canal pendant l'heure t , d_t est le coût unitaire (en m^3/h) d'irrigation pour l'heure t , p_t est le débit moyen pompé dans le canal durant l'heure t , q_t est le débit moyen distribué durant l'heure t , V_t est le volume moyen durant l'heure t de la réserve en eau propre au cultivateur, V_{\max} est la capacité installée, V_0 est un niveau de réserve en début de période pour la journée, V_{\min} est le niveau minimum admis pour la réserve, D_k est la demande totale pour la journée, q_{\max} est le débit maximum pompé dans la réserve, et p_{\max}^t est le débit moyen maximum autorisé par l'organisme de gestion.

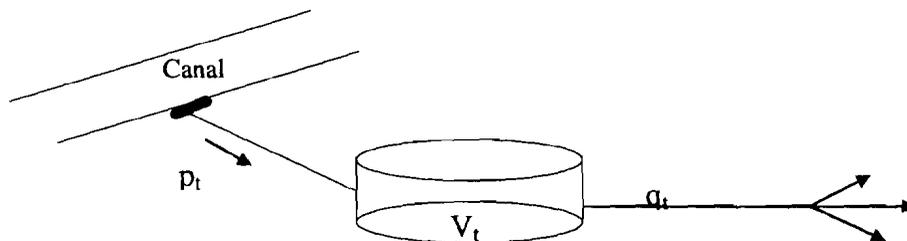


Figure IV.19 : Représentation de la réserve de l'agriculteur

Il s'agira donc pour le cultivateur de définir une programmation horaire de coût minimum qui tienne compte des caractéristiques propres de son système d'irrigation (paramètres V_{\min} , V_0 , V_{\max} , q_{\max}) et des contraintes imposées par le gestionnaire (c_t , p_{\max}^t). Remarquons que le coût d_t sera essentiellement associé au coût de l'énergie ($d_t = \text{constante}$ si pompage motorisé mécanique, d_t variable si pompage électrique).

Remarquons aussi que s'il n'y a pas de capacité installée, le problème initial d'optimisation se réduit à :

$$\min_{p_t} \sum_{t=1}^{24} c_t p_t \quad (\text{IV.16})$$

avec :

$$\sum_{t=1}^{24} p_t = D_k \text{ et } 0 \leq p_t \leq p_{\max}^t$$

Ces problèmes de programmation linéaire peuvent présenter une infinité de solutions, il s'agira alors d'introduire des contraintes supplémentaires liées aux préférences de l'utilisateur telles que :

- les périodes de pompage :

$$p_t = 0 \quad \forall t < T, \quad p_T > 0 \text{ et } \sum_{t=T}^{T+H} p_t = D_k$$

où T et H sont des périodes choisies de façon à ce que les pompages se fassent dans une certaine plage horaire,

- les périodes de distribution :

$$q_t = 0 \quad \forall t < \mathcal{J}, \quad q_{\mathcal{J}} > 0 \text{ et } \sum_{t=\mathcal{J}}^{\mathcal{J}+\mathcal{H}} q_t = D_k$$

où \mathcal{J} et \mathcal{H} sont des périodes choisies de façon à ce que les distributions se fassent dans une certaine plage horaire.

Dans d'autres cas, la programmation horaire correspondra à un pompage à débit constant à partir d'une certaine heure. On aura donc :

$$p_t = 0 \quad \forall t < T$$

$$p_t = p_{\max}^t \text{ si } \sum_{\tau=T}^t p_{\tau} < D_k \quad (\text{IV.17})$$

$$p_t = \max \left\{ 0, D_k - \sum_{\tau=T}^{t-1} p_{\tau} \right\} \text{ si } \sum_{\tau=T}^t p_{\max}^{\tau} > D_k$$

La programmation horaire des pompages pourra alors être communiquée à l'organisme de gestion du système de distribution.

IV.8 Conclusion

Dans ce chapitre, ont été analysées les principales techniques de modélisation de la demande en eau à fin de prévision de celle-ci aussi bien sur le court terme que sur le long terme. Si les techniques de traitement de données (séries temporelles, modèles auto régressifs) jouent un rôle important, il semble néanmoins que les techniques de type flou et neuronal aient un rôle grandissant à jouer dans ce domaine d'application. Ainsi, l'utilisation des réseaux de neurones connaît un grand développement dans le domaine de la prévision des services (énergie, transport) et devraient être incessamment mis en œuvre aussi dans le domaine de la prévision de la demande en eau. D'autre part, en ce qui concerne la demande générée par les besoins des cultures, un nouveau concept de règles faisant appel à la Logique Floue a été proposé dans ce chapitre : les règles dites "dynamiques", qui s'appliquent aux systèmes biologiques et qui s'appuient à la fois sur les connaissances héréditaires et sur les connaissances des antécédents de chaque culture.

CHAPITRE V

MODELISATION DU SYSTEME DE DISTRIBUTION

Ce chapitre concerne la modélisation du sous-système de transfert d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau dans le cadre de sa gestion de court terme et de long terme. Il introduit une nouvelle approche neuronale pour la modélisation des écoulements dans un bief.

V.1 Introduction

Dans ce chapitre, on développe une étude de modélisation du sous-système de transfert d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau, le bief, dans le cadre de sa gestion de court terme. Si dans le cadre de la gestion de très court terme (régulation) qui n'est pas abordée directement ici, les modèles mis en œuvre doivent permettre d'appréhender localement et de façon fine l'évolution immédiate des caractéristiques des flots (débits, prélèvements et côtes), dans le cadre de la gestion, il s'agira d'élaborer des modèles qui permettent de suivre dans le temps le transfert des ressources en eau des lieux de stockage aux lieux de distribution. Ainsi, compte tenu de la dynamique de ces transferts, on sera amené à distinguer les modèles de long terme des modèles de court terme. Néanmoins, le point de départ de cette étude sera constitué par les équations classiques (S^t Venant) des écoulements à surface libre qui caractérisent le phénomène physique considéré et qui sont à la base des modèles de simulation utilisés dans ce domaine.

V.2 Modèles de dynamique des écoulements

Dans ce paragraphe, sont analysées plusieurs approches de modélisation du phénomène de transfert d'eau par écoulement à surface libre.

V.2.1 Modèle de Saint-Venant

Les approches de modélisation liées au phénomène physique (donc de type "modèle de connaissance") proprement dit sont basées sur les équations de Saint Venant. Ces équations comprennent des équations de conservation de la masse (équation de continuité) et des équations de conservation de la quantité de mouvement (équation dynamique) étendues à tout le volume. Les hypothèses de base adoptées dans les principales études relevant de cette approche [Pochat 1980] sont :

- l'écoulement est mono-dimensionnel,
- la pente I du canal est suffisamment faible pour faire l'approximation $\sin I \approx I$,
- la masse volumique de l'eau ρ est considérée constante,
- les accélérations verticales sont négligeables, par conséquent la répartition des pressions sur la verticale est hydrostatique,
- les effets de la viscosité interne sont négligeables par rapport aux frottements externes qui se manifestent à travers le terme J .

Sous ces hypothèses, les équations de l'écoulement s'écrivent [Pochat 1980] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Continuité: } \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \text{Dynamique: } \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q^2 / S}{\partial x} + g.S \frac{\partial z}{\partial x} + g.S.J = k.q.V \end{array} \right. \quad (\text{V.1})$$

où t est la variable de temps (s), x est la variable d'espace (m) orientée dans le sens de l'écoulement, S est la section mouillée (m²), Q est le débit (m³/s), q est le débit latéral par unité de longueur (m²/s) ($q > 0$: apports, $q < 0$: pertes), g est l'accélération gravitaire (m/s²), z est la côte absolue de l'eau (m), J est la perte de charge linéaire (c'est à dire la pente de la ligne de charge), V est la vitesse de l'écoulement (m/s) et k est un coefficient ($k=0$ si $q > 0$, $k=1$

si $q < 0$, on suppose ainsi que les apports sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et n'apportent pas de quantité de mouvement, et que les pertes sont parallèles au sens de l'écoulement).

Ceci conduit à un modèle distribué, composé d'équations aux dérivées partielles spatio-temporelles. Un traitement analytique complet des équations du modèle de Saint-Venant n'est pas envisageable, cependant leurs solutions peuvent être approchées par des méthodes de résolution numériques telles que : la méthode des caractéristiques, la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis [Preissmann 1965], [Mojarro 1986], [Garcia 1988], [Malaterre 1994].

Parmi les modèles simplifiés qui donnent support à l'élaboration de lois de commande, l'un d'eux a été l'objet d'études approfondies de la part des automaticiens, il s'agit du modèle de Hayami [Mojarro 1986], [Kosuth 1989].

V.2.2 Modèle de Hayami

Ce modèle est une simplification des équations de Saint-Venant. Les simplifications introduites par Hayami se basent sur les hypothèses suivantes :

- les débits latéraux sont nuls,
- les termes d'inertie sont négligeables devant les termes représentant l'énergie perdue par frottement.

Les termes $\frac{\partial V}{\partial t}$ et $V \frac{\partial V}{\partial x}$ propres aux écoulements non permanents, appelés termes d'inertie, correspondent à la mise en vitesse de l'eau. L'hypothèse de négliger les termes d'inertie, revient à négliger $(\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q^2}{\partial x} / S)$ devant $g.S \frac{\partial z}{\partial x}$. Par conséquent, le système d'équation de Saint-Venant se réduit à :

$$\begin{cases} \text{Continuité: } L \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \text{Dynamique: } \frac{\partial z}{\partial x} = -J \end{cases} \quad (\text{V.2})$$

En dérivant l'équation de continuité par rapport à x et l'équation dynamique par rapport à t , puis en éliminant la variable z , on obtient une équation différentielle appelée équation de transport-diffusion de Hayami :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \Theta \frac{\partial Q}{\partial x} - E \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{V.3})$$

Le développement des calculs peut être trouvé dans [Kosuth 1989]. Cette équation est une équation aux dérivées partielles du type parabolique représentant la convection et la diffusion du débit Q . Ce débit est transporté à une vitesse moyenne de convection Θ , avec un coefficient de diffusion E .

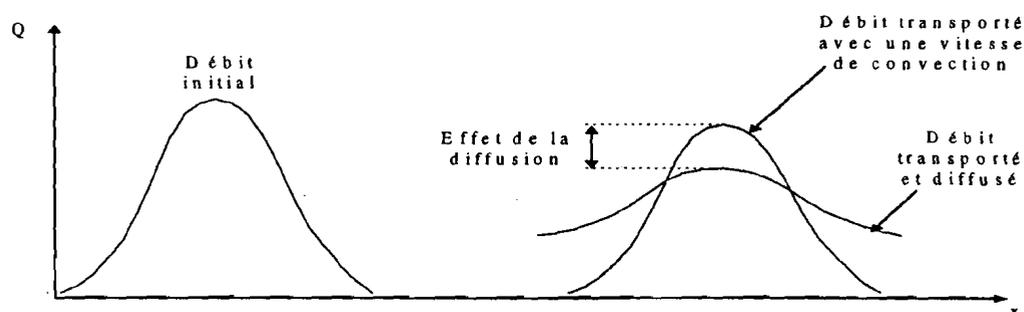


Figure V.1 : Illustration des phénomènes de convection et de diffusion

Hayami a établi l'expression de la fonction de transfert $F(x,p)$ reliant le débit lâché à l'amont Q_e au débit Q_s observé en un point aval situé à l'abscisse x :

$$F(x,p) = \exp\left[\frac{x\Theta}{2E} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{4E}{\Theta^2} p}\right)\right] \quad (\text{V.4})$$

Cette fonction de transfert $F(x,p)$ présente la particularité d'être une fonction non rationnelle en p . L'utilisation de cette représentation pour prédire le débit aval passe par la détermination de la transformée inverse de Laplace de $F(x,p)$. On constate qu'il est difficile d'en extraire une expression analytique pour la solution de l'équation de transport diffusion de Hayami. Cependant, lorsque les entrées peuvent être assimilées à une succession d'échelons (Figure V.2), l'expression du débit aval est donnée par :

$$Q_s(x,t) = Q(x,0) + \sum_{t_i < t} \frac{\beta_{t_i}}{2} \left[\operatorname{erfc}(X_m) + \exp\left(\frac{\Theta x}{E}\right) \operatorname{erfc}(X_p) \right] \quad (\text{V.5})$$

avec : $X_m = \frac{x - \Theta(t - t_i)}{2\sqrt{E}\sqrt{t - t_i}}$ $X_p = \frac{x + \Theta(t - t_i)}{2\sqrt{E}\sqrt{t - t_i}}$ $\operatorname{erfc}(x) = \int_x^\infty e^{-u^2} du$

$Q_s(x,t)$ est le débit aval à l'abscisse x et au temps t , $Q(x,0)$ est le débit de base du canal au point d'abscisse x , β_{t_i} est ici l'amplitude des variations instantanées du débit amont dont l'expression est alors donnée par :

$$Q_e(t) = Q_0(t) + \sum_{t_i < t}^N \beta_{t_i} u(t - t_i), \text{ où } u(t - t_i) \text{ est la fonction échelon.}$$

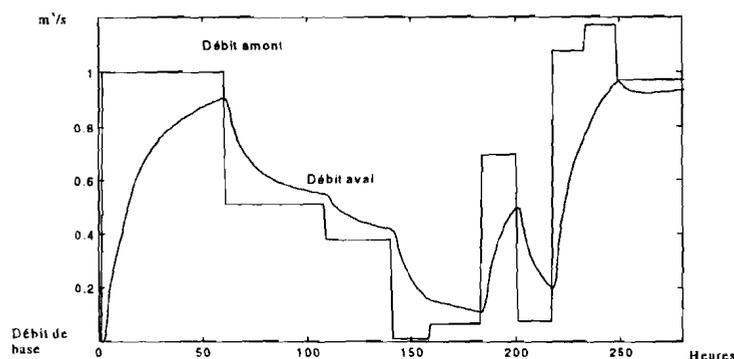


Figure V.2 : Hydrogramme d'entrée décomposé en somme d'échelons et sa réponse

Des exemples d'utilisation d'un tel modèle pour la synthèse de lois de commande de type prédictif peuvent être trouvés dans [Sawadogo 1992].

On constate que le modèle de Hayami, simplification du modèle de Saint Venant, ne permet pas d'appréhender directement l'évolution des réserves distribuées tout au long du système. Aussi, si on considère qu'au niveau de la gestion d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau, on détermine entre autre, les valeurs optimales de référence des débits, des niveaux de réserves et des pompages, le modèle de Hayami ne se prête pas à l'utilisation de techniques d'optimisation permettant de calculer ces valeurs de référence.

D'autre part, dans le cas d'un système de distribution composé de plusieurs biefs en cascade, cette approche de modélisation ne couvre pas la représentation des effets des prises d'eau et des transferts au niveau du passage d'un bief à un autre. Ainsi, dans le cas où on gère l'affectation de la ressource et où on élabore des prévisions de demande des usagers, l'utilisation du modèle de Hayami posera un problème de calibration.

V.3 Modèle de dynamique des réserves

L'idée de base de ce type de modèle (voir par exemple [Parent 1991]), développé en général pour l'élaboration de consignes de gestion, est de représenter l'évolution des réserves localisées au niveau des barrages en fonction des délestages amont et des pompages aval.

Ce type de modèle, dont le pas de temps est généralement de l'ordre de la semaine, est constitué des équations d'évolution des stocks au niveau du barrage-réservoir, des équations de conservation de la ressource dans les canaux et les rivières, auxquelles on ajoute les contraintes de capacité des débits, des apports, des prélèvements et des débordements dans les différentes liaisons.

Le système peut alors être représenté par un graphe sans circuits, où les sommets sont constitués par des barrages amonts (ensemble de sommets X_A) ou intermédiaires (ensemble de sommets X_B), des jonctions de canaux (ensemble de sommets X_C) et des points de sortie (ensemble de sommets X_S) (Figure V.3) :

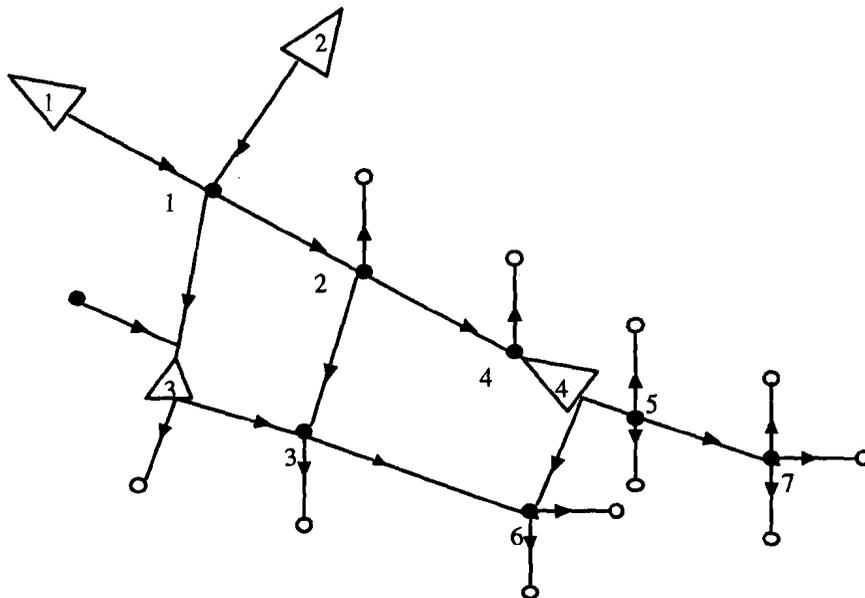


Figure V.3 : Représentation par un graphe orienté d'un réseau de collecte/distribution d'eau

Le graphe est donc défini par $A=[X,U]$, où U est l'ensemble des arcs ou liaisons et $X=X_A \vee X_B \vee X_C \vee X_S$.

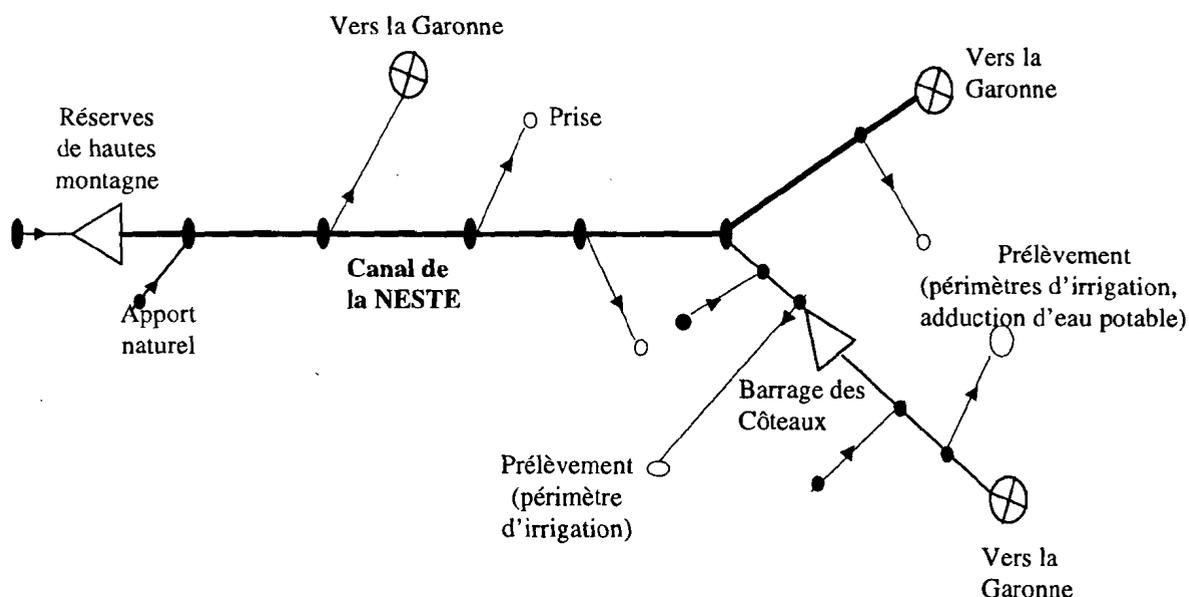


Figure V.4 : Exemple de représentation : Canal de la Neste

L'évolution des stocks au niveau des barrages-réservoirs est régie, s'il y a possibilité de déversement, par des équations de la forme :

$$S_i(k+1) = (1 - \rho_i(k))S_i(k) - Q_i(k) - P_i(k) - d_i(k) + A_i(k) \quad i \in X_B \quad (V.6)$$

où $S_i(k)$ est la quantité d'eau stockée dans le barrage i durant la période k , $Q_i(k)$ est le volume lâché durant la période k , $P_i(k)$ est le volume prélevé durant la période k , $A_i(k)$ est le volume des apports durant la période k , $\rho_i(k)$ est un coefficient représentant les pertes (évaporation et infiltrations dont la valeur moyenne est supposée connue par période de temps) et où $d_i(k)$ est le déversement durant la période k .

Ceci correspond au cas d'un barrage où le trop plein est rejeté dans le lit d'un cours d'eau, alors que l'eau d'irrigation est dirigée vers une canalisation.

Le déversement est donné par :

$$d_i(k) = \max\{0, S_{i,\max} - [(1 - \rho_i(k))S_i(k) - Q_i(k) - P_i(k) + A_i(k)]\} \quad (V.7)$$

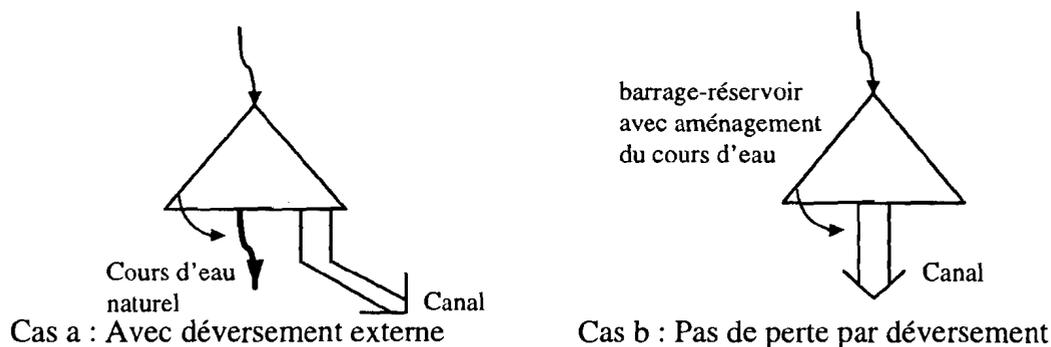


Figure V.5 : Exemples de configurations de barrages-réservoirs

Dans le cas où le lit du cours d'eau a été lui-même aménagé en canalisation, déversements et lâchers seront confondus et on aura pour l'évolution des réserves une équation de la forme :

$$S_i(k+1) = (1 - p_i(k))S_i(k) - Q_i(k) - P_i(k) + A_i(k) \quad i \in X_B \quad (V.8)$$

Les équations de conservation en chaque sommet j du graphe (exceptées ses feuilles et ses racines) sont données par :

$$\sum_{i \in \Gamma_j^{-1}} q_{ij}(k) + \sum_{i \in \mathcal{A}_j} A_i(k) = \sum_{i \in \Gamma_j} q_{ji}(k) + \sum_{i \in \mathcal{P}_j} P_i(k)$$

ou $i \in X_C$ (V.9)

$$\sum_{i \in \Gamma_j^{-1}} q_{ij}(k) + \sum_{i \in \mathcal{A}_j} A_i(k) = \sum_{i \in \Gamma_j} q_{ji}(k + p_i) + \sum_{i \in \mathcal{P}_j} P_i(k)$$

suivant que l'on introduit ou non un retard de p_i périodes associé au transfert d'un bief à l'autre. \mathcal{P}_j est l'ensemble des pompages effectués au point intermédiaire d'indice j , et \mathcal{A}_j est l'ensemble des sources d'apports directs au point j .

En amont du barrage j , on aura :

$$A_j(k) = \sum_{i \in \Gamma_j^{-1}} q_{ij}(k - p_i) + a_j(k) \quad j \in X_B \quad (V.10)$$

et en aval du barrage j , on aura :

$$Q_j(k) = \sum_{i \in \Gamma_j} q_{ji}(k) \quad j \in X_B \quad (V.11)$$

où $q_{ji}(k)$ est le volume d'eau entrant dans le bief i pendant la période k , où $a_j(k)$ est l'apport indépendant pour le barrage j pendant la période k . Ici Γ_j^{-1} est l'ensemble des sommets du graphe incidents du sommet j et Γ_j est l'ensemble des sommets du graphe successeurs du sommet j .

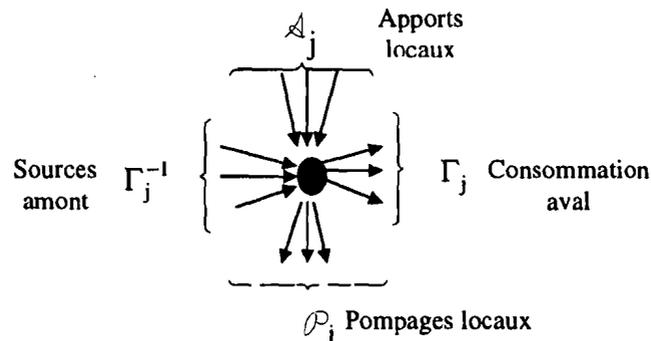


Figure V.6 : Organisation des flux au niveau d'un point de connexion

A ces équations, on rajoute les contraintes de capacité concernant les volumes dans les liaisons :

$$q_{u,\min} \leq q_u(k) \leq q_{u,\max} \quad \forall u \in U \quad (V.12)$$

et les contraintes de capacité concernant les stocks, les apports, les prélèvements et les déversements :

$$0 \leq S_i(k) \leq S_{i,\max} \quad A_i(k) \geq 0 \quad 0 \leq P_i(k) \leq P_{i,\max} \quad 0 \leq d_i(k) \quad i \in X_B \cup \{\mathcal{P}_j, j \in I\} \quad (V.13)$$

où I est l'ensemble des points de pompage intermédiaires.

Cette approche de modélisation conduit à représenter l'ensemble du système par un modèle linéaire de l'évolution des réserves localisées au niveau des barrages, et par des contraintes de conservation et de capacité. Ce modèle se prête à l'utilisation de techniques d'optimisation (une fois qu'a été défini un critère à optimiser) telles que la Programmation Linéaire ou la Programmation Dynamique.

Néanmoins, il est à noter que cette approche ne prend pas compte de façon adéquate, lorsque l'on pense à un système de distribution satisfaisant des demandes finement localisées dans l'espace et dans le temps, deux aspects interdépendants :

- la distribution de la ressource en eau tout au long des biefs et canaux,
- les temps de transfert le long des canaux (qui ne sauraient être en général des multiples de périodes égales à une ou plusieurs semaines).

Il est à noter, a contrario, que le modèle de Hayami prend en compte finement ce deuxième aspect. Ainsi, il est développé dans ce qui suit une approche de modélisation de l'évolution dynamique des ressources au niveau des biefs, qui peut être considérée comme un compromis entre les deux précédentes approches de modélisation.

V.4 Modélisation de l'évolution dynamique des ressources au niveau des biefs

On considère ici un système de stockage/transfert/distribution d'eau composé d'une succession de biefs ou de réservoirs intermédiaires organisés en arborescence ou en série et alimentés par des barrages-réservoirs à l'amont. La Figure V.7 présente une vue d'ensemble d'un exemple de système de stockage/transfert/distribution d'eau où sont représentés tous les éléments avec leur interconnexions, les débits pompés, les déversements et les apports indépendants. Sur la Figure V.8, est représenté le détail d'un bief au niveau de sa vanne.

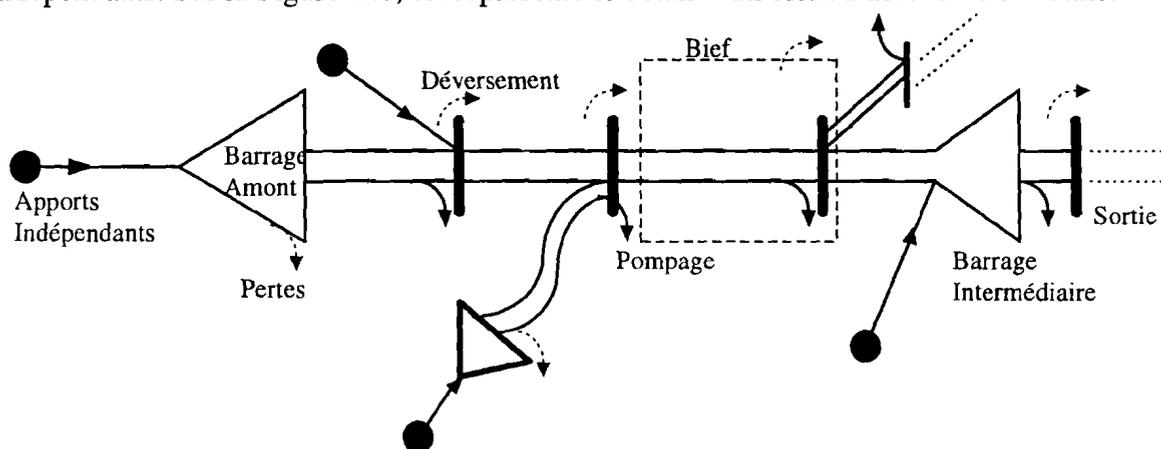


Figure V.7 : Vue d'ensemble d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau

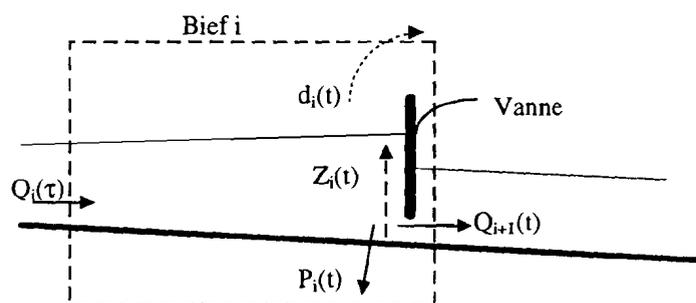


Figure V.8 : Détail d'un bief

Si dans une première approche on considère que les côtes au niveau des biefs ou des barrages sont caractéristiques des quantités d'eau stockées dans les barrages et biefs, on peut essayer d'adopter celles-ci comme variables dans le modèle. L'évolution d'une côte peut être décrite [Faye et al. 1997] par une équation de la forme :

$$\dot{Z}_i(t) = f(Z_i(t), Q_i(\tau) \tau < t, Q_{i+1}(t), P_i(t), d_i(t)) \quad (\text{V.14})$$

où $Z_i(t)$ est la côte dans le bief i à l'instant t , $Q_i(\tau)$ est le débit entrant en amont du bief i à l'instant τ , $Q_{i+1}(t)$ est le débit sortant à l'aval du bief i à l'instant t (c'est aussi le débit entrant en amont du bief $i+1$ au même instant), $P_i(t)$ est le débit prélevé (pour consommation ou redistribution) du bief i à l'instant t , $d_i(t)$ est le débordement du bief i à l'instant t .

Les figures V.9 et V.10 présentent un relevé de l'évolution temporelle et du spectre fréquentiel de la côte annuelle d'un canal aux Etats-Unis.

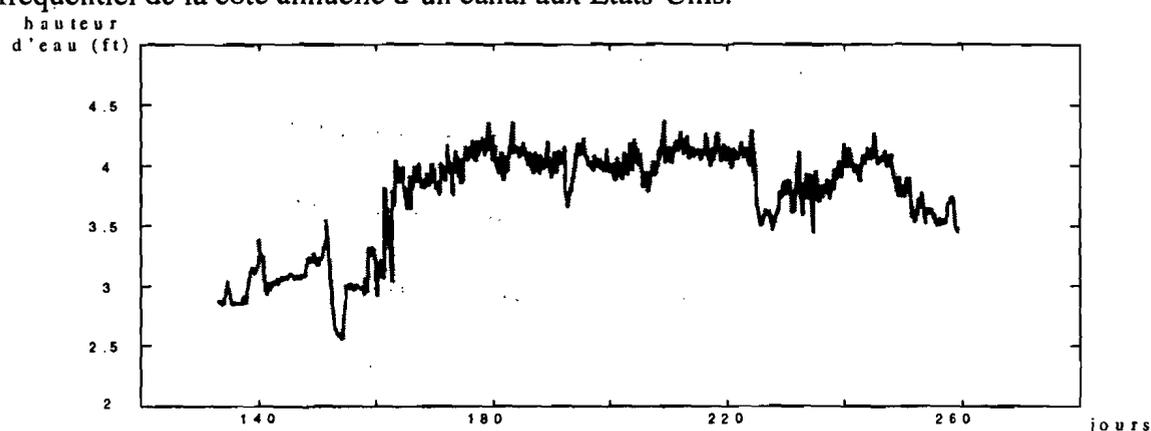


Figure V.9 : Exemple d'évolution journalière de la côte d'un canal (Canal WestA, Utah)

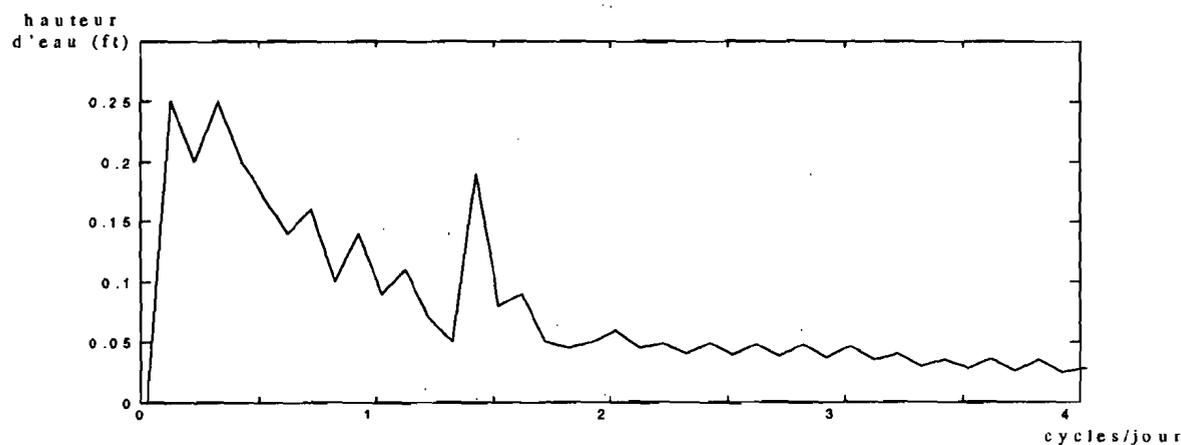


Figure V.10 : Exemple de spectre fréquentiel de la côte journalière d'un canal (Canal WestA, Utah) [Kenneth et al. 1990]

Remarquons que $f(.)$ est une fonction sûrement continue et non linéaire associé au bief ou au barrage intermédiaire i ($i=1$ à N). En effet, l'évolution de la côte au niveau d'un bief va dépendre de façon complexe à la fois des apports et des déstockages effectués.

Cette évolution peut être aussi approchée par une expression discrète et linéaire de la forme :

$$Z_{i,k+1} = Z_{i,k} + \left[\sum_{\tau < k} (h_{i,k-\tau} Q_{i,\tau}) - Q_{i+1,k} - P_{i,k} - d_{i,k} \right] \Delta t / \sigma_i \quad (\text{V.15})$$

où $Q_{i,\tau}$ est le débit moyen à l'entrée du bief i pendant la période τ (de durée Δt , où Δt est le pas d'échantillonnage), $Q_{i+1,k}$ est le débit moyen à la sortie du bief pendant la période k , $P_{i,k}$ est le pompage moyen prélevé du bief i pendant la période k , σ_i est un paramètre de surface et $d_{i,k}$ est le débordement moyen pendant la période k . Le débordement $D_{i,k}$ est donné par :

$$d_{i,k} = \max \left[Q_i (Z_{i,\max} - Z_{i,k}) \sigma_i / \Delta t - \left[\sum_{\tau < k} (h_{i,k-\tau} Q_{i,\tau}) - Q_{i+1,k} - P_{i,k} \right] \right] \quad (\text{V.16})$$

Les $h_{i,k-\tau}$ représentent les coefficients de transfert satisfaisant à la condition de conservation :

$$\sum_{\substack{\tau \\ k \geq \tau}} h_{i,k-\tau} = 1$$

Par contre, si on s'intéresse directement à l'évolution des réserves V_k au niveau d'un bief, on a ici une difficulté à définir ce que l'on entend par réserve, néanmoins, pour le cadre opérationnel dans lequel on se place, il est possible de définir la "réserve opérationnelle" comme étant la quantité d'eau qui sortirait du bief pendant une période de temps Δt si la vanne de sortie avait une capacité infinie. On peut alors écrire :

$$V_{k+1} = V_k + A_k - R_k - p_k - \pi_k \quad (\text{V.17})$$

où A_k représente les apports, R_k représente les déstockages, p_k représente les pompages et π_k les pertes pour la période k .

Compte tenu de l'étendue du canal d'alimentation d'un bief et des effets de diffusion, on peut approcher les apports à la réserve opérationnelle pendant un pas de temps qui est supposé être très inférieur à la durée du transfert dans le canal d'alimentation du bief (on suppose par souci de simplicité qu'il n'y a qu'un seul canal d'alimentation) par :

$$A_k = \sum_{\substack{h \\ h \leq k}} \lambda_{k-h} \bar{Q}_{eh} \Delta t \quad (\text{V.18})$$

où \bar{Q}_{eh} est le débit moyen entrant en amont du bief pendant la période h , et où les λ_{k-h} sont des coefficients de transfert.

De même, les déstockages sont alors donnés par :

$$R_k = \bar{Q}_{sk} \Delta t \quad (\text{V.19})$$

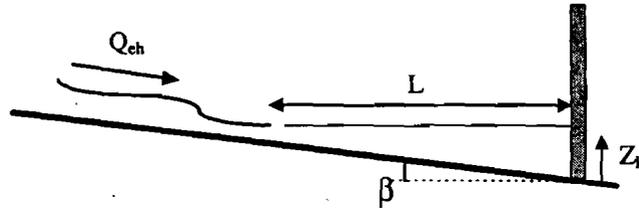
où \bar{Q}_{sk} est le débit moyen total sortant du bief pendant la période k .

On peut donc écrire l'évolution des réserves opérationnelles d'un bief sous la forme :

$$V_{k+1} = V_k + \left[\sum_{\substack{h \\ h \leq k}} \lambda_{k-h} \bar{Q}_{eh} - \bar{Q}_{sk} \right] \Delta t - p_k - \pi_k \quad (\text{V.20})$$

On peut concevoir que, pour chaque configuration des biefs et réservoirs, il existe une relation reliant les coefficients de transfert volumétriques (λ_{k-h}) aux coefficients de transfert linéaires

($h_{k-\tau}$). Afin de mettre ceci en évidence, on considère tout d'abord le cas simplifié, illustré sur la figure suivante, d'un bief présentant une pente et une section constantes.



Dans ce cas, si on suppose que le stock d'eau V_k peut être approximé par l'expression : $V_k = L Z_k \ell / 2 = \ell Z_k^2 / 2 \text{tg}\beta$, où ℓ est la largeur supposée constante du bief et β sa pente, on aura, en accord avec l'équation (V.20), pour l'évolution des réserves :

$$Z_{k+1}^2 \frac{\ell}{2 \text{tg}\beta} = \frac{Z_k^2 \ell}{2 \text{tg}\beta} + \left[\sum_{h \leq k} \lambda_{k-h} \bar{Q}_{ch} - \bar{Q}_{sk} \right] \Delta t - p_k - \pi_k \quad (\text{V.21})$$

ou encore :

$$Z_{k+1} = Z_k \sqrt{1 + \left[\sum_{h \leq k} \frac{2 \lambda_{k-h} \text{tg}\beta}{Z_k^2 \ell} \bar{Q}_{ch} - \frac{2 \text{tg}\beta}{\ell Z_k^2} \bar{Q}_{sk} \right] \Delta t - \frac{2 \text{tg}\beta}{\ell Z_k^2} (p_k + \pi_k)} \quad (\text{V.22})$$

Une approximation du premier ordre donne alors :

$$Z_{k+1} \approx Z_k + \left[\sum_{h \leq k} \lambda_{k-h} \bar{Q}_{ch} - \bar{Q}_{sk} \right] \Delta t - p_k - \pi_k \left] \frac{\text{tg}\beta}{\ell Z_k^2} \quad (\text{V.23})$$

qui est une expression équivalente à (V.15) si on pose :

$$\ell Z_k^2 / (\text{tg}\beta * 1\text{m}) = \tilde{\sigma} \quad (\text{V.24})$$

Dans ce cas simple, on vérifie qu'il existe une forte similarité entre les coefficients de transfert volumétriques et linéaires.

Une autre façon d'évaluer le stock opérationnel d'eau consisterait à supposer que V_k dépend de la vitesse moyenne de vidange $\nu(\beta, z)$, qui est elle même fonction de la pente et de la côte du bief. Dans ce cas, une expression simplifiée du stock serait de la forme :

$$V_k = \nu(\beta, z) \Delta t Z_k \ell / 2 \quad (\text{V.25})$$

et on aurait pour l'évolution des réserves opérationnelles :

$$\nu(\beta, z) \Delta t \frac{\ell}{2} Z_{k+1} = \nu(\beta, z) \Delta t \frac{\ell}{2} Z_k + \left(\sum_{h \leq k} \lambda_{k-h} \bar{Q}_{ch} - \bar{Q}_{sk} \right) \Delta t - p_k - \pi_k \quad (\text{V.26})$$

ou encore :

$$Z_{k+1} = Z_k + \left[\left(\sum_{h \leq k} \lambda_{k-h} \bar{Q}_{ch} - \bar{Q}_{sk} \right) \Delta t - p_k - \pi_k \right] / \nu(\beta, z) \Delta t \frac{\ell}{2} \quad (\text{V.27})$$

Cette expression se met aussi sous une forme équivalente à (V.15) si on pose :

$$\nu(\beta, z) \Delta t \ell / 2 = \tilde{\sigma} \quad (\text{V.28})$$

On aboutit alors à la même conclusion que précédemment, en ce qui concerne les coefficients de transfert.

Se présente alors le problème du choix du modèle d'évolution des réserves opérationnelles au niveau des biefs. Faut-il choisir un modèle d'évolution des côtes ou des volumes stockés ? Plusieurs considérations amènent à choisir le modèle d'évolution des côtes :

- d'une part, compte tenu de la définition des réserves d'un bief, cette quantité est difficile à évaluer et même à relier (malgré les tentatives décrites ci-dessus) à la côte du bief, ce qui rend impraticable son utilisation numérique pour l'identification des coefficients de l'équation (V.20),
- d'autre part, la côte d'un bief est un paramètre opérationnel associé à la mise en œuvre des pompes et des déversements, il est aisément accessible et donc disponible pour la validation et la calibration du modèle.

V.5 Calibrage du modèle d'évolution des côtes

Dans le paragraphe précédent, a été proposé un modèle d'évolution de la côte d'un bief (ou d'un barrage intermédiaire), dont est rappelée ci-dessous l'expression générale :

$$Z_{i,k+1} = Z_{i,k} + \left[\sum_{\tau \leq k} (h_{k-\tau} Q_{i,\tau}) - Q_{i+1,k} - P_{i,k} - d_{i,k} \right] \Delta t / \sigma_i \quad (\text{V.29})$$

Pour rendre utilisable un tel modèle, il s'agit maintenant d'en estimer les paramètres $[h_{k-\tau}]$ et σ . Dans ce qui suit, est proposée une approche d'estimation en deux étapes :

- tout d'abord, on développe une estimation au sens des moindres carrés de ces paramètres à partir de données expérimentales,
- dans un deuxième temps, compte tenu des résultats statistiques obtenus, on développe un modèle prédictif, à base de réseaux de neurones, apte à prendre en compte (de manière implicite) les relations existant entre ces paramètres et les variables du modèle.

V.5.1 Estimation au sens des moindres carrés des paramètres du modèle

Puisqu'on doit satisfaire la condition de consommation :

$$\sum_{\theta=0}^K h_{\theta} = 1 \quad (\text{V.30})$$

où K est tel que : $\forall \tau > K, h_{K-\tau} = 0$, on prendra pour h_K l'expression suivante :

$$h_K = 1 - \sum_{\theta=0}^{K-1} h_{\theta} \quad (\text{V.31})$$

et l'ensemble des paramètres à estimer sera : h_0, h_1, \dots, h_{K-1} et σ ou encore $[h_k]$ et σ .

Dans un premier temps, on utilise l'évolution de la côte et des débits d'un bief au cours de M échantillons composés d'au moins K périodes successives, l'estimation au sens des moindres carrés des paramètres conduit à rechercher la minimisation de l'expression :

$$E([h], \sigma, \mathcal{M}) = \sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^K \left[Z_{m_i+k+1} - \left(Z_{m_i+k} + \left(\sum_{\theta=0}^K h_{\theta} Q_{m_i+k-\theta} - Q_{m_i+k} - P_{m_i+k} - d_{m_i+k} \right) \frac{\Delta t}{\sigma} \right) \right]^2 \quad (\text{V.32})$$

avec $\mathcal{M} = \{(m_i, m_{i+1}, \dots, m_{i+K}), i=1 \text{ à } M\}$, où m_i est l'indice temporel associé au début du $i^{\text{ème}}$ échantillon à l'instant $t_0 + m_i$.

On remarque, si l'on fixe σ à la valeur σ_0 , $E([h], \sigma_0, \mathcal{M})$ est une expression quadratique en \underline{h} , avec $\underline{h}^T = [h_0, h_1, \dots, h_{K-1}]$ dont le minimum sera relativement facile à trouver (à l'aide d'expressions analytiques). Ainsi, on propose ici de résoudre successivement le problème de la minimisation de l'erreur quadratique totale pour des valeurs fixes de σ choisies dans un intervalle $[\sigma_{\min}, \sigma_{\max}]$. Suivant la configuration du bief ou du barrage, on s'appuiera sur les expressions (V.24) et (V.28) pour se fixer les limites du domaine de recherche de σ .

Etant donnée une valeur pour σ , les conditions au premier ordre satisfaites par un minimum pour $E([h], \sigma, \mathcal{M})$ sont alors :

$$\frac{\partial E}{\partial h_\theta} = 0 \quad (\text{V.33})$$

ce qui s'écrit aussi :

$$\frac{\partial E}{\partial h_\theta} + \frac{\partial E}{\partial h_K} \frac{\partial h_K}{\partial h_\theta} = 0, \text{ ou } \frac{\partial E}{\partial h_\theta} - \frac{\partial E}{\partial h_K} = 0, \theta=0 \text{ à } K-1 \quad (\text{V.34})$$

Exprimant $E([h], \sigma, \mathcal{M})$ sous la forme :

$$E([h], \sigma, \mathcal{M}) = \sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^{K-1} \left(\alpha^{m_i k} + \frac{\beta^{m_i k}}{\sigma} + \frac{\gamma^{m_i k}}{\sigma^2} + \sum_{\theta=0}^{K-1} a_\theta^{m_i k} \frac{h_\theta}{\sigma} + \sum_{\theta=0}^{K-1} b_\theta^{m_i k} \frac{h_\theta}{\sigma^2} + \sum_{\theta=0}^{K-1} \sum_{\epsilon=0}^{K-1} c_{\theta\epsilon}^{m_i k} \frac{h_\theta h_\epsilon}{\sigma^2} \right) \quad (\text{V.35})$$

où :

$$\begin{aligned} \alpha^{m_i k} &= (Z_{m_i+k+1} - Z_{m_i+k})^2 \\ \beta^{m_i k} &= 2(Z_{m_i+k+1} - Z_{m_i+k})(Q_{m_i+k} + P_{m_i+k} + d_{m_i+k})\Delta t \\ \gamma^{m_i k} &= (Q_{m_i+k} + P_{m_i+k} + d_{m_i+k})^2 \Delta t^2 \\ a_\theta^{m_i k} &= -2(Z_{m_i+k+1} - Z_{m_i+k})Q_{m_i+k-\theta}\Delta t \\ b_\theta^{m_i k} &= -2(Q_{m_i+k} + P_{m_i+k} + d_{m_i+k})Q_{m_i+k-\theta}\Delta t^2 \\ c_\theta^{m_i k} &= Q_{m_i+k-\theta}^2 \Delta t^2 \end{aligned}$$

Les (K-1) conditions de minimalité au premier ordre s'écrivent :

$$\sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^{K-1} a_\theta^{m_i k} \sigma + \sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^{K-1} b_\theta^{m_i k} + \sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^{K-1} \sum_{\epsilon=0}^{K-1} (c_{\theta\epsilon}^{m_i k} - c_{K\epsilon}^{m_i k}) h_\epsilon = 0 \quad \theta=0 \text{ à } (K-1) \quad (\text{V.36})$$

elles sont de la forme :

$$p_\theta \sigma + q_\theta + \underline{r}_\theta^T \cdot \underline{h} = 0 \quad \theta=0 \text{ à } K-1 \quad (\text{V.37})$$

avec $\underline{h}^T = [h_0, h_1, \dots, h_{K-1}]$.

Ainsi, si σ est fixé, la méthode des moindres carrés donnera une estimée de la forme :

$$\hat{\underline{h}}(\sigma) = -\underline{r}^{-1} \underline{w}(\sigma) \quad (\text{V.38})$$

$$\text{où } R = \begin{bmatrix} \underline{r}_0^T \\ \cdot \\ \cdot \\ \underline{r}_{K-1}^T \end{bmatrix} \text{ et } \underline{w}(\sigma) = \begin{bmatrix} (p_0\sigma + q_0) \\ \cdot \\ \cdot \\ (p_{K-1}\sigma + q_{K-1}) \end{bmatrix}$$

Dans le cas où la matrice R n'est pas inversible, il suffira en général de reprendre ce problème avec un plus petit horizon K , pour que cette condition d'inversibilité soit satisfaite. La condition du deuxième ordre, indiquant que l'on a bien obtenu un minimum, est que la matrice $C=[c_{ij}]$, avec $c_{ij} = \sum_{i=1}^M \sum_{k=0}^{K-1} (c_{i-1,j-1}^{m_i,k} - c_{kk}^{m_i,k})$, $i=1$ à K , $j=1$ à K , soit définie positive.

Balayant alors l'intervalle $[\sigma_{\min}, \sigma_{\max}]$, on retiendra comme estimation pour les paramètres, $\hat{\sigma}$ et $[\hat{h}]$ tels que :

$$\min_{\sigma} (\min_{[h]} E([h], \sigma, \mathcal{M})) = \min_{\sigma} E([h], \sigma, \mathcal{M}) = E([\hat{h}], \hat{\sigma}, \mathcal{M}) \quad (\text{V.39})$$

Les résultats obtenus par cette approche montrent que l'erreur quadratique minimale reste importante lorsque les caractéristiques des débits des échantillons sont très différentes, c'est ce qui apparaît sur la Figure V.11 ,

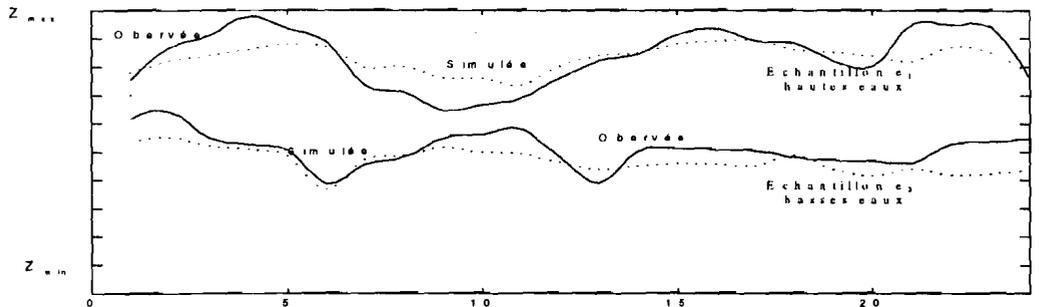


Figure V.11 : Côtes observées et simulées à l'aval d'un bief pour deux échantillons de régime de débits différents

alors que sur la Figure V.12, où les échantillons utilisés pour l'estimation correspondent à des régimes de débit comparables, la qualité de l'estimation, appréciée par la comparaison entre les côtes observées à l'aval d'un bief et celles simulées en utilisant l'équation récurrente :

$$\hat{Z}_{k+1} = \hat{Z}_k + \left[\sum_{\theta=0}^K (\hat{h}_{\theta} Q_{k-\theta}) - Q_k - P_k - d_k \right] \Delta t / \hat{\sigma} \quad (\text{V.40})$$

avec $\hat{Z}_0 = Z_0$ et $h_K = 1 - \sum_{\theta=0}^{K-1} \hat{h}_{\theta}$, est bien meilleure.

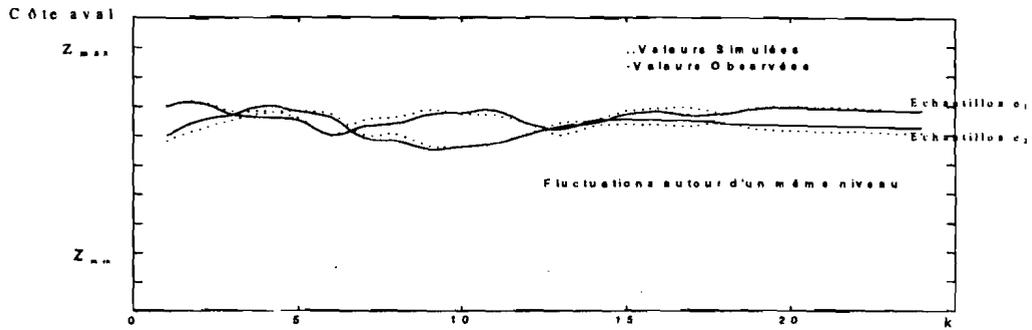


Figure V.12 : Côtes observées et simulées à l'aval d'un bief pour deux échantillons de régime de débits comparables

La figure V.13 présente deux exemples d'évolution des côtes simulées lors du remplissage d'un bief.

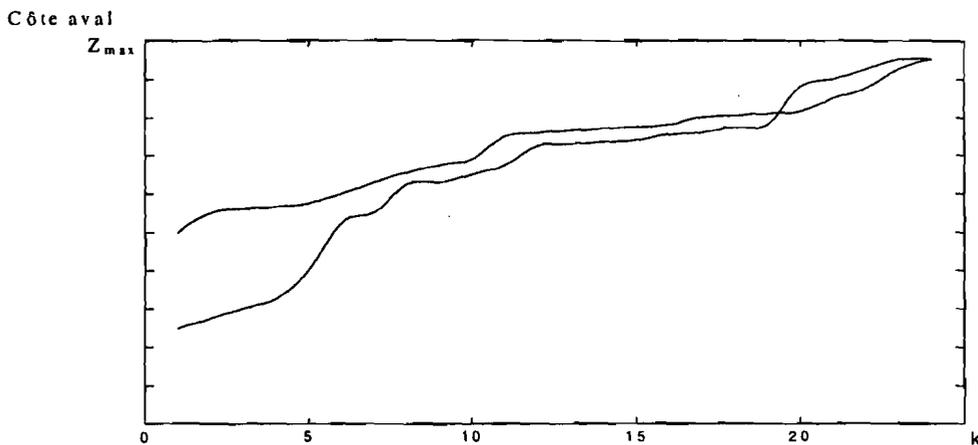


Figure V.13 : Exemples d'évolution des côtes simulées lors du remplissage d'un bief

V.5.2 Utilisation des réseaux de neurones

Dans le sous paragraphe précédent, on a constaté la difficulté à estimer de façon représentative les paramètres d'un modèle linéaire discret d'évolution des côtes à l'aval d'un bief.

L'analyse des résultats numériques obtenus, tend à montrer que l'on doit associer à chaque régime de débit une estimation particulière de ces paramètres. Dans ce cas, on pourrait envisager la construction de tables par itération de l'approche d'estimation précédente, au sens des moindres carrés, appliquée à des échantillons correspondant à des régimes de débits et de côtes similaires. Ces tables auraient en entrée des paramètres caractéristiques des régimes de débit et de côtes tels que leurs valeurs moyennes sur une période déterminée.

Néanmoins, cette approche présente plusieurs inconvénients tels que :

- la difficulté de caractériser complètement les régimes,
- la multiplicité des cas de régime à considérer pour obtenir un maillage suffisamment fin correspondant à une bonne capacité de prédiction des modèles obtenus.

On peut alors envisager d'utiliser une approche neuronale capable, dans chaque cas, d'identifier (de façon implicite) le régime et d'en déduire une estimation $[\tilde{h}]$ et $\tilde{\sigma}$ des paramètres $[h]$ et σ .

On aura alors le schéma d'utilisation de la Figure V.14 :

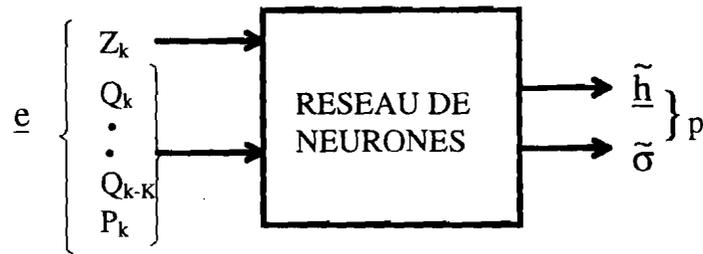


Figure V.14 : Estimation paramétrique par réseaux de neurones

On suppose donc que le régime peut être identifié à partir de la côte Z_k à l'aval du bief et des débits à l'amont du bief sur un intervalle de temps $[k-K, \dots, k]$. Ainsi, en principe les paramètres obtenus, \tilde{h} et $\tilde{\sigma}$ pourront être utilisés avec succès pour la prédiction des côtes sur un horizon plus ou moins étendu (au minimum, une période) suivant l'évolution du régime (les entrées après l'instant k). Se pose alors le problème du choix du type de réseau de neurones et bien sûr de la méthode d'apprentissage à mettre en œuvre. On s'attend à ce que les paramètres \tilde{h} et $\tilde{\sigma}$ évoluent de façon continue, d'un régime à l'autre, il semble donc que les réseaux de neurones de type interpolateurs [Hornik 1989] soient intéressants ici. Ainsi, un réseau de neurones de type "feed-forward" à une couche interne a été évalué (Figure V.15).

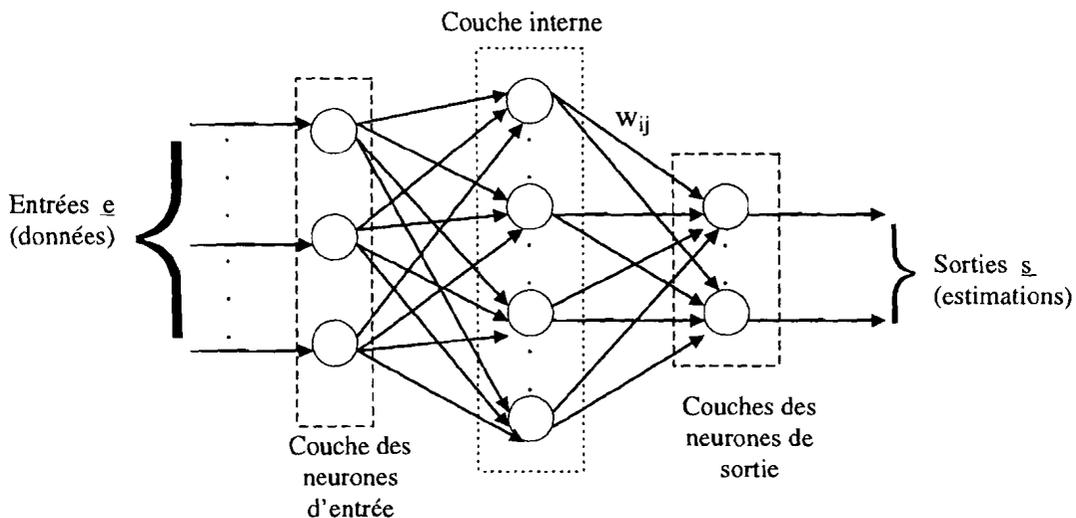


Figure V.15 : Structure d'un réseau de neurones interpolateur de type feed-forward

En fait, le réseau de neurones réalise une fonction complexe $\underline{s} = f([\underline{w}_{ij}], \underline{e})$, qui dépend du choix d'une part du nombre de neurones dans la couche interne (paramètre à définir), d'autre part du choix des fonctions d'activation au niveau de chaque réseau de neurones et finalement des pondérations (matrice $[\underline{w}_{ij}]$) appliquées aux connexions entre les neurones. Dans le cas présent, la fonction sigmoïde classique ($\text{sig}(x) = 1/(1+e^{-x})$) a été adoptée, alors que le nombre de neurones présents dans la couche interne a été fixé de façon empirique (entre 10 et 30 suivant les cas).

La technique d'apprentissage de "Back-propagation", une version spécialisée de l'algorithme du gradient appliqué à la minimisation d'une erreur quadratique séparable, disponible dans le "toolbox Neural Network" de Matlab [Demuth et al. 1994], a été mise en œuvre de la façon

suivante : il s'agit de trouver, pour une structure donnée du réseau (en fait le nombre de neurones dans la couche cachée), la matrice de pondérations $[w_{ij}]$ qui conduise à la valeur minimale de :

$$\tilde{E} = \sum_{m=1}^M \left\{ \left\{ \sum_{k=1}^{K_m} \sum_{\theta=0}^K \left(\tilde{h}_{k-\theta}([w_{ij}], \underline{e}_k^m) - \hat{h}_{k-\theta}^m \right)^2 \right\} + \lambda_m \left(\tilde{\sigma}([w_{ij}], \underline{e}_k^m) - \hat{\sigma}^m \right)^2 \right\} \quad (V.41)$$

où λ_m est un coefficient de pondération positif que nous avons pris égal à K_m/σ_{\max} , où K_m est le nombre de périodes successives considérées dans le $m^{\text{ème}}$ échantillon, σ_{\max} est la valeur maximale utilisée dans la procédure d'estimation au sens des moindres carrés des \hat{h}^m sur tous les échantillons.

Ici l'ensemble des échantillons considérés pour l'apprentissage doit inclure tout type de régime, de façon à conférer au réseau de neurones un domaine d'application aussi vaste que possible. Le schéma d'apprentissage correspondant peut être représenté de la façon suivante (Figure V.16) :

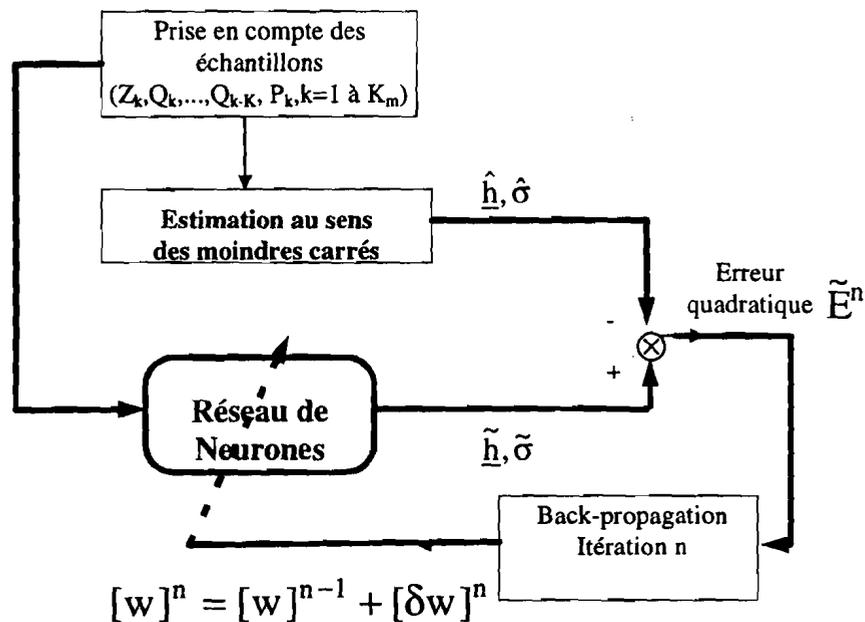


Figure V.16 : Schéma d'apprentissage retenu

Puisque des données réelles en qualité et en quantité suffisantes n'étaient pas disponibles pour réaliser une étude de cas réelle, le simulateur de flux dans un canal SIC¹, développé par le CEMAGREF² [CEMAGREF 1996], a été mis en œuvre sur un canal test de l'A.S.C.E³ de 7 km de long et de pente moyenne de 1/1000.

Les figures V.17 et V.18 représentent deux échantillons d'apprentissage s'étalant sur des périodes de trois jours.

¹ Simulation of Irrigation Canals

² Centre National de Machinisme Agricole du Génie Rural des Eaux et Forêts de Montpellier

³ American Society of Civil Engineers

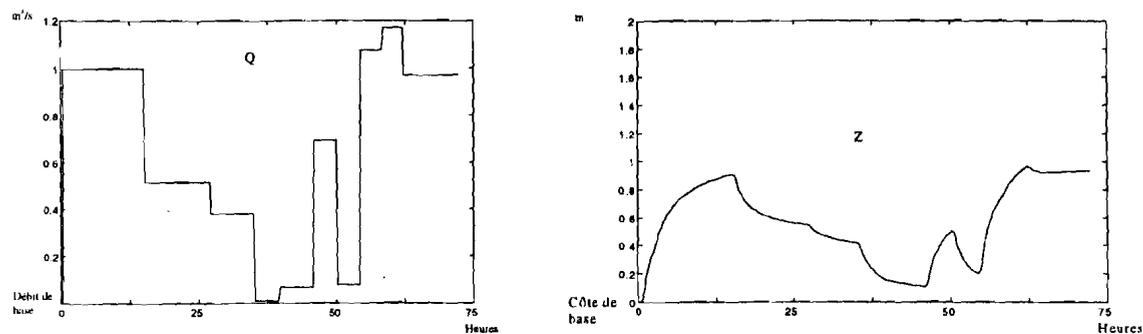


Figure V.17 :Premier exemple d'échantillons

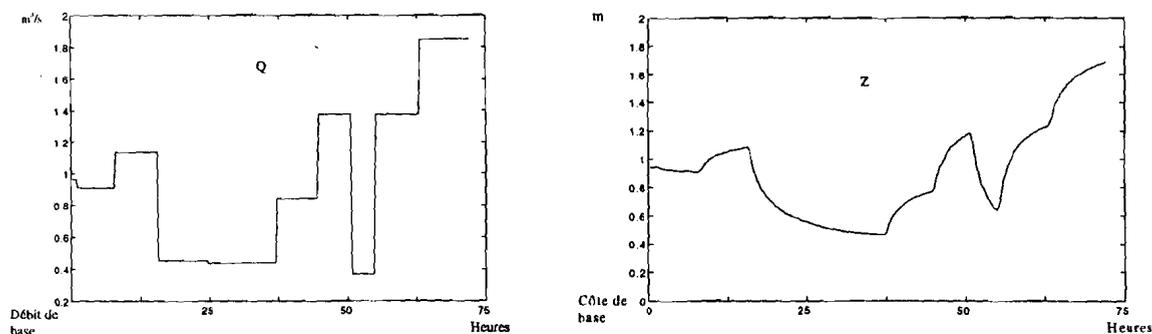


Figure V.18 : Deuxième exemple d'échantillons

La Figure V.19 donne l'évolution de l'erreur quadratique \tilde{E} en fonction du nombre d'itérations de la procédure d'apprentissage.

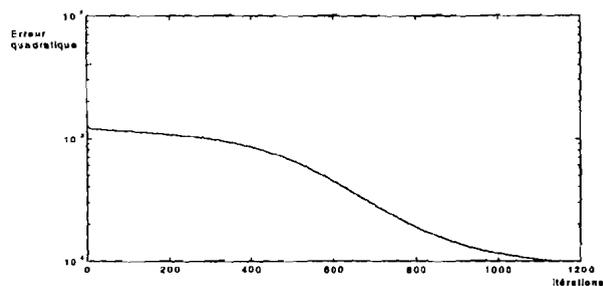


Figure V.19 : Erreur quadratique en fonction du nombre d'itérations

Les figures V.20 et V.21 donnent des valeurs pour les vecteurs \tilde{h} dans deux cas d'entrées différentes.

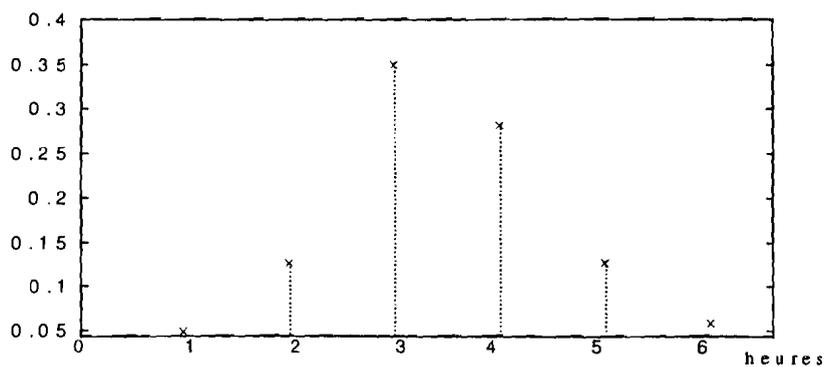


Figure V.20 : Evolution des coefficients de transfert (premier cas)

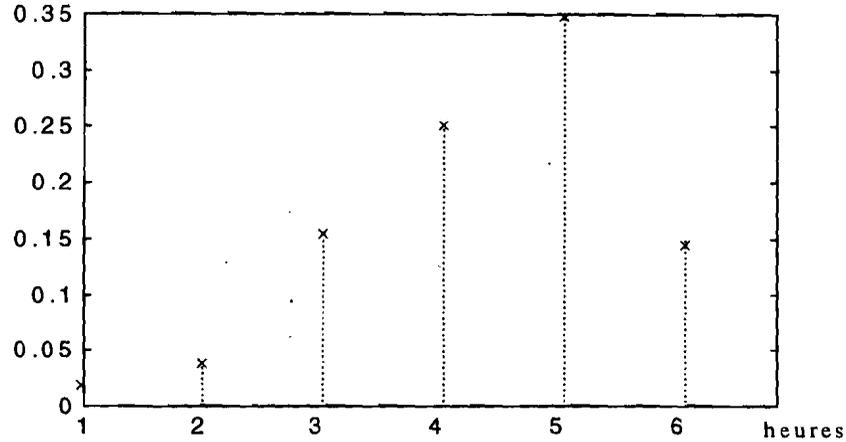
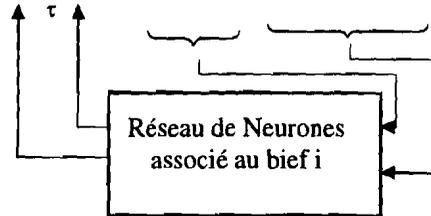


Figure V.21 : Evolution des coefficients de transfert (deuxième cas)

Finalement, on peut considérer que l'approche proposée revient à mettre en œuvre une modélisation hybride de l'évolution des côtes à l'amont de section d'un canal d'irrigation (bief ou barrage intermédiaire). Ce caractère hybride est visualisé par une représentation originale de l'équation d'évolution de la côte finale :

$$Z_{i,k+1} = \Delta t / \tilde{c}_i \left[\sum_{\tau} \tilde{h}_{k-\tau} Q_{i,\tau} - Q_{i+1,k} - P_{i,k} - D_{i,k} \right] + Z_{i,k} \quad (V.42)$$



ce qui pourrait s'écrire de façon symbolique :

$$Z_{i,k+1} = Z_{i,k} + RN_i(Z_{i,k}, P_{i,k}, Q_{i+1,k}, Q_{i,\tau}, \tau=0 \text{ à } k, \Delta t) \quad (V.43)$$

Cette dernière expression montre que l'on aurait pu se poser le problème de la prévision de l'évolution de la côte finale à un pas de temps, d'une autre façon, où il s'agirait, à partir d'entrées ($Z_{i,k}$, $P_{i,k}$, $Q_{i+1,k}$, $Q_{i,\tau}$, $\tau=0$ à k) appliquées à un réseau de neurones (qui pourrait d'ailleurs être de même classe que celui développé ici) d'obtenir la vitesse moyenne d'évolution de la côte.

L'inconvénient principal de cette approche est que la structure causale, reliant entrées et sorties, resterait implicite au sein du réseau de neurones, alors que l'approche développée dans cette thèse s'est, au contraire, attachée à mettre en avant une structure pseudo-linéaire (pouvant être même qualifiée de "neuro-linéaire") même si celle-ci est évolutive dans le temps. Dans le chapitre suivant, on verra comment mettre celle-ci à profit.

V.6 Conclusion

Dans ce chapitre, a été proposée à la fois une modélisation des phénomènes de transfert de l'eau dans un système de stockage/transfert/distribution qui porte sur le long terme et une modélisation des transferts au niveau du court terme. Dans les deux cas, on s'est aperçu qu'il était difficile de dissocier les phénomènes d'accumulation des réserves et de leur transfert, notamment lorsqu'il existe des barrages intermédiaires entre l'amont et l'aval du système.

Ainsi, dans les deux situations de gestion, il s'agit en fait d'une modélisation globale du système qui a été développée.

Dans le cadre du long terme où le pas de discrétisation est de l'ordre de la semaine ou du mois, le système est représenté par un réseau mathématique auquel sont associées des équations de conservation des flux au niveau des interconnexions et des équations d'évolution des réserves aux points d'accumulation.

Dans le cadre de la gestion de court terme où le pas de discrétisation peut descendre au niveau de l'heure, il s'est agi de proposer une modélisation qui permette de représenter simplement les phénomènes de diffusion et de convection qui caractérisent les transferts au sein des biefs et canaux. La solution qui a été proposée ici met en œuvre de façon hybride des réseaux de neurones interpolateurs calés sur les caractéristiques de chaque biefs. Les premiers résultats obtenus avec cette approche à partir de données obtenues par simulation semblent très prometteurs et devront être validés plus précisément à l'aide de données réelles.



CHAPITRE VI

GESTION A LONG TERME DES RESSOURCES EN EAU

Ce chapitre concerne l'élaboration à partir de techniques issues de la Logique Floue, de la formulation d'un problème d'optimisation attaché à la gestion de long terme d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau.

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre, compte tenu des éléments d'analyse développés dans les chapitres précédents en ce qui concerne le long terme, on propose tout d'abord une stratégie de gestion de long terme des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau basée sur la résolution adaptative d'un problème d'optimisation. On s'attache alors à formuler un tel problème de façon à faire apparaître à la fois :

- *les contraintes opérationnelles* de long terme c'est à dire les équations de conservation aux points de connexion, les capacités des différentes installations (biefs, stations de prélèvement, barrages) et les équations d'évolution des ressources. L'ensemble de ces éléments est issu de la modélisation de long terme (chapitre V) d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau et ne présente pas de difficulté spéciale d'obtention.

- *les objectifs à atteindre* en ce qui concerne la satisfaction de la demande et la gestion des réserves. Dans ce cas il s'agira de regrouper dans un unique critère l'évaluation des excès et des déficits de demande répartis tout au long du système de distribution pendant la période de long terme considérée. Afin de mener à bien cette tâche, une approche basée sur l'utilisation d'une base de règles issues de la Logique Floue est développée et décrite de façon détaillée dans ce chapitre.

VI.2 La stratégie de gestion proposée

Dans les chapitres précédents, on a vu que le système que l'on se propose de gérer est soumis à deux forts aléas : d'une part les apports des réserves en eau et d'autre part la demande des usagers. La finalité du système de gestion sera donc :

- sur le long terme (l'année), de gérer les réserves en eau disponibles par l'élaboration d'une politique de délestage hebdomadaire ou mensuel,
- sur le court terme (quelques jours), de gérer la distribution des apports d'eau le long du système, de façon à satisfaire la demande. Ce niveau définira alors, sur une base de temps de très court terme (quelques heures), les prélèvements autorisés ainsi que les consignes de côte à maintenir dans les biefs, par le niveau régulation (commande).

Dans les deux cas, on retient une approche adaptative à caractère prédictif [Sawadogo 1992], qui doit permettre de prendre en compte les gros aléas auxquels est soumis successivement le système.

Ainsi, dans le cas de la gestion à long terme, il s'agira, chaque semaine, de recalculer le plan de délestage pour l'année entière à venir, à partir des réserves constatées et des dernières estimations de la demande à long terme et d'utiliser le délestage programmé pour la première semaine, dans le cadre de la gestion à court terme.

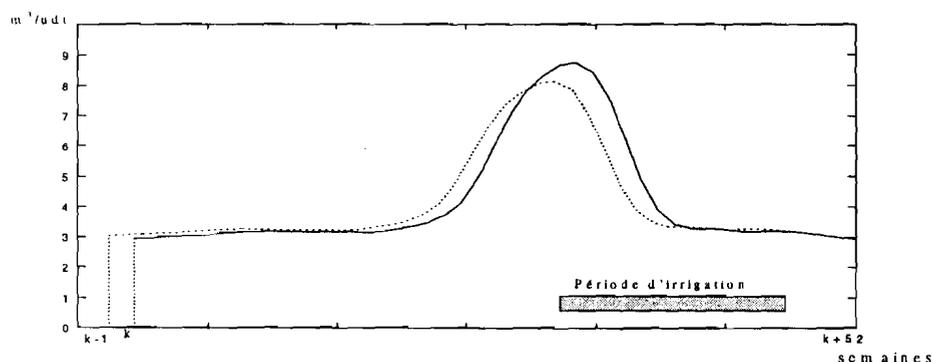


Figure VI.1 : Courbe de délestage hebdomadaire

Une approche identique est alors proposée pour la gestion à court terme.

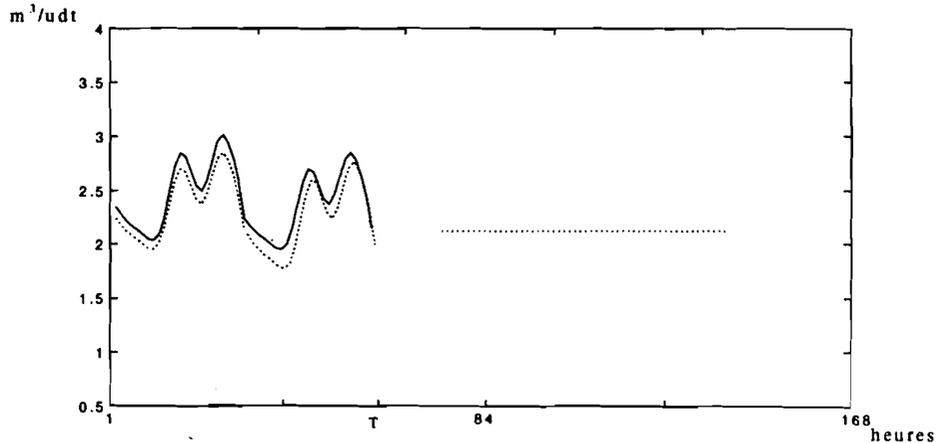


Figure VI.2 : Courbe de délestage journalière

On obtient donc le schéma:

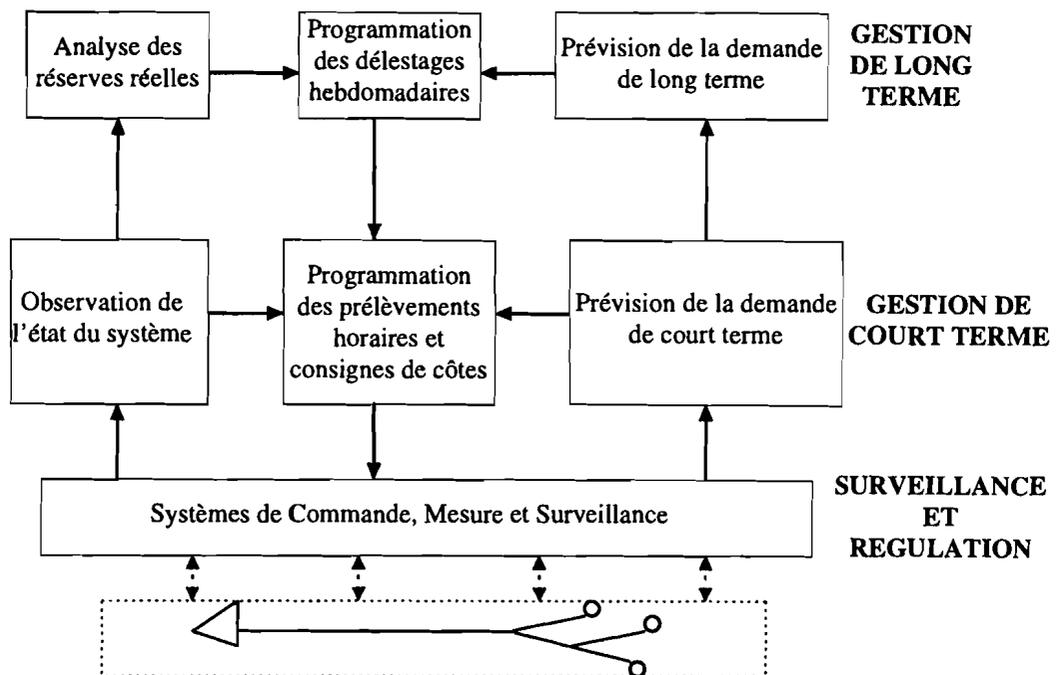


Figure VI.3 : Les différents niveaux de gestion

VI.3 Génération adaptative du plan de délestages hebdomadaires

Traditionnellement, l'approche utilisée pour élaborer la programmation à long terme consiste à définir une courbe dite de "délestage", en se basant sur les données statistiques concernant plusieurs années de demande en eau des usagers à l'aval et d'apports d'eau en amont.

Le suivi de la courbe de délestage suppose des variations faibles par rapport au comportement moyen de l'offre et des apports au cours de l'année. En fait, les activités humaines peuvent évoluer notablement d'une année à l'autre et la météorologie peut présenter de forts aléas d'une année à l'autre. Ainsi, l'approche proposée ici est basée sur la génération adaptative d'un plan de délestage, par résolution en ligne d'un problème d'optimisation, dont les données

sont recalées à chaque semaine sur de nouvelles conditions initiales pour l'état du système et, sur de nouvelles prévisions de long terme, en ce qui concerne demande et apports.

La solution d'une instance du problème d'optimisation GLT_k , à l'instant k , donnera les valeurs de référence des volumes hebdomadaires à lâcher par les barrages-réservoirs pour minimiser, au niveau annuel, le déficit entre la demande et le pompage, compte tenu des informations disponibles à ce moment là (début de la semaine k). Celui-ci peut être mis sous la forme :

$$\text{Problème } GLT_k : \min_{Q_i^k(\ell), P_i^k(\ell)} \sum_{\ell=k}^{k+51} \sum_{i \in \mathcal{U}} \varphi_{kr}^i \left(D_i^k(\ell), P_i^k(\ell) \right) \quad (VI.1)$$

sous les contraintes :

$$S_i^k(\ell+1) = (1 - \rho_i(\ell)) S_i^k(\ell) - \sum_{j \in \Gamma_i} Q_j^k(\ell) - P_i^k(\ell) - d_i^k(\ell) + A_i^k(\ell) \quad \ell = k \text{ à } (k+51), i \in \mathcal{B} \quad (VI.2)$$

$$S_i^k(k) = S_{im}(k) \quad i \in \mathcal{B} \quad (VI.3)$$

$$\sum_{j \in \Gamma_i^{-1}} Q_j^k(\ell) + \sum_{i \in \mathcal{A}_i} A_i^k(\ell) = \sum_{j \in \Gamma_i} Q_j^k(\ell) + \sum_{i \in \mathcal{P}_i} P_i^k(\ell) \quad i \in I, k \leq \ell \leq k+51 \quad (VI.4)$$

$$0 \leq Q_j^k(\ell) \leq Q_j^{\max} \quad j \in \Gamma_i, i \in I, k \leq \ell \leq k+51 \quad (VI.5)$$

$$S_i^{\min} \leq S_i^k(\ell) \leq S_i^{\max} \quad i \in \mathcal{B}, k \leq \ell \leq k+51 \quad (VI.6)$$

$$0 \leq d_i^k(\ell) \quad i \in \mathcal{B}, k \leq \ell \leq k+51 \quad (VI.7)$$

$$0 \leq P_i^k(\ell) \leq P_i^{\max} \quad i \in \bigcup_{j \in I \cup \mathcal{B}} \mathcal{P}_j, k \leq \ell \leq k+51 \quad (VI.8)$$

$$S_i^k(k+51) \geq S_{i \min}^k \quad i \in \mathcal{B} \quad (VI.9)$$

où :

- I est l'ensemble des indices associés aux points de liaison présents dans le système,
- \mathcal{P}_j est l'ensemble des pompages associés au point j ,
- i est un indice représentant un groupe d'utilisateurs, $i \in \mathcal{U}$ avec $\mathcal{U} = \bigcup_{j \in I \cup \mathcal{B}} \mathcal{P}_j$,
- \mathcal{A}_i est l'ensemble des sources d'apports directs au point i ,
- \mathcal{B} est l'ensemble des indices associés aux barrages-réservoirs présents dans le système,
- $P_i^k(\ell)$ est l'estimée par GLT_k du volume d'eau à mettre à la disposition du groupe d'utilisateurs i , durant la semaine ℓ ,
- $D_i^k(\ell)$ est la demande prévue en début de semaine k , pour le groupe d'utilisateurs i , durant la semaine ℓ , $\ell = k$ à $(k+51)$,
- $S_i^k(\ell)$ est le volume de la réserve dans le barrage-réservoir i , donné à l'instant k par GLT_k , pour le début de la semaine ℓ ,
- $S_{i \min}^k$ est le volume minimum admis pour la réserve du barrage i , en fin de période finale courante à $(k+51)$,
- $Q_j^k(\ell)$ ($j \in \Gamma_i$) est le volume des lâchers du barrage-réservoir i , donné par GLT_k pour la semaine ℓ ,
- $A_i^k(\ell)$ est le volume des apports au barrage-réservoir i , prévu en début de semaine k , pour la semaine ℓ , $\ell = k$ à $(k+51)$,

- $d_i^k(\ell)$ est le déversement du barrage-réservoir i donné par GLT_k pour la semaine ℓ ,
- $\rho_i(\ell)$ est le coefficient de perte, estimé pour la période ℓ .

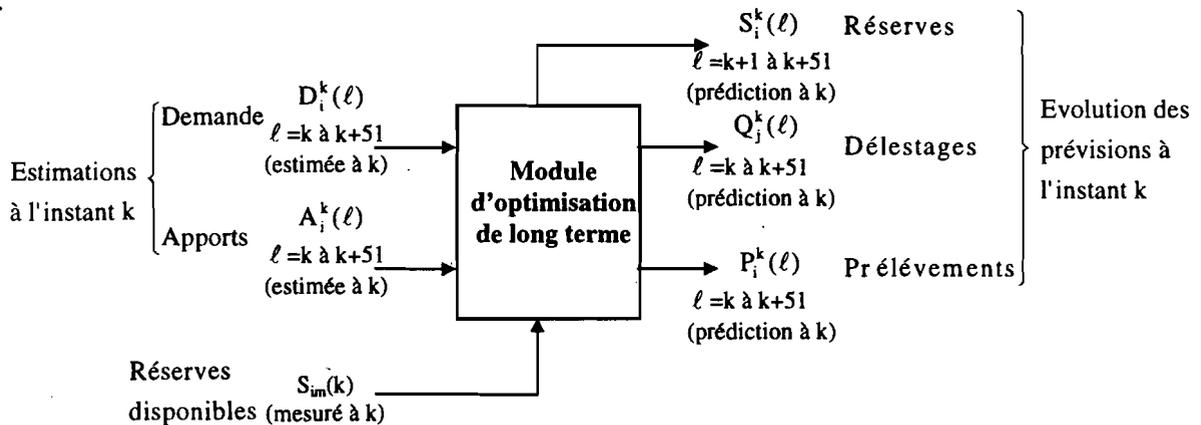


Figure VI.4 : Entrées et sorties du problème GLT_k

Les contraintes (VI.2) décrivent l'évolution des réserves dans les barrages d'une semaine (de son début) à l'autre (à sa fin qui est le début de l'autre semaine).

Les égalités (VI.3) imposent les conditions initiales à l'instant k des réserves où $S_{im}(k)$ est la réserve mesurée en début de semaine k .

Les contraintes (VI.4) assurent la conservation des flux au niveau des points de liaison ou de pompage présents dans le système.

Les inéquations (VI.5), (VI.6), (VI.7) et (VI.8) permettent de prendre en compte les bornes inférieures et supérieures associées aux niveaux maximum et aux niveaux minimum des variables Q_j , S_i , d_i , P_i .

La contrainte (VI.9) permet de prendre en compte le volume minimal admis dans le barrage-réservoir, en fin de période finale.

Compte tenu du caractère cyclique annuel de la gestion de long terme, $S_{i\min}^k$ pourrait être donnée par : $S_{i\min}^k(k+52) = S_i(k+52) + \Delta S_i^k$,

où $S_i(k+52)$ est obtenu par la résolution du problème précédent à la première semaine de l'année, en adoptant des valeurs moyennes statistiques pour les niveaux initiaux des réserves, les apports et la demande annuels, et en intégrant la contrainte $S_i(k+52)=S_i(k)$. Le terme ΔS_i^k est un terme correctif qui va dépendre de la tendance à moyen terme de l'évolution des réserves et de la demande. Le niveau de cette correction pourra être obtenu en mettant en œuvre des techniques d'aide à la décision basées sur la Logique Floue. Un problème similaire, de court terme, sera traité au paragraphe VII.4.2, permettant ainsi de donner une idée du type de méthode à mettre en œuvre.

En ce qui concerne la fonction objectif, l'écriture ci-dessus présuppose que l'on a adopté l'hypothèse de séparabilité dans l'espace (indice i) et dans le temps (indice ℓ) des effets des pénuries et des excès d'eau.

VI.4 : Définition de la fonction objectif du problème de génération du plan de délestages

On suppose ici que tout déficit est pénalisant pour l'utilisateur et devra donc être pris en compte dans la fonction objectif. La fonction $\varphi_{kr}^i(D_i^k(\ell), P_i^k(\ell))$, de la variable $P_i^k(\ell)$ et de paramètres $D_i^k(\ell)$, ℓ et k , devra satisfaire aux propriétés suivantes pour pénaliser, progressivement, à la fois les déficits et les excédents d'eau, à mesure que ceux-ci augmentent :

$$\text{Propriété 1 : } \varphi_{kr}^i(D_i^k(\ell), p) \text{ admet un minimum nul } p = \min\{D_i^k(\ell), P_{\max}^i\} \quad (\text{VI.10})$$

$$\text{Propriété 2 : } \varphi_{kr}^i(D_i^k(\ell), p) \text{ est décroissante pour } 0 \leq p \leq \min\{D_i^k(\ell), P_{\max}^i\} \quad (\text{VI.11})$$

$$\text{Propriété 3 : } \varphi_{kr}^i(D_i^k(\ell), p) \text{ est croissante pour } \min\{D_i^k(\ell), P_{\max}^i\} \leq p \leq P_{\max}^i \quad (\text{VI.12})$$

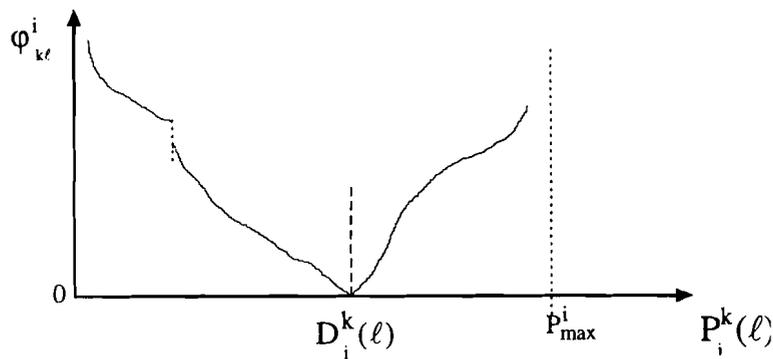


Figure VI.5 : Evolution de la fonction φ

Les fonctions telles que :

$$\lambda(k, \ell) \left(|p - D_i^k(\ell)| \right) \quad (\text{VI.13})$$

et

$$\lambda(k, \ell) \left(p - D_i^k(\ell) \right)^{2n} \quad \text{avec } n \in \mathbb{N}^* \quad (\text{VI.14})$$

satisfont à ces propriétés.

Pourtant, excès et déficits n'ont pas des effets symétriques sur les performances du système (aussi bien côté usager que côté gestionnaire). On s'attendra plutôt à mettre en œuvre des fonctions unimodales dissymétriques.

On pourra choisir par exemple des fonctions telles que :

$$\varphi_{kr}^i(D_i^k(\ell), p) = \gamma_{ir}^k D_i^k(\ell) \left[1 - \left(p/D_i^k(\ell) \right)^{\gamma_{ir}^k} \right] \quad \text{si } 0 \leq p \leq D_i^k(\ell) \quad \gamma_{ir}^k \geq 1 \quad (\text{VI.15})$$

et

$$\varphi_{kr}^i(D_i^k(\ell), p) = \beta_{ir}^k D_i^k(\ell) \left[\left(p/D_i^k(\ell) \right)^{\beta_{ir}^k} - 1 \right] \quad \text{si } D_i^k(\ell) \leq p \leq P_{\max}^i \quad \beta_{ir}^k \geq 1 \quad (\text{VI.16})$$

qui ne dépendent que d'un seul paramètre (γ_{ir}^k ou β_{ir}^k), qui reste à déterminer.

Ce choix de $\varphi_{k\ell}^i$ est tel que les propriétés 1, 2 et 3 sont satisfaites avec :

$$\min \varphi_{k\ell}^i (D_i^k(\ell), p) = \varphi_{k\ell}^i (D_i^k(\ell), D_i^k(\ell)) = 0 \quad (\text{VI.17})$$

$$\left. \frac{\partial \varphi^i}{\partial p} \right|_{D^-} = -\gamma \quad \text{et} \quad \left. \frac{\partial \varphi^i}{\partial p} \right|_{D^+} = \beta \quad (\text{VI.18})$$

$$\varphi_{k\ell}^i (D_i^k(\ell), 0) = \gamma_{i\ell}^k D_i^k(\ell) \quad \text{avec} \quad \left. \frac{\partial \varphi^i}{\partial p} \right|_0 = 0 \quad (\text{VI.19})$$

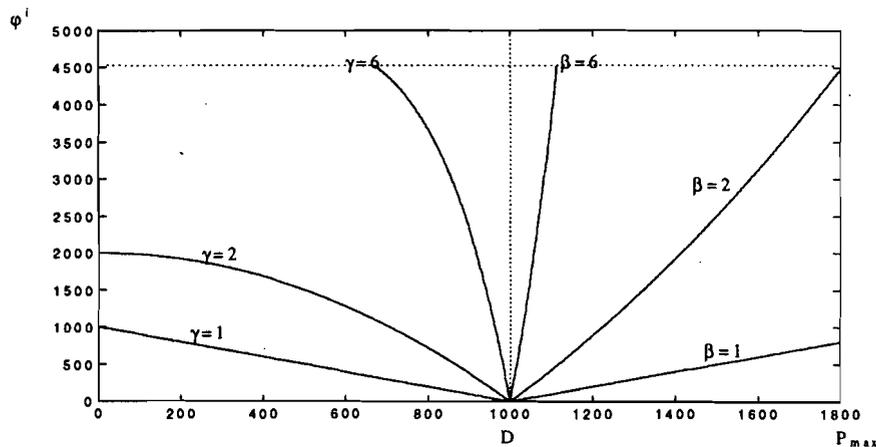


Figure VI.6 : Evolution de φ^i en fonction des exposants γ et β

Dans le cas où les excédents et les déficits sont faibles, on peut écrire :

$$p = D_i^k(\ell) - \varepsilon_i^k(\ell) \quad \text{pour les déficits} \quad (\text{VI.20})$$

et

$$p = D_i^k(\ell) - \delta_i^k(\ell) \quad \text{pour les excédents} \quad (\text{VI.21})$$

On aura donc avec ces notations : si $\varepsilon_i^k(\ell) > 0 \Rightarrow \delta_i^k(\ell) = 0$ et si $\delta_i^k(\ell) > 0 \Rightarrow \varepsilon_i^k(\ell) = 0$. Une approximation au premier ordre du terme correspondant du critère d'optimisation sera alors :

$$\varphi_{k\ell}^i (D_i^k(\ell), p) \approx (\gamma_{i\ell}^k)^2 \cdot \varepsilon_i^k(\ell) \quad \text{pour les déficits} \quad (\text{VI.22})$$

et

$$\varphi_{k\ell}^i (D_i^k(\ell), p) \approx (\beta_{i\ell}^k)^2 \cdot \delta_i^k(\ell) \quad \text{pour les excédents} \quad (\text{VI.23})$$

d'où l'approximation au premier ordre du critère global d'optimisation :

$$\sum_{\ell=k}^{k+51} \sum_{i=1}^N \{ (\gamma_{i\ell}^k)^2 \cdot \varepsilon_i^\ell(\ell) + (\beta_{i\ell}^k)^2 \cdot \delta_i^\ell(\ell) \} \quad (\text{VI.24})$$

qui est bien une forme linéaire où les paramètres $(\gamma_{i\ell}^k)^2$ et $(\beta_{i\ell}^k)^2$ apparaissent comme des pondérations des écarts de l'offre par rapport à la demande.

On constate que plus $\gamma_{i\ell}^k$ sera grand, plus les déficits en eau seront pénalisés et de même, plus $\beta_{i\ell}^k$ sera grand, plus les excédents en eau seront pénalisés.

En fait, le segment $[0, D_i^k(\ell)]$ représente le "côté usagers", puisque les usagers sont directement concernés par les déficits en eau, alors que le segment $[D_i^k(\ell), P_{\max}^i]$ représente le "côté gestionnaire", puisque le gestionnaire doit économiser les réserves (on se place ici dans une situation où l'eau est une ressource rare).

Il peut être utile d'observer, puisqu'on a fait le choix d'introduire des contraintes terminales de stock, qu'il n'est pas nécessaire de pondérer l'argument du critère d'optimisation par un terme d'actualisation inter temporel, la performance du système étant alors également évaluée sur l'ensemble de la période d'optimisation.

VI.5 : Détermination des paramètres de pondération côté usagers

Puisque les coefficients $\gamma_{i\ell}^k$ doivent être déterminés à partir du niveau de criticité des déficits en eau, analysons succinctement cette notion.

Tout d'abord, un déficit d'eau sera différemment ressenti par l'utilisateur selon qu'il est de type industriel (I), de type domestique (H) ou de type agricole (A).

D'autre part, ce déficit pourra être ressenti de façon différente selon l'époque de l'année. Par exemple, un déficit en eau en période chaude gênera les usagers domestiques (restriction du nombre de bains par jours), mais ne sera pas très critique, un déficit en eau pendant la période pluvieuse sera moins critique qu'un déficit en eau pendant la période sèche.

Ainsi, une évaluation subjective, menée semaine après semaine, pourra permettre d'évaluer le niveau de criticité d'un déficit en eau au point de pompage i , pour chaque type d'utilisation, et de lui attribuer un nombre réel compris entre 0 et 1 : $C_m^i(\ell)$ $\ell=1$ à 52 et $m \in \{I, H, A\}$.

Ces niveaux de criticité pourront être alors corrigés par le gestionnaire de façon à affirmer une certaine politique de priorités sectorielles et géographiques au niveau annuel, on obtiendra alors les pondérations toujours comprises entre 0 et 1 : $c_m^i(\ell)$ $\ell=1$ à 52 et $m \in \{I, H, A\}$.

Considérons alors la répartition de la demande prévue à la date k pour la semaine ℓ , suivant les différents utilisateurs en i (on suppose ici qu'il n'y a pas de demande de salubrité pour les exutoires, néanmoins, celle-ci pourrait être aisément introduite dans l'analyse).

On a donc :

$$D_i^k(\ell) = D_{iI}^k(\ell) + D_{iH}^k(\ell) + D_{iA}^k(\ell) \quad (\text{VI.25})$$

on élaborera de façon systématique un indice global de criticité tel que :

$$c_i^k(\ell) = f(C_m^i(\ell), D_{im}^k(\ell), m \in \{I, H, A\}) \quad (\text{VI.26})$$

avec $0 \leq c_i^k(\ell) \leq 1$, où f est une fonction à définir. Par exemple, un choix possible pour celle-ci sera tel que :

$$c_i^k(\ell) = \sum_m (D_{im}^k(\ell) \cdot C_m^i(\ell)) / D_i^k(\ell) \quad (\text{VI.27})$$

Ceci peut être schématisé de la façon suivante:

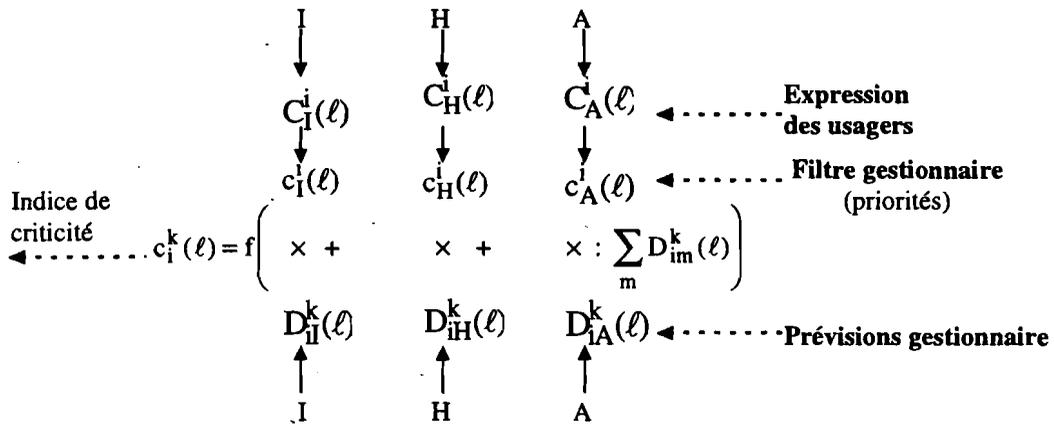


Figure VI.7 : Représentation schématisé du calcul de l'indice de criticité d'un déficit

Considérant qu'il existe une relation (qualitative) monotone croissante, entre l'indice de criticité et la pénalisation à appliquer aux déficits, on pourra donc associer :

- à de faibles valeurs de cet indice, une faible valeur pour γ_{il} (valeur minimale 0),
- à de fortes valeurs de cet indice, une forte valeurs pour γ_{il} .

Par exemple, si on exprime cette relation par une expression de la forme $\gamma = \alpha c / (1 - \beta c)$, par exemple pour $\alpha=1.05$ et $\beta=0.94$, on aura :

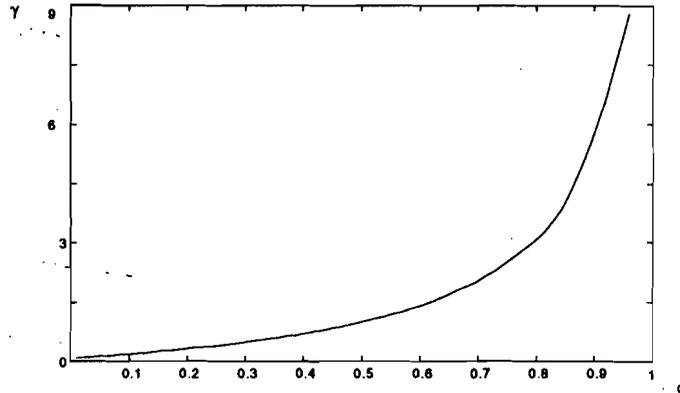


Figure VI.8 : Evolution de l'exposant γ en fonction de l'indice de criticité

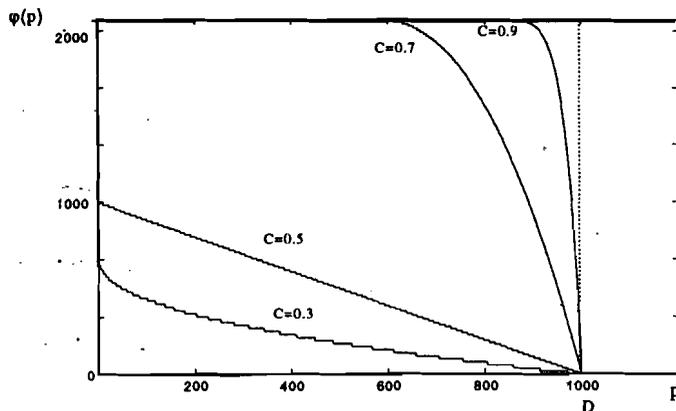


Figure VI.9 : Evolution de la pénalité en fonction de l'indice de criticité

Remarquons qu'ici aussi, il serait possible de proposer des méthodes à base de règles floues pour déterminer les pondérations à appliquer dans chaque situation de déficit. Une telle approche est présentée dans le sous-paragraphe suivant pour traiter de la pondération des excédents.

VI.6 Détermination des paramètres de pondération côté gestionnaire

La pondération à définir doit avoir un effet d'autant plus important que le gaspillage de l'eau est critique. Une première approche consisterait, à comparer à l'instant k , la somme des offres d'eau déterminées à l'instant $(k-1)$ pour la période $(k, k-1+51)$, à la somme des demandes estimées à l'instant k pour la même période. L'inconvénient de cette approche consiste en ce que l'on ramène, le déficit (ou l'excès) global en eau, au niveau de la sortie des barrages-réservoirs amont et donc que l'on fait abstraction, à la fois de la structure du système de canaux et de son système de gestion/commande. Si l'on note $ex_i^k(\ell)$, l'excédent prévu à l'instant k , pour l'offre par rapport à la demande, au point de pompage i , pour la période ℓ :

$$\begin{aligned} ex_i^k(\ell) &= P_i^{k-1} - D_i^k(\ell) \text{ si } P_i^{k-1}(\ell) > D_i^k(\ell) \\ ex_i^k(\ell) &= 0 \text{ sinon} \end{aligned} \quad (\text{VI.28})$$

et si l'on note $df_i^k(\ell)$, le déficit prévu à l'instant k , pour la demande par rapport à l'offre, au point de pompage i , pour la période ℓ :

$$\begin{aligned} df_i^k(\ell) &= D_i^k - P_i^{k-1}(\ell) \text{ si } D_i^k(\ell) > P_i^{k-1}(\ell) \\ df_i^k(\ell) &= 0 \text{ sinon} \end{aligned} \quad (\text{VI.29})$$

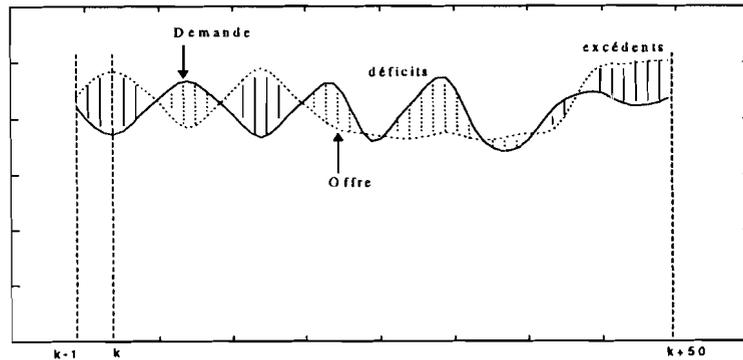


Figure VI.10 : Exemple d'évolution des excédents et des déficits

On a alors :

$$\left(\sum_{\ell=k}^{k+50} \sum_{i \in \beta} P_i^{k-1}(\ell) \right) - \left(\sum_{\ell=k}^{k+50} \sum_{i \in \beta} D_i^k(\ell) \right) = \left(\sum_{\ell=k}^{k+50} \sum_{i \in \beta} ex_i^k(\ell) \right) - \left(\sum_{\ell=k}^{k+50} \sum_{i \in \beta} df_i^k(\ell) \right) \quad (\text{VI.30})$$

En fait les excédents ne seront critiques que parce qu'il y a, ailleurs ou à d'autres périodes, des déficits. Il apparaît donc, que le degré de criticité des excédents est lié à ceux-ci. Une simple mesure de ces déficits, qui tient compte de la structure du système de distribution et de la façon d'opérer le système est alors :

$$df^k = \left(\sum_{\ell=k}^{k+50} \sum_{i \in \beta} df_i^k(\ell) \right) / \left(\sum_{\ell=k}^{k+50} \sum_{i \in \beta} D_i^k(\ell) \right) \quad (\text{VI.31})$$

que l'on appellera "déficit opérationnel relatif".

Par ailleurs, il semble intéressant d'essayer de tenir compte de la tendance constatée entre les instants successifs $k-p, k-p-1, \dots, k-1$ et k (k instant courant) pour ce même déficit : si celui-ci a tendance à augmenter d'une période à l'autre (compte tenu, par exemple d'aléas climatiques perdurants), il faudra anticiper son effet futur sur la demande (certainement une augmentation de celle-ci), en augmentant la pondération correspondante. On réagira en sens inverse, si cette tendance est inverse.

Cette tendance doit être calculée sur une fenêtre de temps qui permette de la déceler dans le cadre d'effets saisonniers ou de cycles végétatifs associés aux cultures. Une période de quatre semaines (1 mois) semble donc convenir. Cette période pouvant être adaptée en fonction des caractéristiques climatiques et agricoles de la région sous irrigation.

La tendance du déficit pourra donc être évaluée ici à l'aide d'expression telle que :

$$ddf^k = \left[\sum_{\ell=k-p}^k (df^{\ell} \cdot \ell) - \left(\sum_{\ell=k-p}^k df^{\ell} \right) \cdot \sum_{\ell=k-p}^k \ell \right] / \left[\left(\sum_{\ell=k-p}^k \ell^2 \right) - (p+1) \sum_{\ell=k-p}^k \ell \right] \quad (\text{VI.32})$$

qui correspond à une estimation de la pente de df^k sur les $(p+1)$ dernières périodes de temps par la méthode des moindres carrés simples.

On peut alors évaluer à l'aide de variables linguistiques associées à des sous-ensembles flous les niveaux atteints par le déficit opérationnel et sa tendance, avec les valeurs linguistiques suivantes :

Tf: "Très Faible" **f**: "Faible" **M**: "Moyen" **F**: "Fort" **TF**: "Très Fort"

EF: "Excessivement Fort"

NG: "Négatif Grand" **NM**: "Négatif Moyen" **NP**: "Négatif Petit" **Z**: "Zéro"

PP: "Positif Petit" **PM**: "Positif Moyen" **PG**: "Positif Grand"

On aura, par exemple :

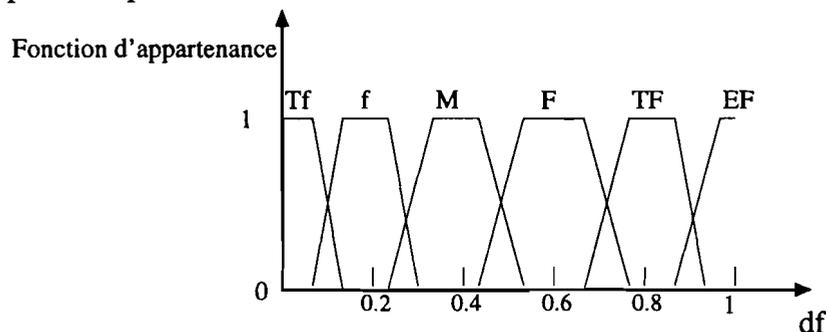


Figure VI.11 : Fonction d'appartenance du déficit

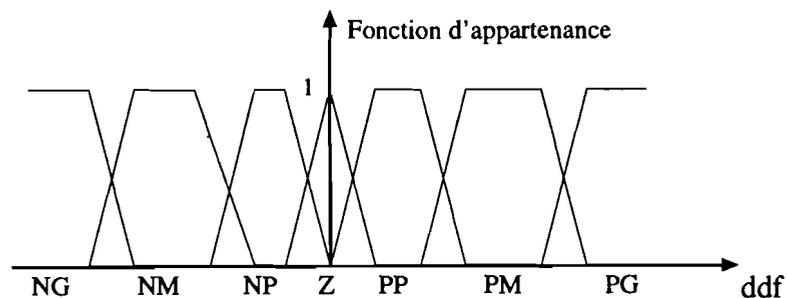


Figure VI.12 : Fonction d'appartenance de la tendance du déficit

On peut alors élaborer de façon empirique, à base de connaissances expertes, une base de règles telles que :

ddf/df	Tf	f	M	F	TF	EF
NG	TP	TP	P	M	M	M
NM	TP	TP	P	M	M	M
NP	P	P	P	M	M	G
Z	P	P	M	M	G	G
PP	M	M	M	M	G	G
PM	M	M	M	G	TG	TG
PG	G	G	G	TG	TG	TG

Tableau VI.1 : Exemple de base de règles associées à la pondération des excédents

à laquelle on associera en sortie une partition floue telle que :

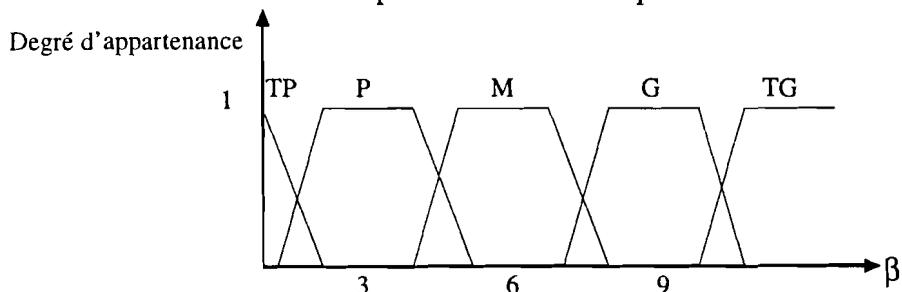


Figure VI.13 : Exemple de fonction d'appartenance pour β

avec les valeurs linguistiques de β :

TP: "Très Petit" P: "Petit" M: "Moyen" G: "Grand" TG: "Très Grand"

Ainsi par exemple, pour un déficit opérationnel relatif $df=30\%$ et une tendance $ddf=+0.4$, on aura pour β , en utilisant la méthode d'inférence de Mamdani [Tong-Tong 1995] $\beta=4$.

Pour $df=50\%$ et $ddf=+0.5$, on choisira de même une valeur $\beta=6$. La méthode d'inférence utilisée ici est celle de Mamdani (figure VI.14). L'opérateur ET est réalisée dans ce cas par la formation du minimum et la conclusion dans chaque règle, introduite par ALORS, est réalisée aussi par la formation du minimum. Cette méthode d'inférence fournit une fonction d'appartenance résultante μ_β pour la variable de sortie β . La défuzzification par la méthode du centre de gravité permet alors d'obtenir la variable de sortie β (figure VI.15).

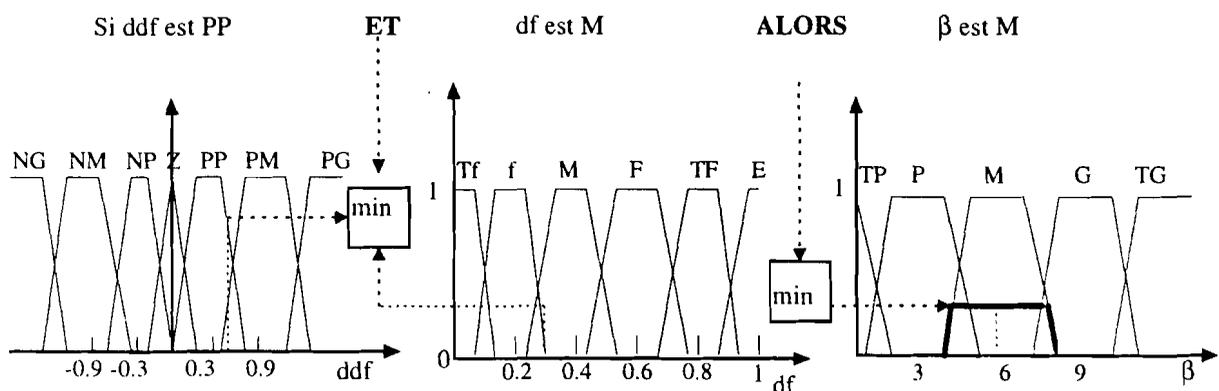


Figure VI.14 : Illustration graphique de la méthode d'inférence de Mamdani

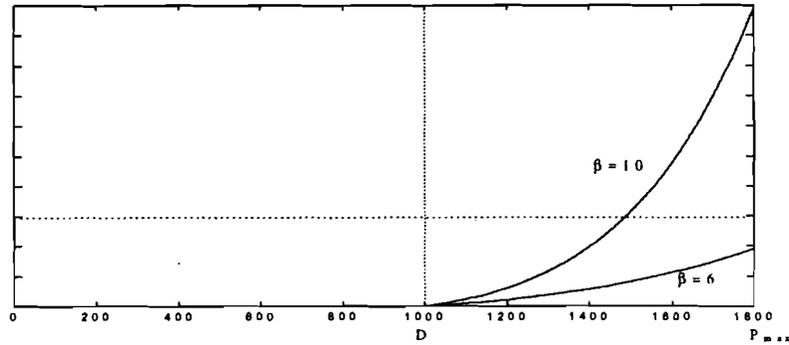


Figure VI.15 : Exemple de pénalisation de l'excédent

VI.7 Conclusion

L'approche présentée ci-dessus pour la gestion sur le long terme, à partir d'une base de temps hebdomadaire, s'appuie sur la formulation récurrente d'un problème d'optimisation dont le critère doit pondérer les écarts entre offre et demande en ressource en eau. On s'aperçoit que les pondérations des déficits de demande et des excès d'offre doivent s'adapter d'une part à la situation courante de criticité de la demande telle que ressentie par le gestionnaire (d'où déjà la nécessité d'une interface avec celui-ci) et d'autre part à l'évolution du degré de satisfaction de la demande afin de fournir des solutions qui correspondent à une affectation efficace des réserves à des besoins en partie réactifs (demande agricole notamment). Cette tâche est réalisée ici en faisant appel à la Logique Floue afin de mettre au point une méthode de définition en ligne de ces pondérations. On peut considérer que cette tâche, associée aux prévisions de demande et des apports, constitue des éléments importants pour le niveau de supervision de la gestion du long terme qui peut être alors schématisée comme ci-dessus :

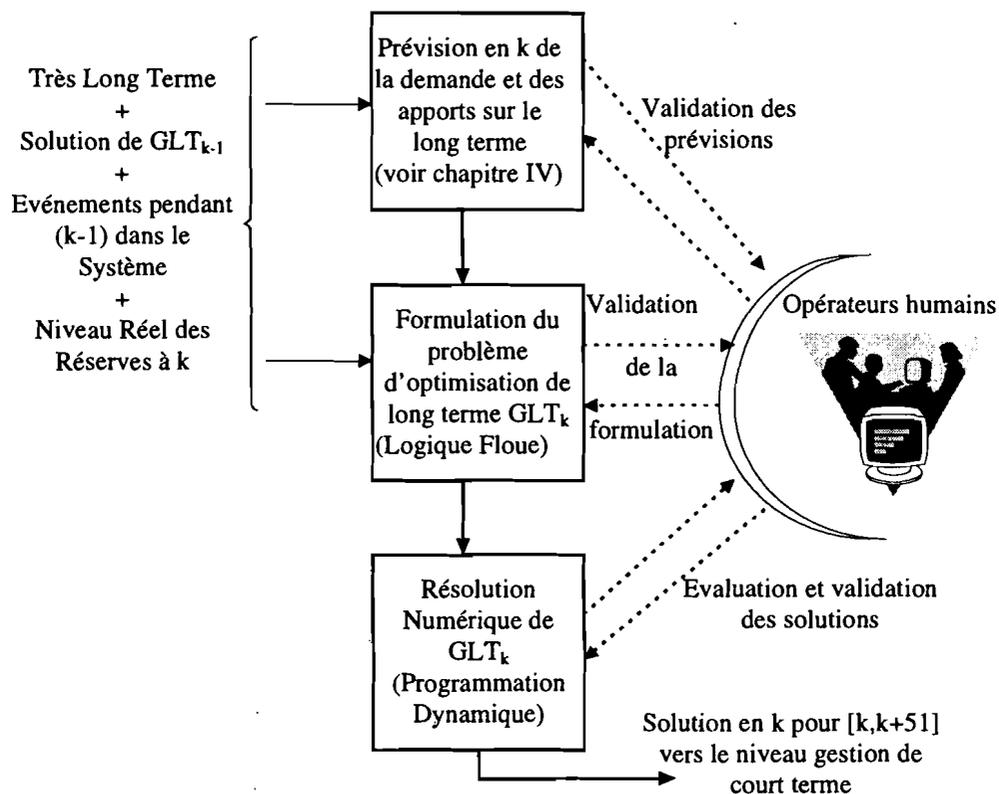


Figure VI.16 : Organisation modulaire de la gestion de long terme

On vérifie bien ici l'apport essentiel de la logique floue qui permet d'appréhender finement les enjeux en présence dans la gestion de long terme du système. On peut se demander d'une part, si sa mise en œuvre n'est pas trop lourde et d'autre part, si la forme du critère obtenu ne complique pas de façon excessive la résolution numérique du problème d'optimisation récurrent de long terme (GLT_k).

Dans le chapitre VIII, l'approche de gestion à long terme proposée ici sera effectivement appliquée à un cas d'étude qui mettra en évidence sa relative simplicité de mise en œuvre. Quand à la résolution numérique du problème d'optimisation récurrent de long terme, on montrera que celle-ci peut être abordée par la Programmation Dynamique, qui est une technique d'optimisation très largement diffusée [Bellman et al. 1960] [Yeh 1985] [Calvet 1996] [Gimenez et al. 1993] [Gimenez et al. 1995].



CHAPITRE VII

GESTION A COURT TERME DE LA DISTRIBUTION DE L'EAU

Ce chapitre concerne l'élaboration à partir de techniques issues de la Logique Floue, de la formulation d'un problème d'optimisation attaché à la gestion de court terme d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau.

VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, compte tenu des éléments d'analyse développés dans les chapitres précédents en ce qui concerne le court terme, on propose tout d'abord un schéma d'organisation adaptatif pour la gestion de court terme des systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau. La formulation du problème d'optimisation qui en découle au début de chaque pas de temps fait apparaître :

- une fonction objectif qui pénalise les déficits de court terme de l'offre d'eau par rapport à la demande,
- des équations de fonctionnement des biefs et des barrages,
- des contraintes d'offre/demande plus ou moins concentrées dans le temps,
- des contraintes terminales en ce qui concerne les niveaux des réserves dans les barrages et dans les biefs.

Afin de mieux définir la structure et les niveaux mis en jeu dans ses deux derniers types de contraintes, une approche basée sur l'utilisation de techniques de la Logique Floue est développée et décrite de façon détaillée dans ce chapitre. D'autre part, on montrera comment l'approche de gestion de court terme proposée peut prendre en compte des événements aléatoires ou programmés de plus ou moins grande ampleur au sein du système de stockage/transfert/distribution d'eau.

VII.2 Organisation de la gestion en ligne

On se place ici aussi dans le cadre d'une gestion à caractère adaptatif où, à chaque heure, on ira reprogrammer les lâchers, les délestages et les pompages, sur un horizon de temps non inférieur au retard maximal de transfert dans le système. On aura donc un horizon qui pourra varier de un à plusieurs jours.

L'un des ingrédients essentiels pour la gestion à court terme est l'information sur la demande. Compte tenu du caractère périodique journalier de la demande en eau et de la possibilité de pouvoir reporter d'un jour à l'autre la satisfaction de besoins non remplis, cet horizon semble devoir être compté en unités entières de jours. Il est clair que la qualité de la prévision de la demande est d'autant plus dégradée que l'on se projette en avant dans le temps (et donc on devra se rabattre sur des valeurs moyennes ou sur des gabarits). Il semble donc inutile d'aller au delà d'un certain seuil qui ne ferait qu'augmenter la dimension temporelle des problèmes numériques à traiter, sans apporter d'améliorations notables aux solutions proposées. Néanmoins, puisque la fenêtre temporelle de gestion semble devoir être inférieure à la semaine, il s'agira de définir une solution de continuité entre les résultats de la gestion à long terme qui fixent des échéances sur des périodes d'une semaine et les contraintes imposées à la gestion de court terme qui, elle opère sur quelques jours (1,2 ou 3).

La gestion en ligne, contrairement à la gestion de long terme, tiendra compte des conditions opérationnelles du système de stockage/transfert/distribution qui sont caractérisées par les côtes des biefs et barrages, les temps de transfert, l'état opérationnel des actionneurs (pompes et vannes) et l'évolution de la demande de court terme. On pourra alors parler de "supervision" du système de stockage/transfert/distribution.

Au chapitre V, on a introduit une modélisation des transferts dans les biefs, qui permet d'obtenir une représentation linéaire pour la dynamique de leurs côtes. Ainsi, à l'heure h , il sera possible d'utiliser les prévisions établies à l'heure $(h-1)$ pour mettre en œuvre des estimateurs neuronaux des coefficients de transfert dans les biefs. Ceci permet donc

d'envisager une formulation linéaire d'un problème d'optimisation récurrent associé à la gestion de court terme.

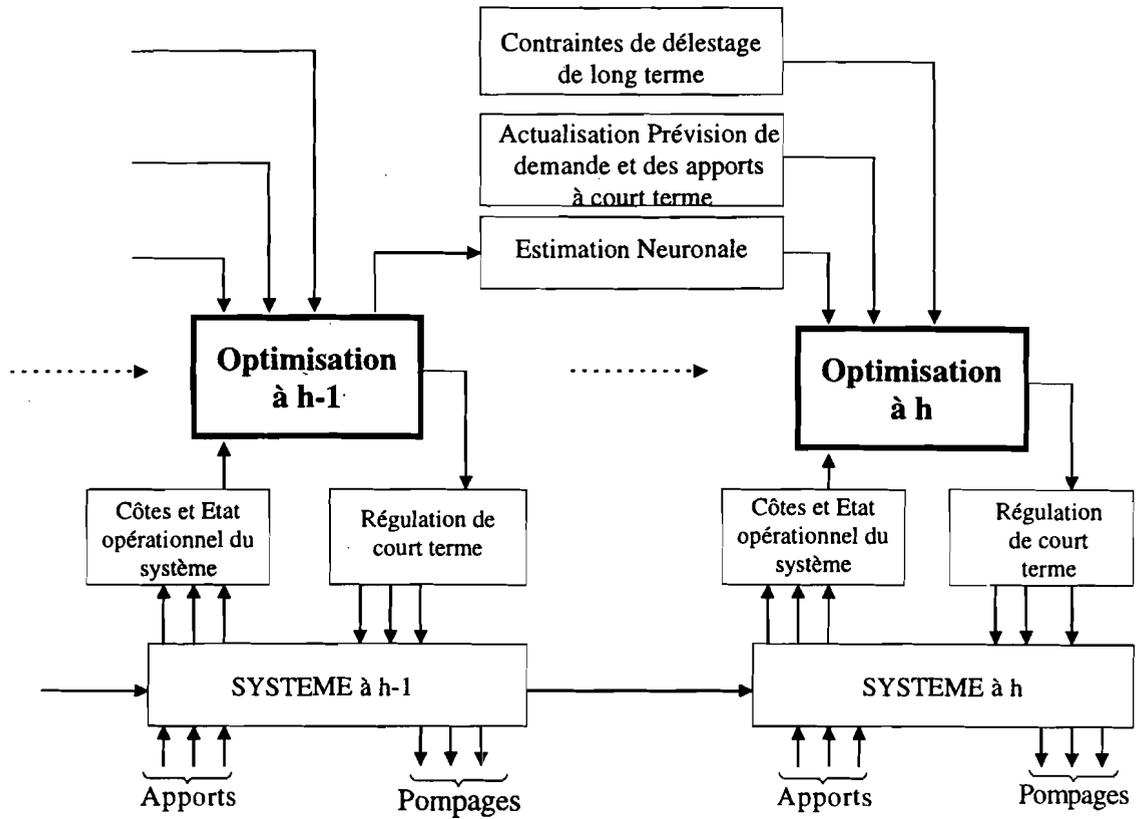


Figure VII.1 : Structure de gestion de court terme

VII.3 Génération adaptative des consignes de court terme

La définition des lâchers et des pompages horaires est supposée être obtenue par résolution d'un problème d'optimisation, noté GCT_h , de l'offre face à la demande de court terme, en prenant en considération les conditions courantes (côtes des biefs et barrages, l'état opérationnel des actionneurs), les estimées courantes des paramètres du système (les coefficients de transfert des biefs) et les prévisions de court terme de la demande.

Compte tenu des dimensions spatio-temporelles du problème, une formulation mathématique, de type programmation linéaire, a été retenue afin de rendre accessible le traitement du problème d'optimisation. La formulation retenue pour le problème GCT_h est telle que :

$$\max_{P_j^i(t), Q_j^i(t)} \sum_{i \in B} \sum_{j \in \rho_i} \sum_{t=h}^{h+H-1} (P_j^i(t) - D_j^i(t)) \quad (\text{VII.1})$$

sous les contraintes :

$$Z_i(t+1) - Z_i(t) - \left[\sum_{j \in \Delta_i} \sum_{\tau=t}^{\tilde{h}_{i,j}^{ij}} Q_j^i(\tau) - \sum_{j \in \Delta_i} Q_j^i(t) - \sum_{j \in \rho_i} P_j^i(t) + a_i(t) - d_i(t) \right] \Delta t / \tilde{\sigma}_i = 0$$

$$i \in B, h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.2})$$

$$Z_i(h) = Z_{im}(h) \quad i \in B \quad (\text{VII.3})$$

avec des contraintes de bornes :

$$Z_i^{\min} \leq Z_i(t) \leq Z_i^{\max} \quad i \in \mathbf{B}, h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.4})$$

$$Q_j^{i \min} \leq Q_j^i(t) \leq Q_j^{i \max} \quad i \in \mathbf{B}, j \in \mathcal{A}_i, h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.5})$$

$$P_j^{i \min} \leq P_j^i(t) \leq P_j^{i \max} \quad i \in \mathbf{B}, j \in \mathcal{P}_i, h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.6})$$

$$P_j^i(t) \leq D_j^{i h}(t) \quad i \in \mathbf{B}, j \in \mathcal{P}_i, h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.7})$$

$$0 \leq d_i(t) \quad i \in \mathbf{B}, h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.8})$$

et des contraintes finales telles que :

$$\max\{Z_i^{\min}, Z_{im}(h)\} \leq Z_i(h+H) \leq Z_i^{\max} \quad i \in \mathbf{B}, i \notin \mathbf{R} \quad (\text{VII.9})$$

$$\max\{Z_i^{\min}, Z_{ih+H}^{\min}\} \leq Z_i(h+H) \leq Z_i^{\max} \quad i \in \mathbf{R} \quad (\text{VII.10})$$

$$\sum_{t=h}^{h+H-1} \left[\sum_{j \in \mathcal{A}_i} Q_j^i(t) + \sum_{j \in \mathcal{P}_i} P_j^i(t) \right] \leq L_i(h, H) \quad i \in \mathbf{R} \quad (\text{VII.11})$$

Les contraintes VII.2 expriment les relations dynamiques existant pour les côtes des biefs et des barrages, où \mathbf{B} est l'ensemble des indices correspondants, les termes $a_i(t)$ représentent les apports prévus et les termes $d_i(t)$ représentent les déversements. Ceux-ci seront tels que :

$$\text{si } Z_i(t+1) \leq Z_i^{\max} : d_i(t) = 0 \quad (\text{VII.12})$$

$$d_i(t) = [Z_i(t) - Z_i^{\max}] \tilde{\sigma}_i / \Delta t + \left[\sum_{j \in \mathcal{A}_i} \sum_{\tau=t}^{\tilde{h}_{i\tau}^{ij}} Q_j^i(\tau) - \sum_{j \in \mathcal{A}_i} Q_j^i(t) - \sum_{j \in \mathcal{P}_i} P_j^i(t) + a_i(t) \right] \text{sinon} \quad (\text{VII.13})$$

Il est possible d'introduire une contrainte de borne maximale pour les déversements. On aura par exemple :

$$d_i(t) \leq d_i^{\max} = \sum_{j \in \mathcal{A}_i} Q_j^{i \max} + a_i^{\max}$$

où a_i^{\max} est un majorant des apports horaires directs. La contrainte VII.8 pourra être réécrite alors sous la forme :

$$0 \leq d_i(t) \leq d_i^{\max} \quad i \in \mathbf{B}, h \leq t \leq h+H-1$$

\mathcal{A}_i est l'ensemble des canaux convergents vers le bief i , \mathcal{B}_i est l'ensemble des canaux issus du bief i , \mathcal{P}_i est l'ensemble des stations de pompage installées au niveau du bief i .

$\tilde{\sigma}_i$ est un paramètre de surface du bief i , obtenu par une estimation en ligne (paragraphe V.5). $Z_{im}(h)$ est la côte mesurée en i au début de l'heure h , Z_i^{\min} est la côte minimale acceptable en tête du bief ou du barrage d'indice i . Cette côte minimale peut correspondre à des soucis de salubrité de la retenue et à des conditions de fonctionnement normal des prises de pompage et des vannes de régulation.

Z_i^{\max} est la côte maximale permise en tête de bief ou du barrage d'indice i . Cette côte maximale est déterminée par les dimensions des ouvrages concernés.

$Q_j^{i \min}$ est un débit horaire minimal. Si celui-ci n'est pas nul, il correspond, en général, à des soucis de salubrité de la voie d'eau.

$Q_j^{i \max}$ est la capacité horaire maximale en débit du canal de distribution $j(i)$.

$P_j^{i \min}$ est un pompage horaire minimal. Si celui-ci n'est pas nul, il correspond alors à un besoin prioritaire à satisfaire impérativement ($P_j^{i \min} = \bar{P}_j^i$), qui correspondra, par exemple, à une contrainte de salubrité pour une voie d'eau en aval ou à un besoin industriel permanent.

Afin de savoir si tous ces pompages prioritaires semblent satisfiables sur l'horizon $[h, h+H-1]$, il faudrait reprendre le problème précédent, en le réduisant à ces seuls pompages, et en ne retenant comme demande que ces niveaux de pompage :

$$D_j^{i h}(t) = \bar{P}_j^i(t), i \in \mathbf{B}, j \in \bar{\mathcal{P}}_i, \bar{\mathcal{P}}_i \subset \mathcal{P}_i, \quad (\text{VII.14})$$

avec pour contraintes pour les pompages :

$$P_j^i(t) \geq \bar{P}_j^i(t), i \in \mathbf{B}, j \in \bar{\mathcal{P}}_i \quad (\text{VII.15})$$

Revenant au problème de gestion de court terme à l'heure h , GCT_h , on remarque qu'il est possible d'éliminer de l'écriture du critère d'optimisation les différentes demandes, mais en rapprochant l'expression retenue des contraintes VII.7, celle-ci montre clairement que, l'objectif du problème est bien de faire coller les pompages autorisés (consignes de court terme) aux demandes des usagers sans dépasser celles-ci, de façon à éviter tout gaspillage. Au niveau de la résolution numérique du problème, on éliminera les demandes de l'expression du critère.

Les contraintes VII.9 permettent de tenir compte de l'opération cyclique des biefs au-delà de l'horizon $h+H$.

Les contraintes VII.10 imposent une côte minimale pour les différents biefs en fin de fenêtre de gestion de court terme, de façon à ne pas pénaliser le fonctionnement ultérieur des biefs et barrages.

La contrainte VII.11 considère les lâchers et les pompages au niveau des barrages-réservoirs (indice $i \in \mathbf{R}$, $\mathbf{R} \subset \mathbf{B}$). La quantité de réserve en eau utilisable par le système de stockage/transfert/distribution sur la période $[h, h+H-1]$ est donc limitée à $L_i(h, H)$. Cette dernière quantité est à rapprocher des lâchers hebdomadaires autorisés par le niveau de gestion à long terme.

En fait, les contraintes VII.10 et VII.11 ne sont pas complètement indépendantes et leurs seuils doivent être déterminés de façon cohérente, c'est ce qui sera fait dans le paragraphe qui suit. Remarquons aussi, que dans le cas où il n'y a pas de barrage-réservoir intermédiaire, les contraintes de débit VII.11 peuvent être transformées en contraintes de côtes telles que VII.10.

VII.4 Détermination du niveau des contraintes pour la génération de consignes de court terme

Dans la formulation précédente du problème de gestion de court terme, on a introduit des contraintes de niveaux qui restent à cerner de façon précise. Chacun de ces types de contraintes correspond à un souci différent et fait appel à des méthodes propres de définition.

VII.4.1 Définitions des contraintes de pompages maximaux

L'idée sous-jacente dans la formulation précédente du problème récurrent associé à la gestion à court terme (GCT_h) est d'essayer de satisfaire les demandes des usagers, en tenant compte

des réserves disponibles et des conditions opérationnelles, tout en s'interdisant de dépasser les niveaux de demande des usagers, car cela correspondrait à un gaspillage. Ainsi, tous les usagers, quelle que soit leur situation relative dans le réseau de distribution, sont traités de la même manière. Ceci correspond donc, en quelque sorte, à la satisfaction d'un principe d'équité entre les usagers. Néanmoins, l'expression des contraintes VII.7 est restrictive, car une demande, qui au cours d'une période donnée, n'aura pas été satisfaite, ou qui n'aura été satisfaite que de façon partielle, ne sera plus considérée, même s'il existe des disponibilités de réserve sur des périodes de temps adjacentes.

En fait, sans empiéter sur le principe d'équité, il est possible d'affiner ces contraintes afin de tenir compte d'une flexibilité dans la demande des usagers.

Ainsi, pour certains usagers d'indice $j(i) \in J$, il s'agit d'obtenir une certaine quantité d'eau répartie sur une plage horaire bien définie. Dans ce cas, la contrainte VII.7 doit être modifiée en remplaçant une contrainte instantanée par une contrainte intégrale. Soit alors $[t_n^{j(i)}, t_n^{j(i)} + T_n^{j(i)}]$ la $n^{\text{ème}}$ période de demande de l'utilisateur j attaché au $i^{\text{ème}}$ bief. On suppose évidemment que ces $N_{j(i)}$ périodes ne se chevauchent pas. On a :

$$\left. \begin{array}{l} P_j^i(t) \leq P_j^{i \max} \\ \sum_{\theta=t_n^{j(i)}}^{t_n^{j(i)}+T_n^{j(i)}} P_j^i(\theta) \leq D_j^{ih}(t) \end{array} \right\} \begin{array}{l} t \in [t_n^{j(i)}, t_n^{j(i)} + T_n^{j(i)}] \\ n = 1, \dots, N_{j(i)} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{(VII.16)} \\ \text{(VII.17)} \end{array} \right\} j(i) \in J$$

$$P_j^i(t) = 0 \text{ si } t \text{ n'appartient à aucune période de demande.}$$

Pour d'autres usagers, on peut avoir une situation intermédiaire par rapport aux deux situations antérieures. Ceux-ci ont des besoins différenciés entre une demande horaire bien déterminée dans le temps et une demande par plage horaire. Dans ce cas, on peut considérer que chacun de ces usagers correspond, sur le plan opérationnel, à deux usagers différents, et donc, on introduira simultanément des contraintes telles que VII.7 et VII.17, avec une condition supplémentaire:

$$P_{j_1}^i(t) + P_{j_2}^i(t) \leq P_j^{i \max} \quad i \in B, t \in [t_n^{j(i)}, t_n^{j(i)} + T_n^{j(i)}] \quad \text{(VII.18)}$$

Dans le cas où la demande de l'utilisateur n n'est connue que de façon imprécise, on peut néanmoins se rattacher aux deux types de contrainte déjà envisagés, en introduisant deux échelles qualitatives relatives à l'intensité et à la flexibilité de la demande. On aura par exemple:

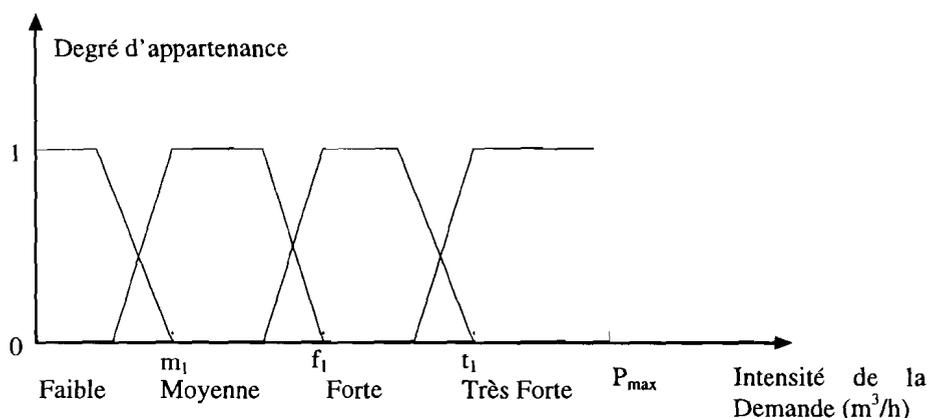


Figure VII.2 : Exemple d'évaluation linguistique de l'intensité de la demande

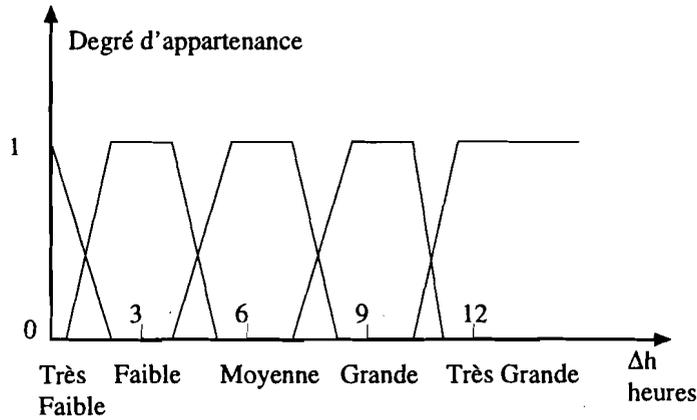


Figure VII.3 : Exemple d'évaluation linguistique de la flexibilité de la demande

Dans ce cas, on est amené à considérer qu'un pompage réalisé en t , couvrant en fait de façon partielle la demande de l'utilisateur sur une plus large période incluant t . Par exemple, si on a en t une demande de *moyenne* intensité et de faible flexibilité, on aura :

$$P_{j,t-2}^{it} + P_{j,t-1}^{it} + P_{j,t}^{it} + P_{j,t+1}^{it} + P_{j,t+2}^{it} \leq m_1 \quad (\text{VII.19})$$

où P_{t+K}^t est le pompage réalisé en $t+K$ ($K>0$ ou $K<0$) pour satisfaire la demande en t évaluée à son seuil inférieur.

A ces contraintes, s'ajouteront des contraintes transversales telles que :

$$\sum_{h \leq \tau \leq h+H-1} P_{j,t}^{i\tau} \leq P_j^{i\max} \quad (\text{VII.20})$$

On constate donc que plus la demande de chaque usager est d'intensité et de calendrier connus, moins complexe sera la structure des contraintes de niveau maximal pour les pompes. Remarquons qu'il est intéressant d'introduire ce dernier cas, sinon l'utilisateur qui n'a pas les moyens de communications adéquats avec le gestionnaire, se trouverait défavoriser par rapport aux autres usagers, et le principe d'équité, que l'on a invoqué plus haut, serait fortement biaisé.

VII.4.2 Détermination des niveaux de réserve utilisables

La gestion de long terme du système fournit pour chaque barrage-réservoir la quantité d'eau qui peut être délestée par semaine, en partant de la semaine courante :

$$\mathcal{D}_i^k(\ell) = \sum_{j \in \mathcal{D}_i} Q_j^{ik}(\ell) + \sum_{j \in \mathcal{P}_i} P_j^{ik}(\ell) \quad i \in \mathcal{R}, k \leq \ell \leq k+51 \quad (\text{VII.21})$$

Dans un environnement déterministe, le délestage nominal autorisé, sur une période de H heures, obéirait à une règle de proportionnalité, d'où :

$$\bar{L}_i(h, H) = (H/168) \mathcal{D}_i^k(h) \quad \text{si } h+H \leq 168 \quad (\text{VII.22})$$

$$\bar{L}_i(h, H) = [(168-h)/168] \mathcal{D}_i^k(h) + [(H+h-168)/168] \mathcal{D}_i^k(h+1) \quad (\text{VII.23})$$

Ce qui donne graphiquement :

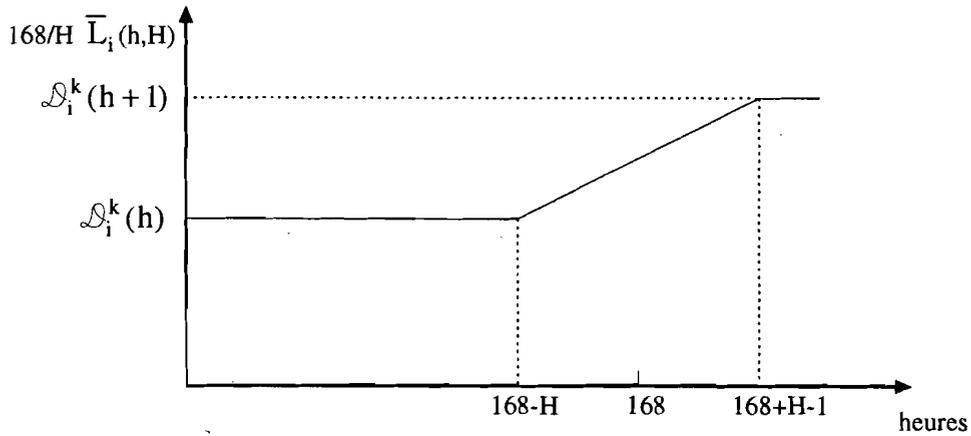


Figure VII.4 : Evolution nominale du délestage autorisé

En fait, si à l'heure h on résout le problème GCT_h et que l'on trouve que la contrainte VII.10 n'est pas saturée pour un barrage-réservoir :

$$L_i(h, H) - \left(\sum_{t=h}^{h+H-1} \left[\sum_{j \in \Delta_i} Q_j^*(t) + \sum_{j \in \mathcal{P}_i} P_j^*(t) \right] \right) = r_i(h, H) > 0 \quad i \in \mathbf{R} \quad (\text{VII.24})$$

dans quelle mesure faudra-t-il reporter ce résidu sur la limite maximale de délestage autorisée pour ce même barrage, dans la formulation du problème GCT_{h+1} ?

En fait, d'un côté on peut avoir intérêt à économiser encore plus l'eau pour parer à de futurs aléas, et donc à garder en réserve ce résidu. Mais d'un autre côté, si la tendance de la demande est, d'une heure à l'autre, d'augmenter pour la période $[h+1, h+H]$ (effet météorologique par exemple) ou si la demande en aval du barrage-réservoir a un caractère de flexibilité fortement affirmé, il pourra être utile de reporter ce résidu sur la limite de délestage du problème GCT_{h+1} .

En ce qui concerne la flexibilité de la demande aval au barrage-réservoir i , celle-ci pourra être évaluée de la façon suivante :

$$\Delta h = \sum_{j \in \text{Suc}(i)} \Delta h_j \cdot \tilde{d}_j^i / \sum_{j \in \text{Suc}(i)} \tilde{d}_j^i \quad (\text{VII.25})$$

où $\text{Suc}(i)$ est l'ensemble des usagers en aval du barrage-réservoir i , Δh_j est l'intervalle de variation temporelle de la demande flexible de l'utilisateur j qui est traitée par le barrage-réservoir i . Dans le cas où j se trouve simultanément en aval de plusieurs barrages-réservoirs $i' \in I(j)$, on estimera cette demande par :

$$\tilde{d}_j^i = \tilde{d}_j \cdot L_i(h, H) / \sum_{i' \in I(j)} L_{i'}(h, H) \quad (\text{VII.26})$$

L'écart Δh ainsi calculé sera reporté sur l'échelle de flexibilité (figure VII.3), afin d'en obtenir une définition linguistique. On peut aussi proposer une évaluation linguistique de la tendance de la demande aval ΔD_h^i pour ce barrage-réservoir de h à $h+1$ pour une période de H heures.

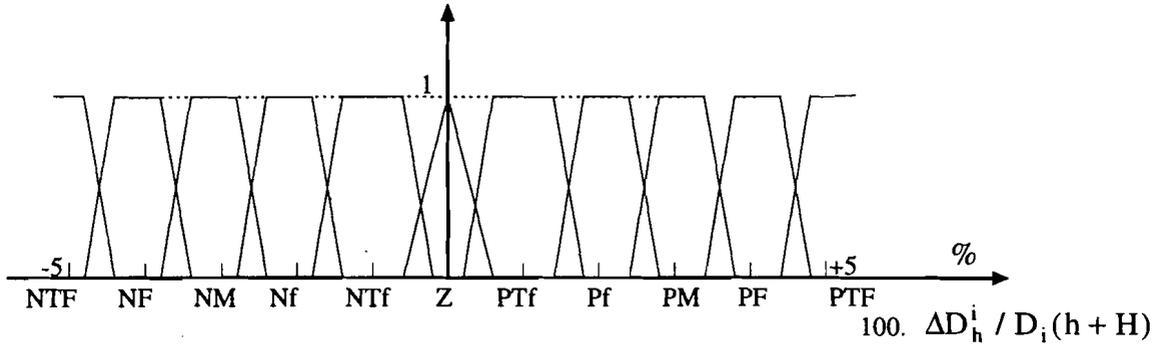


Figure VII.5 : Exemple d'évaluation linguistique de la tendance de la demande

avec $\Delta D_h^i = D_i(h+H) - D_i(h+H-1)$ $i \in \mathbf{R}$ où $D_i(h+H) = \sum_{j \in \text{Suc}(i)} \sum_{\ell \in \mathcal{P}_j} \sum_{t=h}^{h+H-1} D_\ell^{jh}(t)$

Soit $R_i(h+H-1)$ la variation du délestage courant par rapport au délestage nominal estimé en h pour la période $[h, h+H-1]$. Celle-ci résulte, soit de contraintes opérationnelles (capacités maximales, côtes minimales, temps de transfert) qui font que les délestages réels sont inférieurs aux délestages autorisés, soit d'incidents opérationnels qui font que les délestages réels sont supérieurs aux délestages autorisés. On a donc :

$R_i(h+H-1) = \text{Délestage autorisé en début de semaine } k \text{ pour la période horaire } [h, h+H-1]$
 - Délestage réel sur $[1, h-1]$ - Délestage prévu sur $[h, h+H-1]$

ou encore :

$$R_i(h+H-1) = \begin{cases} \mathcal{D}_i^k(k) \cdot (h+H-1)/168 & \text{si } h+H-1 < 168 \\ \mathcal{D}_i^k(k) \cdot (168-h)/168 + \mathcal{D}_i^k(k+1) \cdot (H+h-168)/168 & \text{si } h+H-1 \geq 168 \end{cases}$$

$$- \left\{ \sum_{t=1}^{h-1} \left[\sum_{j \in \mathcal{A}_i} \tilde{Q}_j^i(t) + \sum_{j \in \mathcal{P}_i} \tilde{P}_j^i(t) \right] + \sum_{t=h}^{h+H-2} \left[\sum_{j \in \mathcal{A}_i} Q_j^{*i, h-1}(t) + \sum_{j \in \mathcal{P}_i} P_j^{*i, h-1}(t) \right] \right\}$$

(VII.27)

où $\tilde{Q}_j^i(t)$ et $\tilde{P}_j^i(t)$ représentent des débits réellement déversés, alors que $Q_j^{*i, h-1}(t)$ et $P_j^{*i, h-1}(t)$ représentent les prévisions de débit obtenues par résolution du problème GCT_{h-1} .

Ici aussi, on peut proposer une évaluation linguistique de cette variation de délestage :

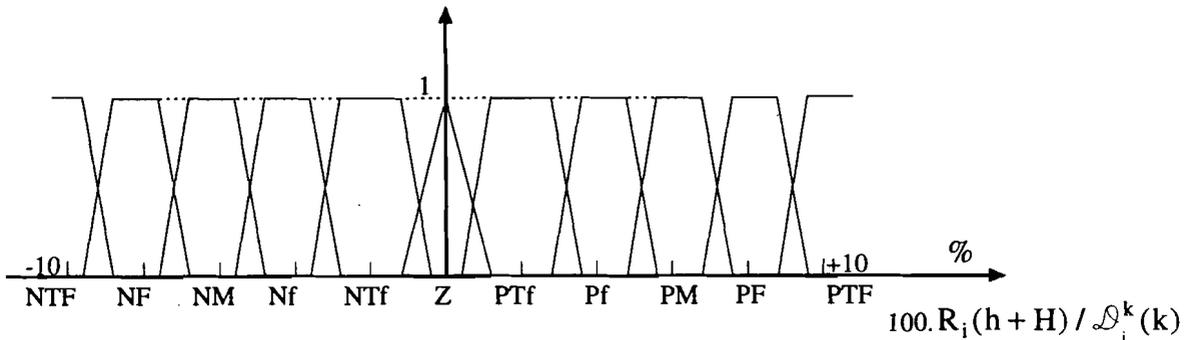


Figure VII.6 : Exemple d'évaluation linguistique de la variation de délestage

On adopte finalement l'expression suivante pour le délestage corrigé autorisé en h sur [h,h+H] :

$$L_i(h, H) = \bar{L}_i(h, H) + \lambda_i^h \cdot R_i(h + H - 1) \text{ avec } -1 < \lambda_i^h < +1 \quad (\text{VII.28})$$

où λ_i^h est le coefficient d'ajustement résultant de la défuzzification du résultat de l'application des entrées floues "flexibilité de la demande", "tendance de la demande" et "variation du délestage" à une base de règles tridimensionnelle telle que :

$\Delta R/\Delta D$	NTF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	Pf	PM	PF	PTF
NTF	PTF	PF	PM	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NF	PF	PF	PM	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NM	PM	PM	Pf	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Nf	Pf	Pf	Pf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NTf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
PTf	Nf	Nf	Nf	NTf	NTf	NTf	Z	PTf	PTf	PTf	PTf
Pf	Nf	Nf	Nf	NTf	NTf	NTf	Z	Pf	PTf	PTf	PTf
PM	NM	NM	NM	Nf	Nf	NTf	Z	PTf	PTf	PTf	PTf
PF	NF	NF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	Pf	Pf	Pf
PTF	NTF	NF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	PTf	Pf	Pf

Flexibilité Très faible

$\Delta R/\Delta D$	NTF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	Pf	PM	PF	PTF
NTF	PF	PF	PM	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NF	PM	PM	Pf	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NM	Pf	Pf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Nf	PTf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NTf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
PTf	NTf	NTf	NTf	NTf	NTf	NTf	Z	PTf	PTf	PTf	PTf
Pf	Nf	Nf	Nf	NTf	NTf	NTf	Z	PTf	PTf	PTf	PTf
PM	NM	NM	Nf	Nf	Nf	NTf	Z	PTf	PTf	PTf	PTf
PF	NM	NM	NM	Nf	Nf	Nf	Z	PTf	Pf	Pf	Pf
PTF	NF	NF	NM	NM	Nf	Nf	Z	PTf	Pf	Pf	Pf

Flexibilité faible

$\Delta R/\Delta D$	NTF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	Pf	PM	PF	PTF
NTF	PM	PM	Pf	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NF	Pf	PM	Pf	Pf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NM	Pf	Pf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z
Nf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z
NTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
PTf	NTf	NTf	NTf	NTf	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf
Pf	Nf	NTf	NTf	NTf	NTf	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf
PM	Nf	Nf	NTf	NTf	NTf	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf
PF	NM	Nf	Nf	NTf	NTf	NTf	Z	Z	PTf	PTf	Pf
PTF	NM	NM	Nf	Nf	NTf	NTf	Z	Z	PTf	Pf	PM

Flexibilité Moyenne

$\Delta R \Delta D$	NTF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	Pf	PM	PF	PTF
NTF	Pf	Pf	Pf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
NF	Pf	Pf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
NM	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
Nf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
NTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf
Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf	PTf	Pf
PTf	NTf	NTf	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf	Pf	Pf
Pf	NTf	NTf	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf	Pf	Pf
PM	NTf	NTf	NTf	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf	Pf	PM
PF	Nf	Nf	NTf	NTf	NTf	Z	PTf	PTf	Pf	PM	PM
PTF	Nf	Nf	Nf	NTf	NTf	Z	PTf	PTf	Pf	PM	PF

Flexibilité Grande

$\Delta R \Delta D$	NTF	NF	NM	Nf	NTf	Z	PTf	Pf	PM	PF	PTF
NTF	PTf	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf
NF	PTf	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf
NM	PTf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf
Nf	PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf
NTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf	Pf
Z	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	PTf	Pf	Pf
PTf	Z	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf	Pf	Pf
Pf	NTf	Z	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf	Pf	Pf
PM	NTf	NTf	Z	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf	Pf	PM
PF	NTf	NTf	NTf	Z	Z	Z	PTf	PTf	Pf	PM	PF
PTF	NTf	NTf	NTf	NTf	Z	Z	PTf	Pf	PM	PF	PTF

Flexibilité Très Grande

Tableaux VII.1 : Exemple de base de règles tridimensionnelle associé au coefficient d'ajustement du délestage

avec :

NTF: "Négatif Très Fort" NF: "Négatif Fort" NM: "Négatif Moyen"
 Nf: "Négatif Faible" NTf: "Négatif Très Faible" Z: "Zéro" PTf: "Positif Très Faible"
 Pf: "Positif Faible" PM: "Positif Moyen" PF: "Positif Fort" PTF: "Positif Très Fort"

pour l'échelle de sortie suivante :

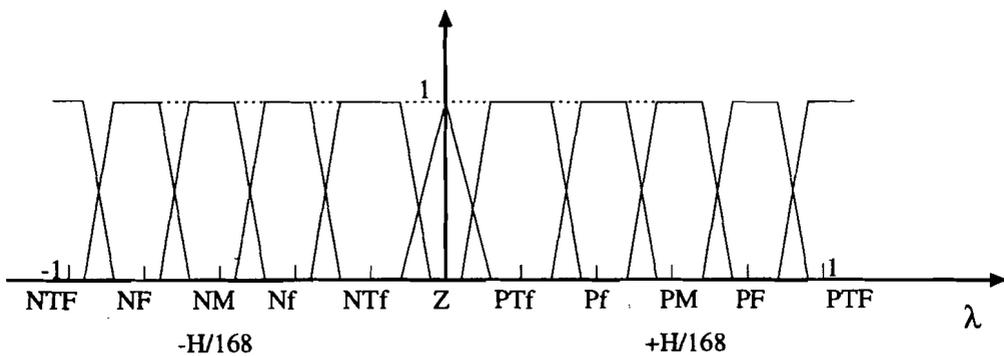


Figure VII.7 : Exemple d'évaluation linguistique du coefficient d'ajustement des lâchers

Compte tenu du caractère journalier de la demande, on peut adopter un raisonnement similaire à celui développé dans le paragraphe précédent, et proposer une règle d'ajustement des côtes minimales en fin de période pour les barrages-réservoirs :

$$Z_{i,h+H}^{\min} = \max \left\{ Z_i^{\min}, \min \left\{ Z_i^{\max}, Z_{i,h-1+H}^{\min} + \lambda_i^h \cdot \Delta t \cdot R_i (h + H - 1) / \tilde{\sigma}_i \right\} \right\} \quad i \in \mathbf{R} \quad (\text{VII.29})$$

avec $Z_{i,H+1}^{\min} = Z_{i,m}(1)$, où λ_i^h est déterminé à l'aide de la base de règles précédente et $\tilde{\sigma}_i$ est calculé à h pour $h+H-1$.

VII.5 Gestion de situations particulières

On peut considérer que l'opération d'un système de distribution d'eau est soumise à des aléas présents dans les apports d'eau en amont et dans les diverses demandes en aval d'une part, et d'autre part, aux aléas résultants de pannes et de défaillances des équipements installés. On peut donc distinguer plusieurs types de situations à gérer : gestion d'une situation de crue, gestion d'un déversement de produit polluant et gestion de pannes d'unités de prélèvement. A ces situations, peuvent s'ajouter d'autres situations telles que celles programmées pour maintenance d'un ou de plusieurs composants du système. On verra que, l'approche proposée pour la gestion à court terme, peut faire face de façon flexible à ces différents cas, par l'aménagement de la formulation du problème d'optimisation récurrent.

VII.5.1 Gestion d'une situation de crue

Dans ce cas, il s'agit d'utiliser le système de distribution d'eau pour évacuer le trop plein d'eau en amont, tout en assurant le remplissage optimal des barrages-réservoirs intermédiaires en fin de crue. Remarquons que ce problème devra être déjà traité au niveau de la gestion de long terme, afin de définir les déversements et les délestages à appliquer aussi dans cette situation au niveau de la semaine.

Dans cette situation de crue, la demande des usagers joue un rôle secondaire, et il s'agira plutôt de minimiser les déversements dans des voies d'eau déjà saturées (afin de diminuer le risque ou les effets des inondations), tout en assurant le remplissage des réservoirs successifs. Le problème de gestion pourra alors se formuler comme suit :

$$\min_{P_j^i(t), Q_j^i(t), d_i(t)} \sum_{i \in \mathbf{B}} \sum_{t=h}^{h+H-1} d_i(t) \quad (\text{VII.30})$$

sous les contraintes VII.2, VII.3, VII.4, VII.5 et les contraintes VII.7, VII.8 et VII.9 disparaissent pour les usagers ($j \in \tilde{\mathcal{P}}_i$, $\tilde{\mathcal{P}}_i \subset \mathcal{P}_i$, $i \in \mathbf{B}$) qui peuvent absorber un supplément de pompage sur l'horizon H . Les contraintes VII.10 deviennent :

$$(1 - \varepsilon_i) \cdot Z_i^{\max} \leq Z_i(h + H) \leq Z_i^{\max} \quad i \in \mathbf{R} \quad (\text{VII.31})$$

où les ε_i sont des nombres réels positifs petits devant 1, alors que les contraintes VII.11 disparaissent.

Il est possible d'établir, pour le gestionnaire, une règle de supervision qui fasse passer le problème de gestion de court terme, de sa formulation nominale à la formulation de crue ci-dessus, en remarquant que cette situation va se produire progressivement et apparaître au travers de symptômes tels que :

- atteinte des côtes maximales pour tous les biefs, en partant de l'amont,

- augmentation progressive des déversements (c'est ce qui garantit l'existence de solution pour le problème GCT_h),
- prévision d'apports supérieurs aux besoins et aux capacités d'évacuation par le système, sur un horizon supérieur ou égal à H.

On n'introduit pas dans cette liste de symptômes le niveau de satisfaction de la demande sur l'horizon $[h-1, h+H-2]$, car celle-ci peut être dépendante du sous dimensionnement du système et donc n'être pas caractéristique de la situation de crue.

Etant donnée la solution du problème de gestion de court terme à l'instant $h-1$ (GCT_{h-1}) :

$Z_i^*(t+1)$, $Q_j^*(t)$, $j \in \mathcal{D}_i$, $P_j^*(t)$, $j \in \mathcal{P}_i$, $d_i^*(t)$, $i \in \mathcal{B}$, $h \leq t \leq h+H-1$, on pourra décider de passer à la formulation de crue lorsque :

$\exists t, t \in [h, h+H-1]$ tel que $\forall \tau, t \leq \tau \leq h+H-1$:

$$\left. \begin{array}{l} Z_i^*(\tau+1) \geq (1 - \varepsilon_i) \cdot Z_i^{\max} \\ \text{et} \\ d_i^*(\tau) \geq d_i^{\min} \end{array} \right\} \forall i \in \mathcal{B} \quad (\text{VII.32})$$

et

$$\sum_{i \in \mathcal{B}} \sum_{t=h}^{h+H} a_i^h(t) \geq (1 - \xi_i) \left[\sum_{i \in \mathcal{B}} \left(\sum_{j \in \mathcal{P}_i} P_j^{\max} + \sum_{j \in \mathcal{D}_i} Q_j^{\max} \right) \cdot H \right] \quad (\text{VII.33})$$

où $a_i^h(t)$ est la prévision des apports en i à l'instant t , réalisée à l'instant h , $\tilde{\mathcal{D}}_i$ est l'ensemble des exutoires du bief i et où ξ_i est un nombre réel positif petit devant 1.

On reviendra à la formulation nominale du problème de gestion de court terme dès que (instant h_1) cette condition ne sera plus satisfaite, de façon à reprendre une politique conservatrice vis à vis de la réserve en eau. On réinitialisera les Z_{i, h_1+H}^{\min} à la dernière valeur prédite par le problème de gestion de crue.

La règle de gestion proposée présente un caractère empirique et ses performances dépendent de différents facteurs :

- choix des paramètres d'écart ε_i et ξ_i et des niveaux d_i^{\min} , $i \in \mathcal{B}$,
- qualité des prévisions concernant la demande (dans un moindre degré) et les apports (au plus haut degré).

D'autres règles existent dans la pratique, mais en général, elles ne dépendent pas de la résolution récurrente de problèmes d'optimisation associés à la gestion de court terme. La règle proposée ci-dessus pourrait être "fuzzifiée" afin de tenir compte des imprécisions sur les prévisions concernant les apports.

VII.5.2 Gestion d'un déversement de produits polluants

On suppose que cette situation a été envisagée lors de la conception du système de distribution d'eau, et qu'il existe quelques équipements et procédures prévues pour traiter celle-ci : l'eau polluée peut être rejetée sur des bassins latéraux ou canalisée sur certaines voies, ou encore évacuée en aval au niveau de certains exutoires. Il s'agira donc de déterminer la zone affectée par cette pollution et de changer les objectifs et les contraintes de gestion, en ce qui la

concerne. On se place ici dans le cas où le type de pollution considérée peut être éliminée par dilution.

Soit B_h^p l'ensemble des biefs directement pollués à l'instant h et leurs biefs situés en aval, soit $\mathcal{P}_h^p(i)$, $i \in B$, l'ensemble des points de pompage vers les bassins latéraux et $\mathcal{L}_h^p(i)$, $i \in B$, l'ensemble des exutoires du système associés à la zone polluée, on pourra alors avoir pour le problème de gestion à court terme :

$$\max_{P_j^i(t), Q_j^i(t)} \sum_{t=h}^{h+H-1} \left\{ \sum_{i \in B} P_j^i(t) + \sum_{i \in B_h^p} \left[\sum_{j \in \mathcal{P}_h^p(i)} P_j^i(t) + \sum_{j \in \mathcal{L}_h^p(i)} Q_j^i(t) \right] \right\} \quad (\text{VII.34})$$

sous les contraintes VII.2, VII.3, VII.4, VII.5, VII.6.

La contrainte VII.7 s'appliquera uniquement aux pompages des biefs non contaminés, la demande associée aux biefs contaminés sera totalement ignorée. Les contraintes VII.9 seront remplacées par :

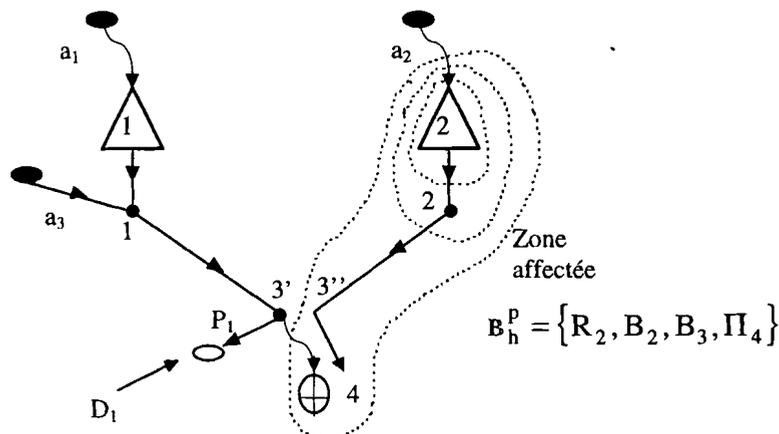
$$Z_i^{\min} \leq Z_i(h+H) \leq Z_i^{\max} \quad (\text{VII.35})$$

Les contraintes VII.10 resteront inchangées, en ce qui concerne les barrages-réservoirs non contaminables par la pollution actuelle, alors qu'elles s'écriront sous la forme (en fait on souhaite minimiser la réserve d'eau contaminée présente dans le système le plus vite possible) :

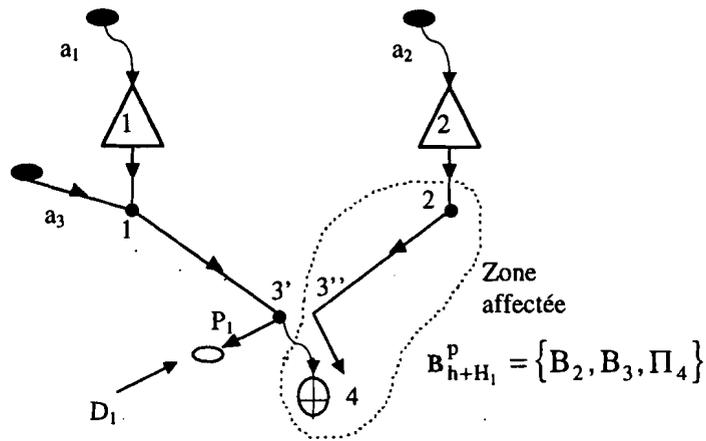
$$Z_i^{\min} \leq Z_i(h+H) \leq Z_i^{\max} \quad i \in B_h^p \quad (\text{VII.36})$$

Les contraintes VII.11 seront maintenues pour les barrages-réservoirs non contaminés.

A mesure que les biefs (en partant de l'amont) seront restaurés dans leur salubrité, on retrouvera la formulation nominale du problème d'optimisation associé à la gestion de court terme. Par exemple, si l'on considère, dans le système représenté à la figure VIII.3, qu'un agent polluant a été apporté dans le barrage-réservoir numéro 2, et qu'au niveau de la connexion numéro 3 il est possible de canaliser le débit q_{23} sur l'exutoire numéro 4, on aura pour le système, en période de crise, la représentation suivante (où Π_4 représente l'exutoire du système) :



puis :



et

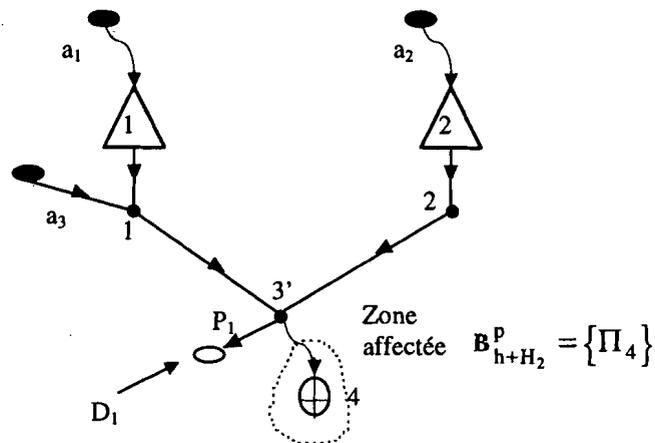
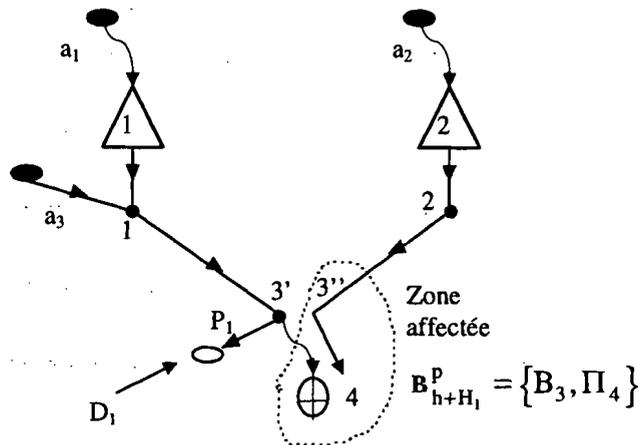


Figure VII.8 : Exemples d'évolution de la zone polluée

VII.5.3 Gestion en présence d'une panne d'une unité de prélèvements

On considère le cas où une unité de pompage $j_0(i_0)$ vient de tomber en panne à un instant compris entre h_0-1 et h_0 , et on suppose ici que l'on a une estimation de son temps moyen de réparation \bar{t}_{h_0} (supposé de l'ordre de quelques heures avec $\bar{t}_{h_0} < H$).

Dans ce cas, le problème d'optimisation récurrent s'écrit pour $h = h_0, h_0+1, \dots$:

$$\max_{P_j^i(t), Q_j^i(t)} \left[\sum_{i \in \mathbf{B}} \sum_{\substack{j \in \mathcal{P}_i \\ j \neq j_0(i_0)}}^{h+H-1} P_j^i(t) + \sum_{t=h+t_{h_0}}^{h+H-1} P_{j_0}^{i_0}(t) \right] \quad (\text{VII.37})$$

sous les contraintes VII.2, VII.3, VII.4, VII.5 et :

$$P_j^{i \min} \leq P_j^i(t) \leq P_j^{i \max} \quad i \in \mathbf{B}, j \in \mathcal{P}_i, j \neq j_0(i_0), h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.38})$$

$$P_{j_0}^{i \min} \leq P_{j_0}^{i_0}(t) \leq P_{j_0}^{i \max} \quad h + \bar{t}_h \leq t \leq h + H - 1 \quad (\text{VII.39})$$

$$P_j^i(t) \leq D_j^{i h}(t) \quad i \in \mathbf{B}, j \in \mathcal{P}_i, j \neq j_0(i_0), h \leq t \leq h+H-1 \quad (\text{VII.40})$$

$$P_{j_0}^{i_0}(t) \leq D_{j_0}^{i_0 h}(t) \quad h + \bar{t}_h \leq t \leq h + H - 1 \quad (\text{VII.41})$$

Les contraintes VII.8, VII.9, VII.10 et VII.11 restent inchangées.

La résolution du problème ainsi formulé sera répétée jusqu'à ce que l'unité de prélèvement soit réparée. L'instant \bar{t}_h sera donné par : $\bar{t}_h = \max\{\bar{t}_{h-1} - 1, 1\}$ tant que l'unité de prélèvement ne sera pas réparée. Une fois réparée, on reviendra à la formulation nominale du problème d'optimisation récurrent.

Il est clair que, plus la demande au niveau de l'unité de pompage défectueux sera flexible (voir paragraphe VII.4.1), plus il sera possible pour le système d'absorber cet aléas sans trop pénaliser les usagers concernés.

VII.5.4 Gestion en présence d'une opération de maintenance

A certaines périodes de l'année, le niveau d'utilisation prévu du système permet de programmer des activités de maintenance de plus ou moins grande ampleur (durée, zone et équipements traités). En général, les périodes propices correspondent à de faibles niveaux de demande (système de distribution) ou d'apports (système de captation et stockage).

Ces opérations n'affectent, en général, qu'une partie du système, alors que l'autre partie devra continuer à opérer de façon aussi nominale que possible. En ce qui concerne la zone affectée (zone sous maintenance directe et système aval), il est possible d'anticiper l'arrêt du service en reportant une partie de la demande sur des périodes immédiatement antérieures et postérieures à la période de maintenance. Ainsi, dans le cas où le bief i_0 serait prévu en maintenance sur la période $[h_1, h_2]$ avec $h < h_1 < h_2 < h+H-1$, le problème de gestion de court terme s'écrirait sous la forme VII.1 à VII.11 avec par exemple les modifications suivantes :

$$\text{contraintes VII.5 : } Q_j^{i_0}(t) = 0 \quad \forall j \in \mathcal{A}_{i_0}, \forall t \in [h_1, h_2]$$

$$\text{contraintes VII.6 : } 0 \leq P_j^{i_0}(t) \leq P_j^{i_0 \max}, \forall j \in \mathcal{P}_{i_0}, \forall t \in [h_1, h_2]$$

$$\text{contraintes VII.10 : } Z_{i_0}^{\min} \leq Z_{i_0}(h+H) \leq Z_{i_0}^{\max}$$

VII.6 Éléments pour la supervision de la gestion de court terme

On a vu au cours des paragraphes précédents, que suivant la situation, il est possible d'adapter le problème d'optimisation récurrent associé à la gestion de court terme (GCT_h) en redéfinissant son critère d'optimisation et/ou ses contraintes de bornes, tout en maintenant sa linéarité globale. On a vu aussi que la Logique Floue permettait de fixer de façon systématique le niveau de certaines bornes, afin d'adapter celles-ci à la situation courante. Face à la multiplicité des cas possibles (forts aléas climatiques et météorologiques, pannes et

incidents divers, interventions programmées des équipes de maintenance du système), il semble intéressant d'essayer de formaliser un processus de génération en ligne du problème d'optimisation associé à la gestion de court terme, quitte à ménager à l'opérateur humain une possibilité d'intervention sur chacun des éléments du problème (notamment lorsque le problème d'optimisation obtenu n'a pas de solution numérique) et à réaliser des simulations d'évaluation et de validation dans des situations atypiques.

Le problème d'optimisation récurrent de court terme présente cinq composantes principales qui, au vu du paragraphe précédent, sont telles que :

1°) Le critère d'optimisation semble pouvoir garder une structure additive linéaire dans tous les cas, mais d'une situation à une autre, les variables mises en jeu par celui-ci pourront être très différentes. On peut donc écrire ce critère sous la forme générique :

$$\max_{P_j^i(t), Q_j^i(t), Z_i(t), d_i(t)} \sum_{i \in B} \sum_{t=h}^{h+H-1} [\alpha_i(t) Z_i(t+1) + \beta_i(t) d_i(t) + \sum_{j \in \Delta_i} \gamma_j^i(t) Q_j^i(t) + \sum_{j \in \rho_i} \delta_j^i(t) P_j^i(t)] \quad (\text{VII.42})$$

où les paramètres $\alpha_i(t)$, $\beta_i(t)$, $\gamma_j^i(t)$ et $\delta_j^i(t)$ prendront leurs valeurs dans $\{-1, 0, +1\}$, suivant la situation.

Remarquons que dans la fonction objectif, il n'a pas été nécessaire d'introduire des pondérations subjectives des différentes variables, puisqu'on s'est attaché, par ailleurs, à définir au mieux les niveaux autorisés pour chacune de ses variables.

2°) Les équations d'évolution de la côte aval des biefs ne subiront, sauf événement majeur qui remettrait complètement en question l'opération du système, aucune variation autre que celle de leurs paramètres de transfert ($\tilde{h}_{t-\tau}^{ij}$ et $\tilde{\sigma}_i$) qui sont supposés évoluer lentement en fonction du niveau d'utilisation des biefs.

3°) La demande en eau, au niveau de chaque utilisateur, pourra être laissée totalement libre ou au contraire fortement amputée, compte tenu de l'évolution des niveaux des réserves et de l'état opérationnel du système.

4°) Les niveaux des délestages autorisés sur l'horizon courant subiront le même type de traitement que les niveaux de demandes autorisés. On a, en ce qui les concerne, décrit au paragraphe VII.4.2 une méthode de définition de ces niveaux, faisant appel à la Logique Floue. Ce type de méthode pourrait être aussi mis en œuvre pour déterminer les niveaux de demandes autorisés.

5°) En ce qui concerne les contraintes de bornes, celles-ci présentent une situation nominale (contrainte de salubrité d'un côté, contrainte de capacité maximale de l'autre) qui peut être altérée par un événement aléatoire (pannes, arrêts d'urgence) ou par un événement programmé (opérations de maintenance préventive). En général, l'évolution de celles-ci est étroitement liée à celle de la composition du critère d'optimisation.

Ainsi, on peut distinguer trois étapes dans la formulation adaptative du problème d'optimisation récurrent associé à la gestion de court terme :

Dans une première étape, il s'agira d'identifier la situation afin de choisir une politique de gestion. Celle-ci se traduira, au niveau de chaque usager potentiel, par la définition d'une demande nette à partir de sa demande brute, correspondant à l'évolution de ses besoins. Ainsi, suivant l'état opérationnel du système et suivant que la ressource en eau est jugée très excédentaire, excédentaire, juste suffisant, en déficit léger ou en fort déficit, on recherchera au niveau de tous ou partie des points de prélèvements :

- la satisfaction totale de la demande (demande révélée ou brute),

- la satisfaction partielle de la demande (demande nette),
- la satisfaction sélective de la demande (demande minimale),
- la satisfaction d'autres objectifs (demande nulle).

Ceci peut être représenté par le schéma suivant :

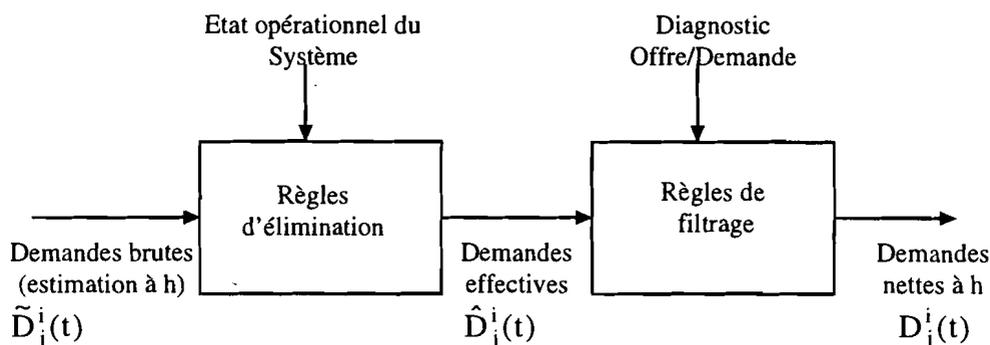


Figure VII.9 : Définition de la demande nette

Par exemple, dans le cas de l'occurrence d'une pollution traitée au paragraphe VII.5.2 (voir figure VII.7), la demande D_1 est éliminée du problème, tant que le barrage 2 et le bief (2,2) ne sont pas dépollués.

En fait ces règles seront de nature purement algorithmique et utiliseront en entrée :

- 1°) les caractéristiques des anomalies constatées : nature, durée prévue et localisation,
- 2°) la structure actuelle du système de distribution représentée par un graphe orienté sans circuits,

de façon à définir la zone d'influence de ces anomalies. Afin d'éviter l'aspect combinatoire associé aux diverses situations opérationnelles possibles (si n pannes sont possibles, il faudrait considérer en théorie 2^n situations), on peut imaginer que l'algorithme sera relancé pour chaque panne présente dans le système.

En ce qui concerne le diagnostic offre/demande, celui-ci pourra être réalisé par la définition d'un indice de satisfaction de la demande, calculé à partir de la solution de GCT_{h-1} et de corrections tenant compte de la tendance des apports, de la demande et de l'effet de report de ressources dû à des incidents constatés dans d'autres parties du système pendant la période $h-1$. Cet indice de satisfaction pourra être donné par :

$$I_j^i(h) = \left[\sum_{t=h}^{h+H-1} \hat{D}_j^i(t) + \delta D_j^i(h) \right] / \left[\sum_{t=h-1}^{h+H-2} P_j^i(t) + \delta O_j^i(h) \right] \quad (\text{VII.43})$$

où $\delta O_j^i(h)$ représente la correction apportée au niveau de l'offre et $\delta D_j^i(h)$ représente la correction apportée au niveau de la demande. $\delta O_j^i(h)$ sera constitué d'une partie des prélèvements gelés par un incident débutant pendant la période $h-1$, auquel s'ajoutera (ou se retranchera) une partie de la tendance à la hausse (ou à la baisse) des apports en amont de $j(i)$.

Ces répartitions entre les différents points de prélèvement en opération dépendront fortement de la structure (graphe orienté sans circuits et retards) du système de distribution.

Supposant que la demande brute, prédite en h pour $j(i)$ à l'instant t , est telle que :

$$\tilde{D}_j^i(t) = D_j^{i \min}(t) + \Delta D_j^i(t) \quad (\text{VII.44})$$

où $D_j^{i \min}(t)$ est un niveau de demande à satisfaire de façon impérative (mais malheureusement pas de façon absolue), on pourra définir deux seuils s_j^{i1} et s_j^{i2} ($0 < s_j^{i1} < s_j^{i2}$) tels que :

$$\text{Si } I_j^i(h) \geq s_j^{i2} \text{ alors } D_j^i(t) = \tilde{D}_j^i(t)$$

$$\text{Si } s_j^{i1} \leq I_j^i(h) < s_j^{i2} \text{ alors } D_j^i(t) = D_j^{i \min} + \left\{ \frac{I_j^i(h) - s_j^{i1}}{s_j^{i2} - s_j^{i1}} \right\} \Delta D_j^i(t)$$

$$\text{Si } I_j^i(h) < s_j^{i1} \text{ alors } D_j^i(t) = D_j^{i \min}(t)$$

où $D_j^i(t)$ sera la demande nette considérée en h pour $j(i)$ à l'instant t et qui sera utilisée dans la formulation du problème GCT_h .

Il est clair que suivant la qualité des informations disponibles sur la demande brute, une version "floue" de ces règles pourra être mise en œuvre.

Dans une deuxième étape, il s'agira de définir un ensemble de règles permettant de formuler le critère d'optimisation et les contraintes de bornes actives sur toute ou partie de la période $[h, h+H-1]$, à partir de l'état opérationnel du système de distribution. En fait, si certaines situations opérationnelles peuvent coexister (par exemple situation de crue avec des unités de pompage en panne), d'autres sont mutuellement exclusives. Adoptant par défaut la formulation VII.1 à VII.11, l'activation de ces règles viendra en modifier la formulation. Dans le paragraphe VII.5, plusieurs situations opérationnelles ont été envisagées, conduisant à la définition de plusieurs de ces règles. L'ensemble de ces règles pourra être structuré en une base de règles dans laquelle certaines seront absolues :

- par exemple si l'élément $j(i)$ est en panne entre t et $(t+T_{ij})$, la variable opérationnelle correspondante (P , Q , Z ou S) sera absente du critère d'optimisation et ne sera pas soumise directement à des contraintes de borne pendant cet intervalle de temps,

et d'autres relatives :

- par exemple s'il y a une situation de crue, cela n'empêchera pas la présence (pour d'autres raisons) d'éléments autres que les déversements dans le critère d'optimisation.

Finalement, **dans une troisième étape**, il sera possible de mettre en œuvre des techniques basées sur la Logique Floue pour définir le niveau de certaines contraintes variables. C'est ce qui a été par exemple développé en VII.4.2 pour la détermination des niveaux des réserves et des biefs en fin de période d'optimisation courante ($h+H-1$).

Afin de faciliter l'intervention du gestionnaire au niveau de la formulation du problème d'optimisation récurrent de court terme, chacune de ses étapes pourra lui fournir des indicateurs sur un tableau de bord. Celui-ci pourra alors, soit valider les résultats intermédiaires de la supervision automatique, soit modifier certains paramètres du problème GCT_h , soit effectuer des simulations à partir de différents scénarios afin d'en extraire une solution courante acceptable pour lui.

Le processus de supervision de la gestion de court terme peut alors être schématisé par la figure suivante :

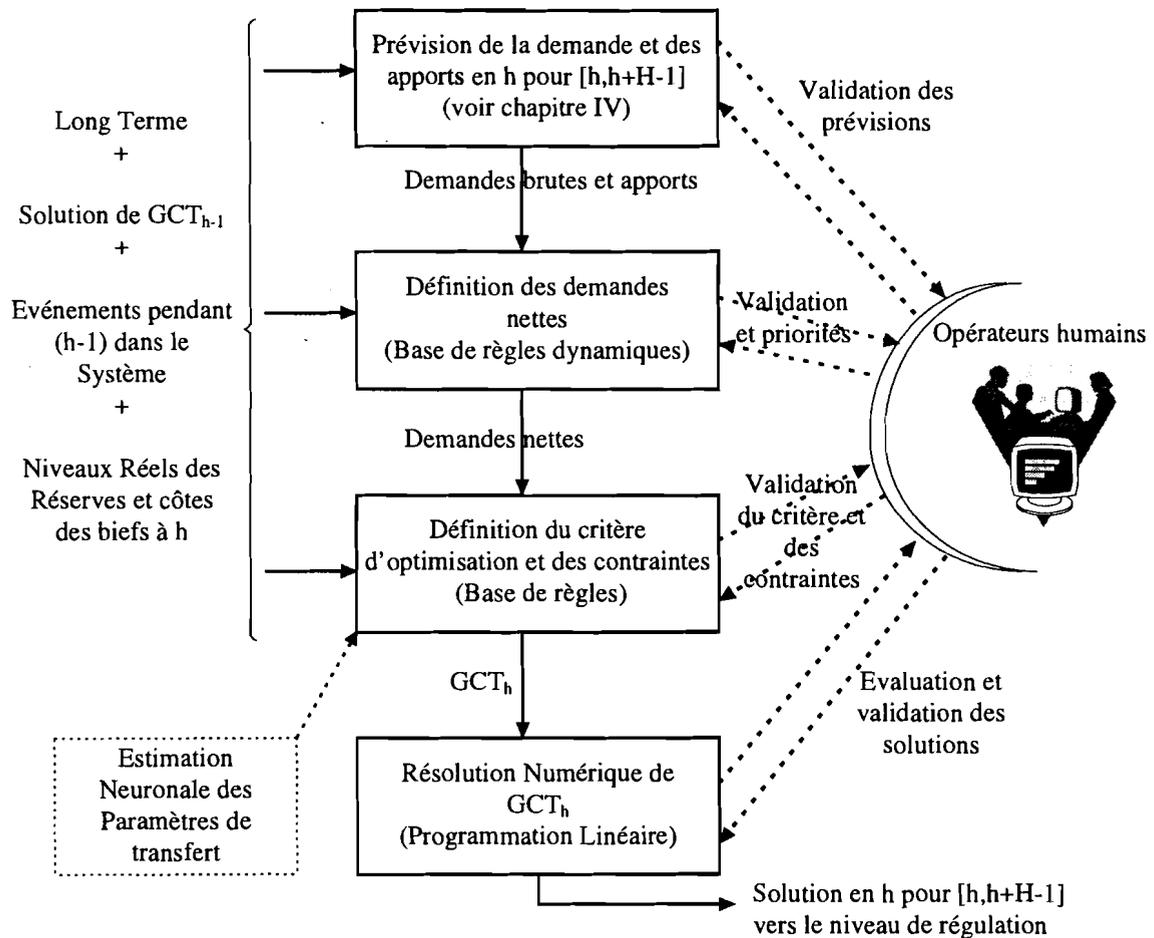


Figure VII.10 : Organisation modulaire de la supervision de la gestion de court terme

VII.7 Conclusion

L'approche présentée dans ce chapitre, pour mener à bien la gestion de court terme (base horaire projetée sur quelques jours) d'un système de distribution d'eau, s'appuie sur la formulation récurrente d'un problème d'optimisation, dont les contraintes doivent être en accord avec la situation opérationnelle du système et avec les objectifs à moyen terme, fixés par le niveau de gestion de long terme. Il a été montré qu'une formulation globalement linéaire de ce problème (rendue possible par le choix de modélisation des transferts et l'approche adaptative retenue) permet de couvrir une grande diversité de situations. Ici aussi, les techniques d'aide à la décision basées sur la Logique Floue, présentent un intérêt certain pour la définition du niveau des contraintes de bornes variables.

La complexité et la diversité des situations à affronter à court terme conduisent alors à structurer un système d'aide à la décision pour la définition du problème d'optimisation courant. Ce système d'aide à la décision constitue en fait un élément essentiel pour la supervision de la gestion de court terme. Le niveau de gestion de court terme fournira donc, par une approche adaptative et sur une base horaire, des consignes de prélèvement et de niveaux de côtes pour les biefs au système de régulation associé à l'instrumentation (capteurs et actionneurs) installée tout au long du système de captation, transport et distribution de

l'eau. Le niveau de gestion de court terme ainsi conçu, semble être compatible avec les approches les plus récentes dans le domaine de l'automatisation de la régulation des systèmes hydrauliques à surface libre (du fait qu'il peut fixer des consignes de côtes et de prélèvements) [Sawadogo et al. 1998], [Malaterre et al. 1998], [Litrico et al. 1998], [El Fawal et al. 1998].

Dans le chapitre VIII, l'approche de gestion à court terme proposée dans le présent chapitre est appliquée au système considéré à titre d'exemple dans le cadre de la gestion de long terme. La résolution du problème d'optimisation récurrent de court terme sera menée à bien par une spécialisation de l'algorithme primal du Simplexe de la Programmation Linéaire [Faye et al. 1998a].



CHAPITRE VIII

MISE EN ŒUVRE ET RESOLUTION NUMERIQUE

Ce chapitre concerne d'abord l'illustration des techniques basées sur la Logique Floue, pour la formulation des problèmes de gestion de court terme et de long terme et ensuite la description de méthodes spécialisées de la Programmation Mathématique pour résoudre numériquement ces problèmes.

VIII.1 Introduction

Dans ce chapitre, on considère successivement les problèmes d'optimisation associés à la gestion de long terme et de court terme d'un système de stockage/transfert/distribution de moyenne complexité. Dans chacun des cas, on est amené d'une part à illustrer l'utilisation des méthodes issues de la Logique Floue qui ont été proposées dans les chapitres antérieurs pour affiner la formulation du problème d'optimisation, et d'autre part, on est amené à proposer des aménagements significatifs aux méthodes standards de Programmation Mathématique mises en œuvre pour leur résolution numérique.

Ainsi, pour le long terme, la Logique Floue permettra de mieux définir le critère d'optimisation alors que l'on sera amené à adapter la méthode de résolution numérique basée essentiellement sur la Programmation Dynamique.

En ce qui concerne le court terme, la Logique Floue permettra de mieux définir le niveau des contraintes terminales alors que l'on sera amené à adapter la méthode de résolution numérique basée essentiellement sur la Programmation Linéaire.

Des résultats numériques détaillés seront présentés à la fois dans le cadre du long terme et du court terme pour le cas d'étude considéré.

VIII.2 Résolution du problème récurrent d'optimisation des délestages associé à la gestion de long terme GLT_k

Le problème d'optimisation associé à la gestion de long terme GLT_k , considéré à l'instant k et formulé comme indiqué au paragraphe VI, peut se mettre directement sous la forme séparable séquentielle suivante :

$$\min J^k = \sum_{\ell=k}^{k+51} L^k(\underline{x}(\ell), \underline{u}(\ell), \ell) \quad (\text{VIII.1})$$

sous les contraintes :

$$\begin{cases} \underline{x}(\ell+1) = \mathbf{A}^\ell \underline{x}(\ell) + \mathbf{B} \underline{u}(\ell) + \underline{e}(\ell) \\ \underline{x}(\ell) \in \mathbf{X}(\ell) \quad \underline{x}(0) \text{ donné} \\ \underline{u}(\ell) \in \mathbf{U}(\ell) \end{cases} \quad (\text{VIII.2})$$

$$\underline{x}(\ell) = [S_1^k(\ell), \dots, S_N^k(\ell)]^T$$

$$\text{où : } \underline{u}(\ell) = [Q_1^k(\ell), \dots, Q_M^k(\ell), P_1^k(\ell), \dots, P_L^k(\ell), d_1^k(\ell), \dots, d_N^k(\ell)]^T$$

$$\underline{e}(\ell) = [A_1^k(\ell), \dots, A_N^k(\ell)]^T$$

$\mathbf{A}^\ell = \text{diag}\{1 - \rho_i(\ell), i = 1 \text{ à } N\}$ est une matrice composée de coefficients pris dans $\{-1, 0, +1\}$. \mathbf{B} est une matrice composée de coefficients pris dans $\{-1, 0, +1\}$, avec N représentant le nombre total de barrages-réservoirs, M le nombre total de points de connexion et R le nombre total de groupes d'utilisateurs considérés.

$$L^k(\underline{x}(\ell), \underline{u}(\ell), \ell) = \sum_{i=1}^N L_i^k(\underline{u}(\ell)) = \sum_{i=1}^N \varphi_{k\ell} \left(D_i^k(\ell), P_i^k(\ell) \right)$$

$$\mathbf{X}(\ell) = \left\{ \underline{x}(\ell) : \underline{x}_{\min} \leq \underline{x}(\ell) \leq \underline{x}_{\max} \right\} \text{ où } \underline{x}_{\min} = [S_1^{\min}, \dots, S_N^{\min}]^T \text{ et } \underline{x}_{\max} = [S_1^{\max}, \dots, S_N^{\max}]^T$$

$$\mathbf{U}(\ell) = \left\{ \underline{u}(\ell) : \underline{u}_{\min} \leq \underline{u}(\ell) \leq \underline{u}_{\max} \right\} \cup \prod_{i \in I} \left\{ \underline{u}(\ell) : \underline{c}_i^T \cdot \underline{u}(\ell) = 0 \right\}$$

avec $\underline{u}_{\min} = \underbrace{[0 \dots 0]}_{M+N+R}^T$, $\underline{u}_{\max} = [Q_1^{\max}, \dots, Q_M^{\max}, P_1^{\max}, \dots, P_L^{\max}, \tilde{a}_1, \dots, \tilde{a}_N]^T$, où les \tilde{a}_i

sont des majorants des apports hebdomadaires dans les barrages-réservoirs.

Les contraintes $\underline{c}_i^T \cdot \underline{u}(\ell) = 0$, $i \in I$, correspondent aux expressions (VI.4) de conservation des flux au niveau des points intermédiaires, les composantes des vecteurs \underline{c}_i sont prises dans $\{-1, 0, +1\}$.

Compte tenu de la structure séparable (du critère) et séquentielle des contraintes (équations d'états avec contraintes unitemporelles sur l'état \underline{x} et la commande \underline{u}) et de la non convexité du critère, la Programmation Dynamique apparaît ici aussi être une méthode potentielle de résolution de ce problème d'optimisation [Mawer et al. 1974] [Hajilal et al. 1998].

Pourtant, la nécessaire discrétisation des domaines de variation des variables d'état (\underline{x}) et de commande (\underline{u}) conduit à des difficultés numériques au niveau de la satisfaction des équations d'état (VI.2) et des contraintes de continuité (VI.4).

Afin de traiter celles-ci de manière homogène, on introduit, de façon artificielle, des variables d'état complémentaires associées aux points de connexion intermédiaires (les biefs) et caractérisées par les équations d'état :

$$s_i^k(\ell + 1) = s_i^k(\ell) + \sum_{j \in \Gamma_i^{-1}} Q_j^k(\ell) - \sum_{j \in \Gamma_i} Q_j^k(\ell) + \sum_{j \in \mathcal{A}_i} A_i^k(\ell) - \sum_{i \in \mathcal{P}_i} P_i^k(\ell) \quad i \in I \quad (\text{VIII.3})$$

avec :

$$0 \leq s_i^k(\ell) \leq \varepsilon_i \quad i \in I, k \leq \ell \leq k+51 \quad (\text{VIII.4})$$

où ε_i est la capacité maximale du bief i ($\varepsilon_i \ll S_j^{\min}$, $\forall i \in I, \forall j \in \mathcal{R}$).

Une autre approche aurait été d'introduire une forte pénalité, dans le critère d'optimisation, appliquée aux erreurs des contraintes de conservation. Cette approche n'a pas été retenue car elle conduirait à dénaturer ce critère d'optimisation, défini par ailleurs de façon très méthodique (voir paragraphe VI.4).

En ce qui concerne la mise en œuvre séquentielle de la Programmation Dynamique, compte tenu du fait que l'on travaille en horizon fuyant, et qu'à chaque pas on doit, en principe, redéfinir les demandes hebdomadaires (et donc modifier le critère), celle-ci sera faite à partir de l'état initial, dans le sens des temps croissants (approche "feed-forward").

Définissant alors $I^k(x, \ell)$ par :

$$I^k(x, \ell) = \min_{h=k, k+1, \dots, \ell} \sum_{h=k}^{\ell} L(\underline{x}, \underline{u}, h) \quad (\text{VIII.5})$$

avec $J^k = I^k(x, k+51)$,

on obtient une relation récurrente temporelle de la forme :

$$I^k(x, \ell) = \min_{\underline{u}(\ell)} \{L^k(\underline{x}, \underline{u}, \ell) + I^k(x, \ell - 1)\} \quad \ell = k+1, \dots, k+51 \quad (\text{VIII.6})$$

avec $\underline{u}(\ell) \in U^*(\ell)$, $\underline{x}(\ell) \in X^*(\ell)$, où $U^*(\ell)$ et $X^*(\ell)$ représentent les domaines de variation discrets de $\underline{u}(\ell)$ et $\underline{x}(\ell)$.

A l'instant initial, on aura :

$$I^k(x, k) = \min_{\underline{u}(k)} L^k(x, \underline{u}, k), \quad \underline{u}(k) \in U^*(k) \quad (\text{VIII.7})$$

Finalement, si l'on tient compte du fait que le graphe reliant maintenant les variables d'états (réserves réelles ou fictives) est sans cycle, on peut réordonner les variables d'état par ordre croissant en tenant compte de la relation de préordre qu'il représente. Par exemple, si on reprend le système représenté à la figure (V.3), on aura :

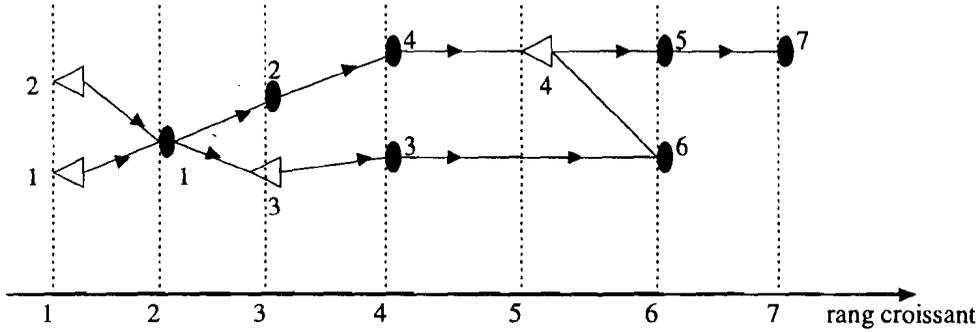


Figure VIII.1 : Représentation "rangée" du graphe support d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau

La relation de récurrence peut alors s'écrire :

$$I^k(x, \ell) = \min_{\underline{u}(\ell)} \left\{ \sum_{r=1}^R \sum_{i \in \mathcal{R}_r} \varphi_{k\ell} \left(D_{ni}^k(\ell), P_{ni}^k(\ell) + I^k(x, \ell - 1) \right) \right\} \quad (\text{VIII.8})$$

où \mathcal{R}_r est l'ensemble des sommets de rang r dans le graphe associé au système.

Définissant alors :

$$\Theta^k(x, \ell, r) = \min_{\underline{u}_r(\ell)} \left\{ I^k(x, \ell - 1) + \sum_{h=1}^r \sum_{i \in \mathcal{R}_h} \varphi_{k\ell} \left(D_{ni}^k(\ell), P_{ni}^k(\ell) \right) \right\} \quad (\text{VIII.9})$$

où $\underline{u}_r(\ell)$ est l'ensemble des débits et pompages associés aux sommets de rang r .

On a la relation de récurrence spatiale :

$$\Theta^k(x, \ell, r) = \min_{\underline{u}_r(\ell)} \left\{ \Theta^k(x, \ell, r - 1) + \sum_{i \in \mathcal{R}_r} \varphi_{k\ell} \left(D_{ni}^k(\ell), P_{ni}^k(\ell) \right) \right\} \quad (\text{VIII.10})$$

avec $\Theta^k(x, \ell, r) = I^k(x, \ell)$.

Ainsi, la solution du problème GLT_k sera obtenue par une application du principe d'optimalité à deux niveaux : d'une part, suivant la dimension temporelle, sur tout l'horizon de gestion à long terme et d'autre part, suivant la dimension spatiale, au système, de ses sources à ses exutoires.

Il est clair qu'une application directe de la Programmation Dynamique dans ces conditions, conduira à un volume de calculs conséquent (même s'il ne croît "que" de façon polynomiale avec le nombre de périodes de temps considérées et le nombre de sommets du graphe).

Ainsi, une approche numérique en deux étapes a été développée : tout d'abord on considère une solution approchée qui permet de limiter l'espace de recherche de la solution, puis on résout le problème réduit.

L'approche numérique retenue considère alors deux situations :

1°) **Au début de la période initiale de gestion** : on résoudra d'abord le problème linéaire suivant :

$$\max \sum_{\ell=1}^{52} \sum_{i \in \mathcal{U}} P_i^1(\ell) \quad (\text{VIII.11})$$

sous les contraintes VI.2, VI.3, VI.5, VI.6, VI.7, VI.9,

où les contraintes VI.2, VI.3, VI.6 et VI.9 sont étendues aux biefs ($i \in \mathcal{B} \cup \mathcal{I}$) comme indiqué en VIII.3 VIII.4, auxquelles on ajoute les contraintes :

$$0 \leq P_i^1(\ell) \leq \min\{P_i^{\max}, D_i^1(\ell)\} \quad i \in \mathcal{U}, 1 \leq \ell \leq 52 \quad (\text{VIII.12})$$

Ce problème n'est qu'une approximation du problème considéré au départ, il permet pourtant d'obtenir une solution admissible qui, tout en cherchant à satisfaire la demande, économise le volume des délestages. Il produit donc une solution qui va dans la direction recherchée et qui peut être un point de départ acceptable pour la résolution du problème GLT_k.

On vérifie que ce problème présente la même structure que le problème d'optimisation associé à la gestion de court terme et peut donc être résolu de façon efficace par l'algorithme primal du Simplexe présenté au sous-paragraphe VIII.4.4.

Soit alors $(\tilde{S}_i^1(\ell), \tilde{Q}_j^1(\ell), \tilde{d}_i^1(\ell), \tilde{P}_i^1(\ell))$ la solution de ce problème. Définissant autour de cette solution un intervalle tel que :

$$\max\{S_i^{\min}, (1 - \eta)\tilde{S}_i^1(\ell)\} \leq S_i^1(\ell) \leq \min\{S_i^{\max}, (1 + \eta)\tilde{S}_i^1(\ell)\}, i \in \mathcal{B} \cup \mathcal{I}, 2 \leq \ell \leq 53 \quad (\text{VIII.13})$$

$$0 \leq Q_j^1(\ell) \leq \min\{Q_j^{\max}, (1 + \eta)\tilde{Q}_j^1(\ell)\}, j \in \Gamma_i, i \in \mathcal{I}, 1 \leq \ell \leq 52 \quad (\text{VIII.14})$$

$$\max\{0, (1 - \eta)\tilde{d}_i^1(\ell)\} \leq d_i^1(\ell) \leq (1 + \eta)\tilde{d}_i^1(\ell), i \in \mathcal{B}, 1 \leq \ell \leq 52 \quad (\text{VIII.15})$$

$$(1 - \eta)\tilde{P}_i^1(\ell) \leq P_i^1(\ell) \leq \min\{P_i^{\max}, (1 + \eta)\tilde{P}_i^1(\ell)\}, i \in \mathcal{U}, 1 \leq \ell \leq 52 \quad (\text{VIII.16})$$

où η est un nombre compris entre 0 et 1, la Programmation Dynamique peut alors être mise en œuvre pour résoudre le problème GLT₁ réduit à l'espace admissible ci-dessus.

Le paramètre η doit être choisi aussi petit que possible, afin de réduire au maximum l'espace des solutions, mais si η est trop petit, la solution obtenue ne correspondra pas à la solution du problème initial. Ceci peut arriver lorsqu'une contrainte de borne de type "(1- η)" ou de type "(1+ η)" est active à sa solution, alors que les contraintes originelles ne le sont pas. Dans ce cas il faudra revoir à la hausse la valeur de η . Une valeur acceptable pour η qui a été retenue pour notre application est $\eta=0.15$.

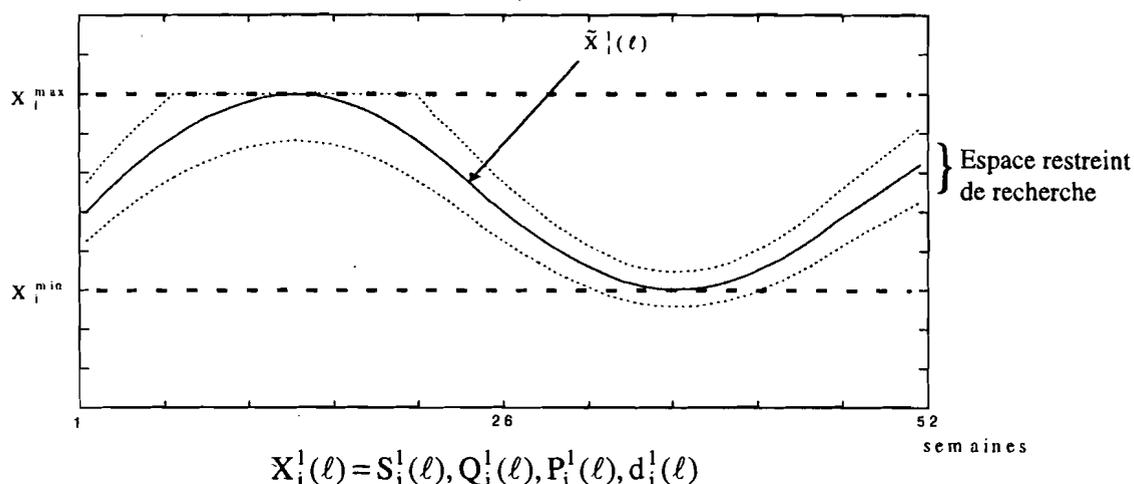


Figure VIII.2 : Réduction de l'espace de recherche des trajectoires solution

2°) **Au début d'une période intermédiaire k** : Dans ce cas, se replaçant dans le contexte adaptatif retenu pour gérer à long terme les réserves d'eau, on restreindra à nouveau l'espace de recherche des solutions pour la Programmation Dynamique en partant cette fois de la solution du problème GLT_{k-1} obtenue pour la période immédiatement précédente (la valeur de η pourra être ici moindre que dans le cas initial, par exemple 0.1).

D'autres méthodes issues de la Programmation Mathématique (méthodes de programmation non linéaire [Yeh 1985]), méthodes de décomposition-coordination [Haimes 1979] [Mora-Camino 1977] avec dans ce cas une exigence de convexité pour le critère d'optimisation ou de techniques de recherche stochastique issues de l'Intelligence Artificielle (les Algorithmes Génétiques [Goldberg 1989]) peuvent être ici envisagées. En ce qui concerne cette dernière classe de techniques, des applications ont été menées à bien récemment dans d'autres domaines caractérisés aussi par un aspect spatio-temporel [Hadi et al. 1993], [Fernandes 1996], [Mora-Camino 1996].

VIII.3 Exemple d'application du problème d'optimisation associé à la gestion de long terme

VIII.3.1 Le système de stockage/transfert/distribution d'eau considéré sur le long terme

Afin d'illustrer la méthode proposée, on a considéré le système de stockage/transfert/distribution d'eau représenté sur la figure VIII.3 et inspiré d'un réseau de stockage/transfert/distribution d'eau existant au Sri Lanka [Mizyed et al. 1991], bien que les données numériques utilisées soient élaborées de façon à dissocier une saison sèche d'une saison humide.

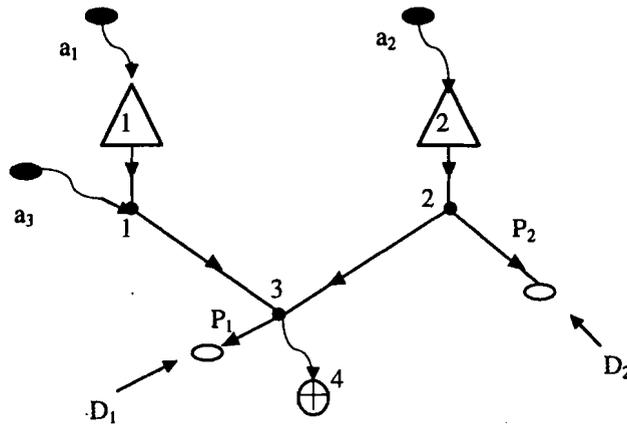


Figure VIII.3 : Structure du système considéré

Ce système est constitué de deux barrages-réservoirs qui alimentent une zone de stockage/transfert/distribution d'eau correspondant aux pompages P_1 et P_2 . L'arc (3,4) représentant ici la sortie du système, on introduit des contraintes sur le débit minimum de cette voie d'eau (navigation, pêche, utilisation diverses par les riverains).

Les données caractéristiques du système considéré sont :

- capacités maximales des barrages : $S_1^{\max} = 10^7 \text{ m}^3$ $S_2^{\max} = 0.5 \cdot 10^7 \text{ m}^3$
- niveaux minimaux des réserves $S_1^{\min} = 2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ $S_2^{\min} = 0.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- état initial des réserves : $S_{1m} = 2.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ $S_{2m} = 0.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
- capacités des canaux : $q_{11}^{\max} = 0.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$ $q_{13}^{\max} = 0.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$
 $q_{22}^{\max} = 0.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$ $q_{23}^{\max} = 0.3 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$ $q_{34}^{\max} = 0.7 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$
- capacités de pompages : $P_1^{\max} = 1.34 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$ $P_2^{\max} = 0.672 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$
- débit minimum réservé à l'exutoire (3,4) : $q_{34}^{\min} = 0.286 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{semaine}$
- les coefficients de pertes des barrages-réservoirs sont supposés constants le long de l'année : $\rho_1 = \rho_2 = 0.003$.
- les capacités maximales des biefs sont telles que : $\varepsilon_1 = 0.175 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, $\varepsilon_2 = 0.165 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, $\varepsilon_3 = 0.125 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

VIII.3.2 Formulation du problème

Si l'on considère le problème d'optimisation des délestages à l'instant 1 (GLT_1), sa formulation s'écrit ici :

$$\min \sum_{\ell=1}^{52} \left\{ \varphi_{1\ell} (D_1^1(\ell), P_1^1(\ell)) + \varphi_{2\ell} (D_2^1(\ell), P_2^1(\ell)) \right\} \quad (\text{VIII.17})$$

sous les contraintes :

$$\begin{aligned}
 S_1(\ell+1) &= (1-\rho_1)S_1(\ell) - q_{11}(\ell) + a_1(\ell) \\
 S_2(\ell+1) &= (1-\rho_2)S_2(\ell) - q_{22}(\ell) + a_2(\ell) \\
 s_1(\ell+1) &= s_1(\ell) + q_{11}(\ell) + a_3(\ell) - q_{13}(\ell) \\
 s_2(\ell+1) &= s_2(\ell) + q_{22}(\ell) - q_{23}(\ell) - P_1(\ell) \\
 s_3(\ell+1) &= s_3(\ell) + q_{13}(\ell) + q_{23}(\ell) - P_2(\ell) - q_{34}(\ell) \\
 S_1(\ell) &\leq S_1^{\max} \quad S_2(\ell) \leq S_2^{\max} \\
 0 \leq s_1(\ell) &\leq \varepsilon_1 \quad 0 \leq s_2(\ell) \leq \varepsilon_2 \quad 0 \leq s_3(\ell) \leq \varepsilon_3 \\
 q_{11}(\ell) &\leq q_{11}^{\max} \quad q_{13}(\ell) \leq q_{13}^{\max} \quad q_{22}(\ell) \leq q_{22}^{\max} \quad q_{23}(\ell) \leq q_{23}^{\max} \quad q_{34}(\ell) \leq q_{34}^{\min} \\
 0 \leq P_1(\ell) &\leq P_1^{\max} \quad 0 \leq P_2(\ell) \leq P_2^{\max}
 \end{aligned}
 \tag{VIII.18}$$

La figure VIII.4 représente l'évolution des apports a_1 , a_2 et a_3 du système considéré, tandis que les figures VIII.5 et VIII.6 représentent l'évolution des demandes agricole et domestique ($D_A^1 + D_H^1$) et ($D_A^2 + D_H^2$) en P_1 et P_2 .

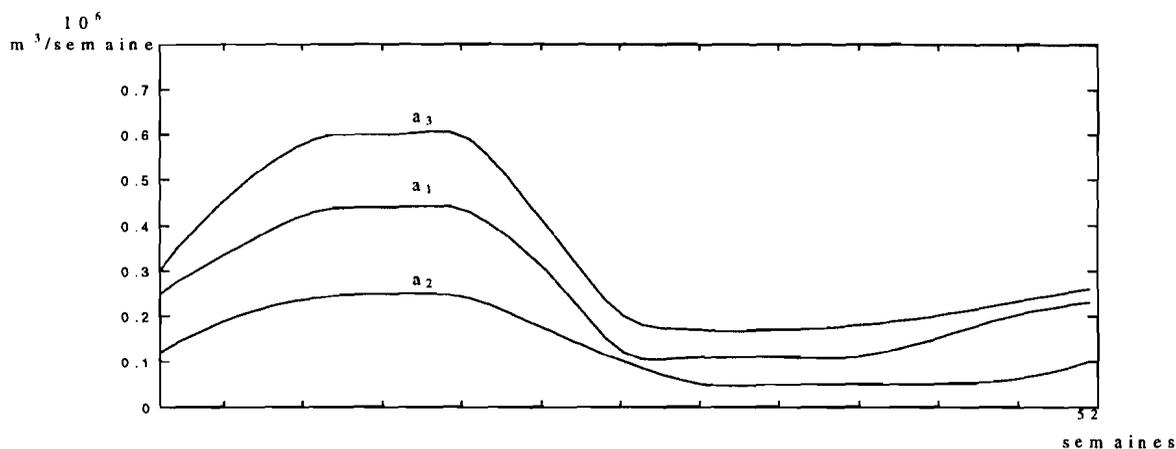


Figure VIII.4 : Evolution annuelle des apports

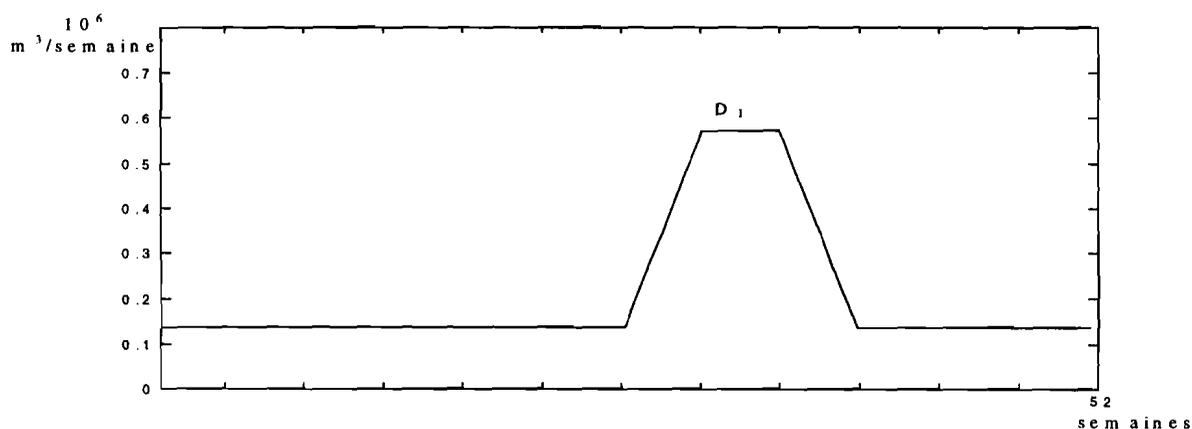


Figure VIII.5 : Prévision annuelle de la demande D_1

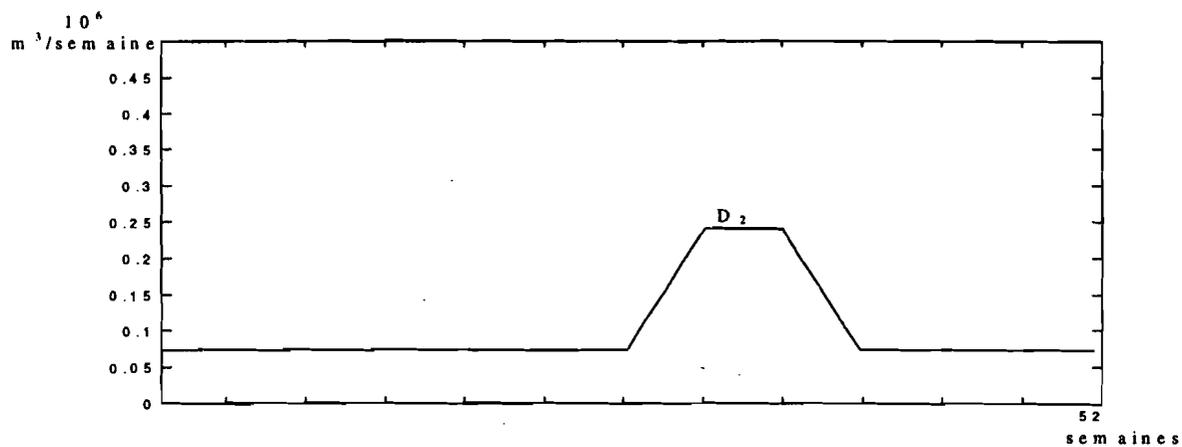


Figure VIII.6 : Prévision annuelle de la demande D_2

On suppose que les niveaux de criticité pour les déficits sont données par :

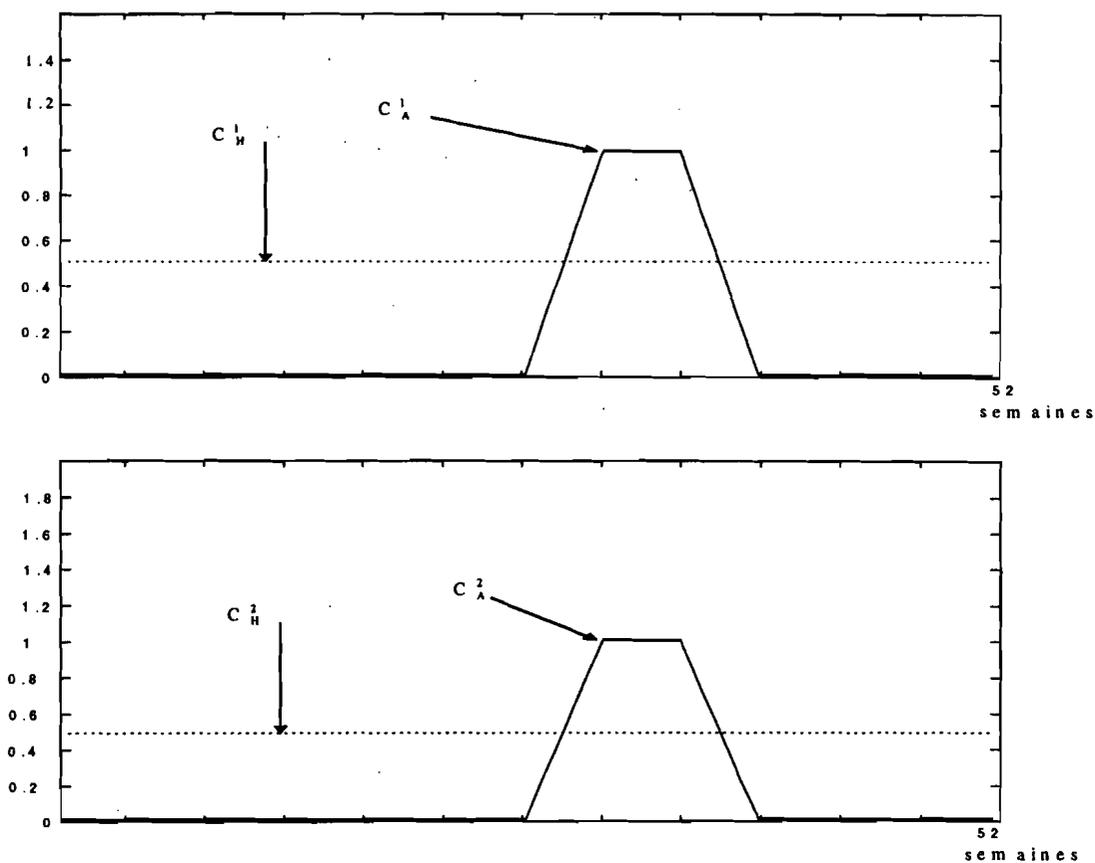


Figure VIII.7 : Evolution annuelle des indices de criticité des déficits

d'où si on utilise la formule proposée en (VI.27) les indices globaux de criticité (figures VIII.8 et VIII.9) :

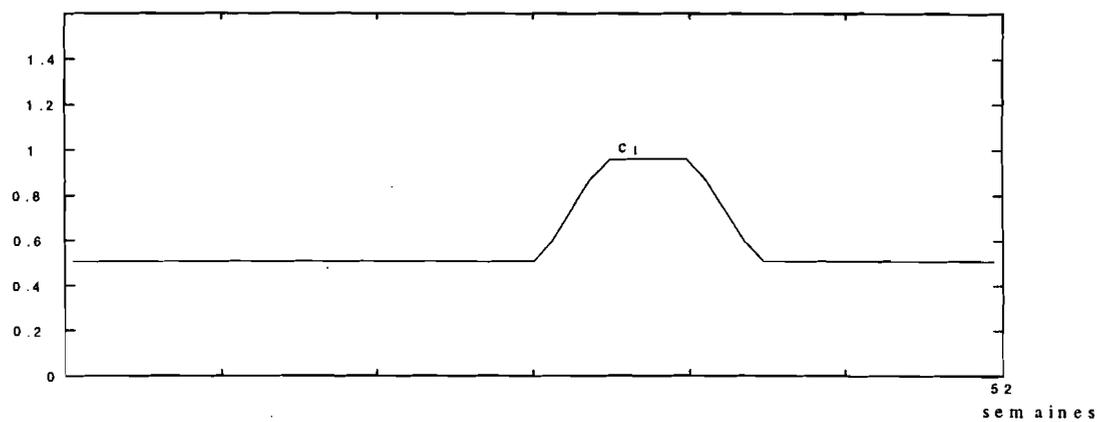


Figure VIII.8 : Evolution annuelle de l'indice global de criticité c_1

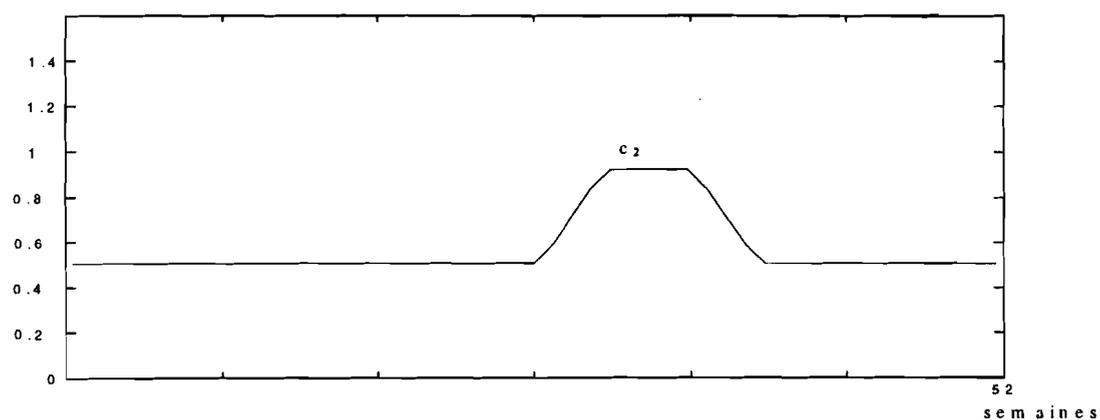


Figure VIII.9 : Evolution annuelle de l'indice global de criticité c_2

et les expressions des pondérations des déficits (figures VIII.10 et VIII.11)

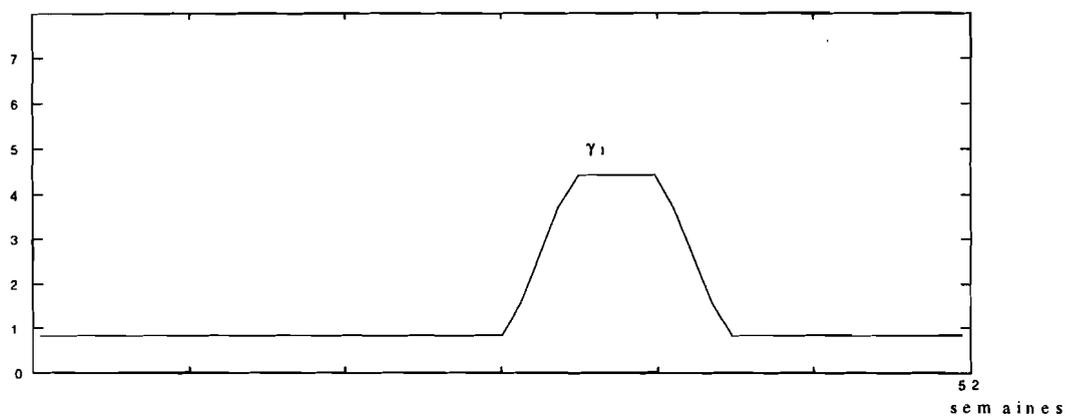


Figure VIII.10 : Evolution annuelle du paramètre de pondération des déficits γ_1

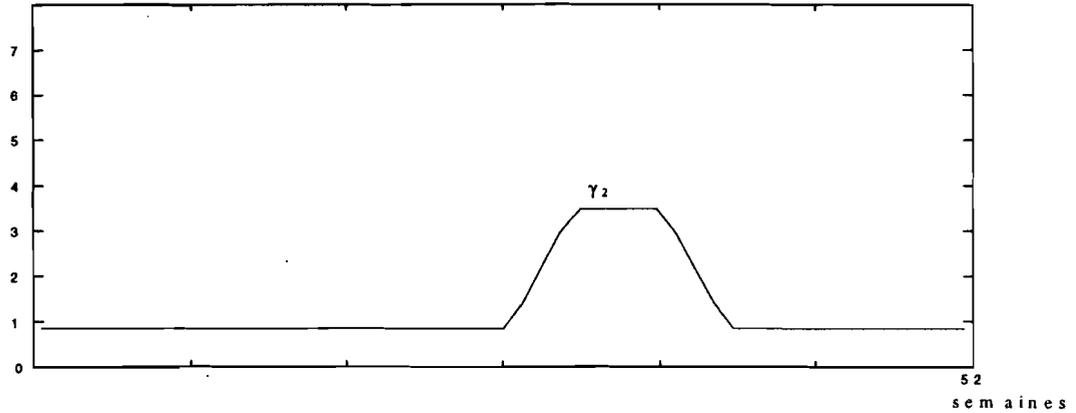


Figure VIII.11 : Evolution annuelle du paramètre de pondération des déficits γ_2

En ce qui concerne les pondérations des excédents, on suppose que, dans le passé récent on n'a pas constaté d'excédent opérationnel. Donc ici, un éventuel excédent doit être très fortement pénalisé. L'excédent global est donc donné par :

$$df^1 = \frac{\sum_{\ell=1}^{52} \sum_{i=1}^2 \{D_A^i(\ell) + D_H^i(\ell) - P^i(\ell)\}}{\sum_{\ell=1}^{52} \sum_{i=1}^2 \{D_A^i(\ell) + D_H^i(\ell)\}} \quad (\text{VIII.19})$$

On obtient ici approximativement $df^1=0.3$.

Comme la semaine 1 se trouve dans une période inter-saisonnière (entre la fin de la période d'irrigation et le début de la nouvelle saison des pluies), on choisit ici $ddf^1=0$.

Si on utilise la table VI.1, on obtient une valeur de β voisine de 6.

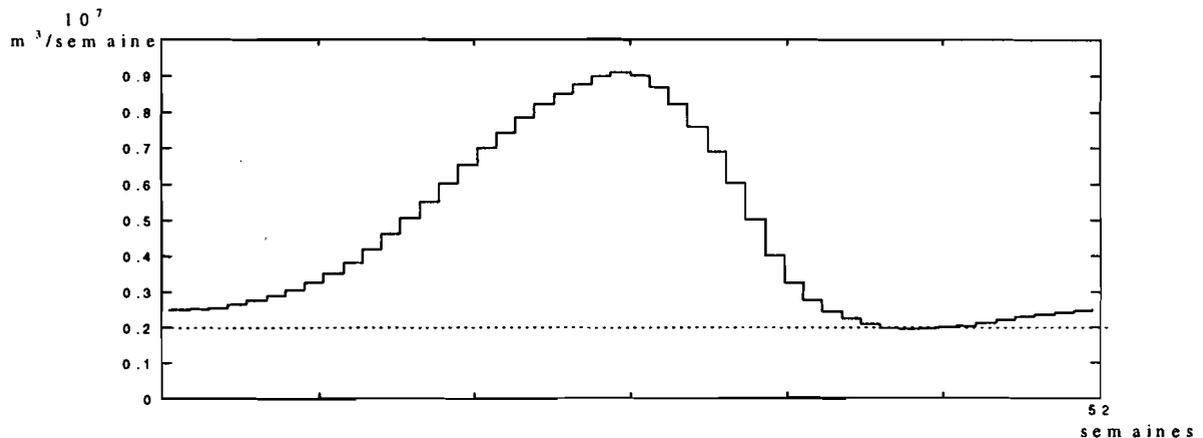


Figure VIII.12 : Evolution annuelle de la réserve du barrage-réservoir 1

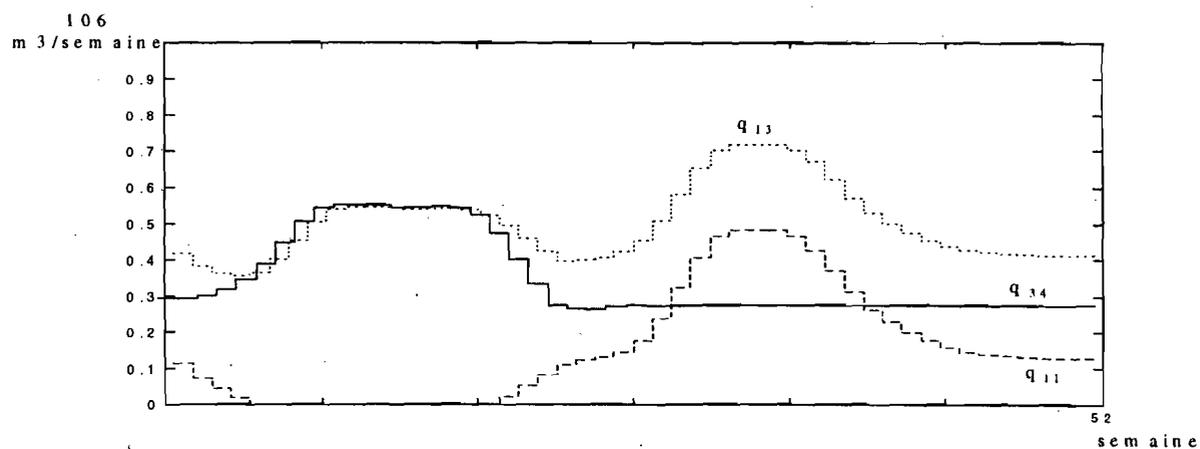


Figure VIII.13 : Evolution annuelle des débits associés au versant 1

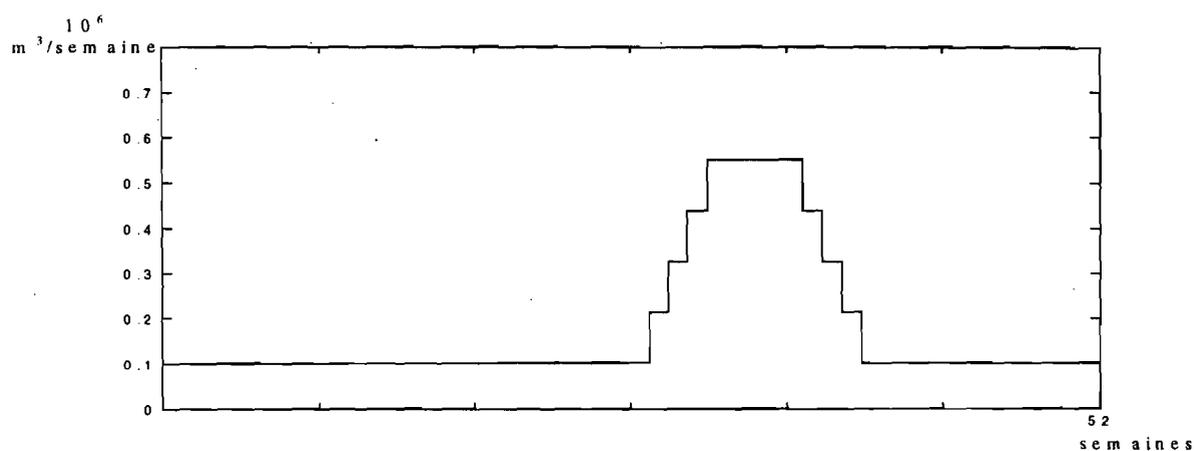


Figure VIII.14 : Evolution annuelle des pompages P_1

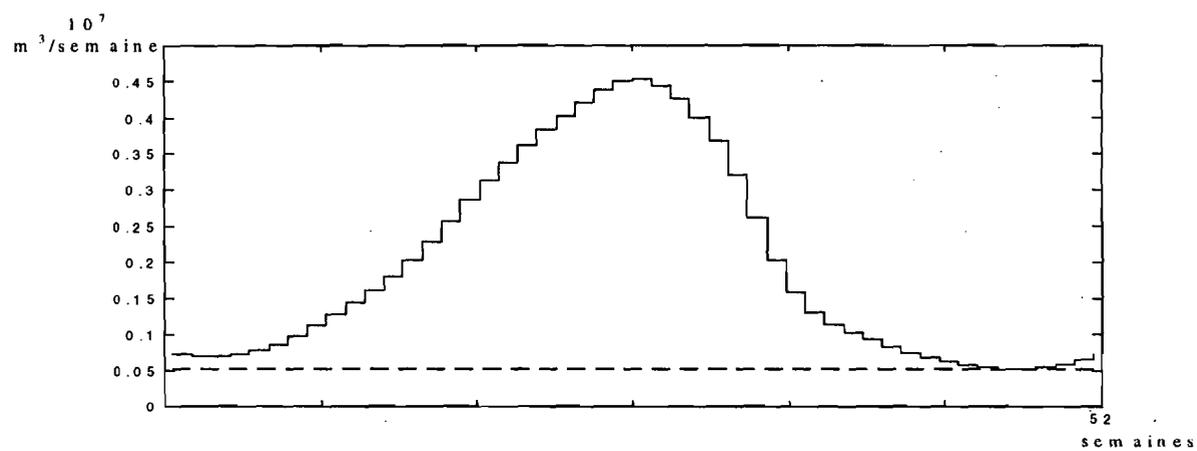


Figure VIII.15 : Evolution annuelle de la réserve du barrage-réservoir 2

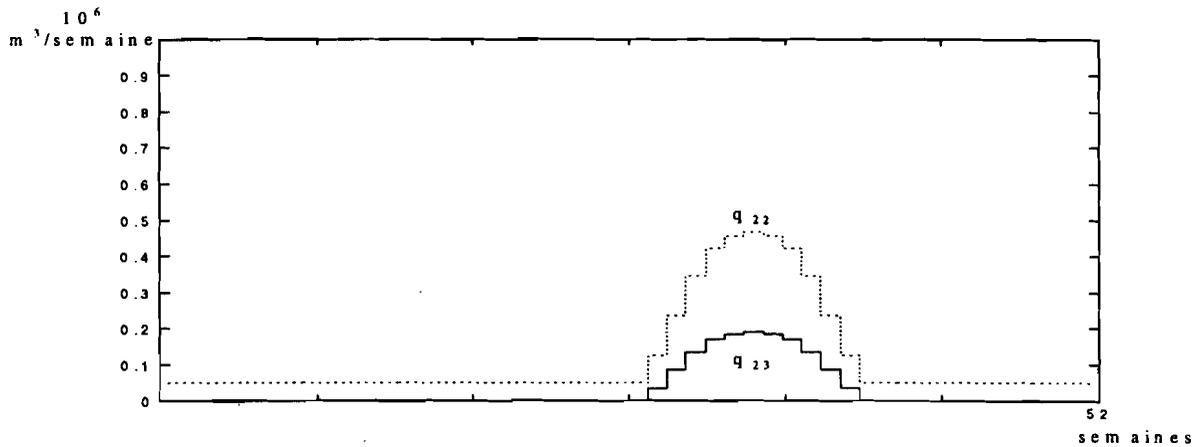


Figure VIII.16 : Evolution annuelle des débits associés au versant 2

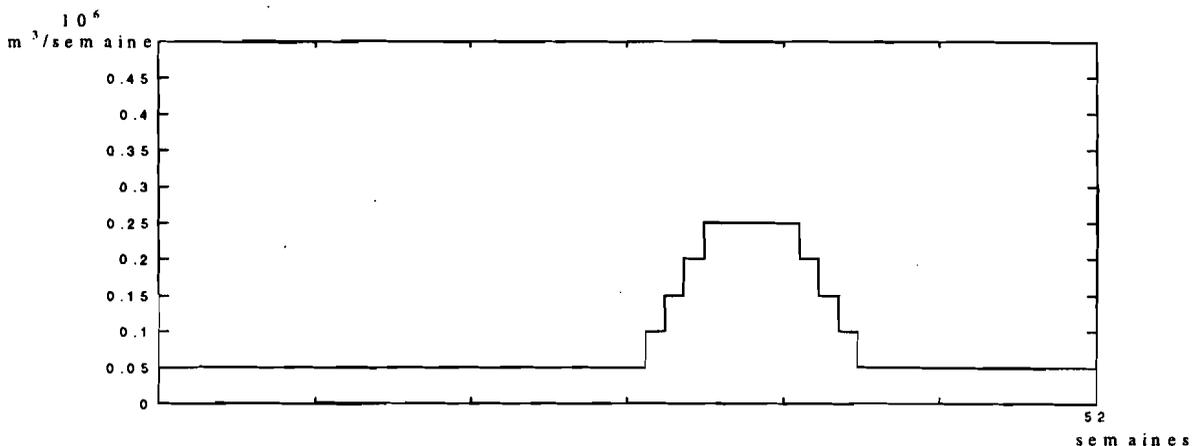


Figure VIII.17 : Evolution annuelle des pompages P_2

L'analyse des résultats obtenus montre que le système se présente dans une situation de légère pénurie en ce qui concerne le versant 1, qui pendant la saison d'irrigation, fait appel à un débit d'appoint provenant de l'autre versant. La solution optimale trouvée conduit à utiliser au mieux les apports transformés en réserves, on remarque d'ailleurs que les deux réserves atteignent bien leurs côtes minimales à des époques voisines. Les excédents d'apport de a_3 , pendant la saison humide, ne sont pas retenus, alors que pendant la saison sèche et d'irrigation, il faut aller puiser dans les réserves des barrages-réservoirs pour maintenir son niveau minimal.

VIII.4 Résolution du problème récurrent d'optimisation des prélèvements associé à la gestion de court terme GCT_h

Compte tenu de l'approximation neuronale proposée au chapitre V pour décrire de façon linéaire la propagation des débits le long des canaux et biefs, le problème de l'optimisation des prélèvements, GCT_h , (paragraphe VII.3) a pris une forme totalement linéaire. Ce problème présente une structure particulière (équations linéaires reliant des variables bornées inférieurement et supérieurement, et contraintes additives inter temporelles) qui peut être mise

en forme de différentes manières, de façon à permettre l'utilisation de techniques ad hoc de la Programmation Linéaire.

Ainsi, avant de décrire la méthode de résolution numérique retenue, différentes approches de résolution de ce type problème sont analysées.

VIII.4.1 Problème de flots à gain maximum

Dans ce cas, il s'agit de ramener le problème (GCT_h) à la forme [Glover et al. 1974] [De Wera 1990] :

$$\max \sum_{(n,m) \in A} G_{nm} x_{nm} \quad (\text{VIII.13})$$

sous les contraintes :

$$\sum_{(n,m) \in A} x_{nm} - \sum_{(m,n) \in A} x_{mn} = a_n \quad n \in \mathcal{N} \quad (\text{VIII.14})$$

$$x_{nm}^{\min} \leq x_{nm} \leq x_{nm}^{\max} \quad (n,m) \in \mathcal{U} \quad (\text{VIII.15})$$

où \mathcal{N} est l'ensemble des sommets et \mathcal{U} est l'ensemble des arcs d'un graphe représentant les différentes contraintes du problème originel. Dans cette formulation, a_n est la demande ($a_n > 0$) ou l'offre ($a_n < 0$), au sommet n et G_{nm} est le gain unitaire associé au passage d'une unité de flot (en général des débits ici) dans l'arc (n,m) .

Ce type de problème, dit de "transbordement", a été l'objet de nombreuses études et différents algorithmes spécialisés de la Programmation Linéaire (Out of Kilter [Fulkerson 1961] [Bradley et al. 1977] [Barr et al. 1974], Simplexe Primal, Primal Dual, etc.) ont été mis au point, permettant de traiter en quelques dizaines de secondes des réseaux comportant des milliers de sommets et d'arcs.

Effectivement, revenant au problème (GCT_h), on peut réécrire les équations d'évolution des côtes des biefs sous la forme :

$$[\mathcal{Z}_i(t+1) + \sum_{\tau \leq t} \mathcal{Z}_j^i(\tau) + \sum_{j \in \mathcal{D}_i} P_j^i(t) + d_i(t)] - [\sum_{j \in \mathcal{A}_i} \sum_{\tau \leq t} \mathcal{Z}_j^i(\tau) + \mathcal{Z}_i(t)] = a_i(t) \quad (\text{VIII.16})$$

avec :

$$\sum_{\tau \leq t} \mathcal{Z}_j^i(\tau) = Q_j^i(t), \quad \mathcal{Z}_i(t) = Z_i(t) \cdot \tilde{\sigma}_i / \Delta t, \quad \mathcal{Z}_j^i(\tau) = \tilde{h}_{t-\tau}^{ij} Q_j^i(\tau) \quad (\text{VIII.17})$$

A ces équations, il faut adjoindre les contraintes de borne :

$$Z_i^{\min} \tilde{\sigma}_i / \Delta t \leq \mathcal{Z}_i(t) \leq Z_i^{\max} \tilde{\sigma}_i / \Delta t \quad (\text{VIII.18})$$

$$Q_j^{\min} \leq Q_j^i(t) \leq Q_j^{\max} \quad (\text{VIII.19})$$

$$P_j^{\min} \leq P_j^i(t) \leq P_j^{\max} \quad (\text{VIII.20})$$

$$\tilde{h}_{t-\tau}^{ij} Q_j^{\min} \leq \mathcal{Z}_j^i(\tau) \leq \tilde{h}_{t-\tau}^{ij} Q_j^{\max} \quad (\text{VIII.21})$$

Il est clair que cette forme exclue la considération des contraintes de bilan de type VII.11, néanmoins, dans le cas où il n'y a pas de barrage-réservoir intermédiaire, on a vu qu'on peut utiliser les contraintes de type VII.10 pour tenir compte des quantités de délestage autorisées par la gestion de long terme. Soient N le nombre de biefs considérés, A le nombre moyen de biefs amont, T la durée moyenne de transfert et P le nombre moyen de points de pompage au niveau d'un bief, le graphe de transbordement associé à cette mise en forme particulière du

problème comprendra en moyenne $\bar{n}=(2+P).N.H$ sommets pour $\bar{u}=(2+A.T+P).N.H$ arcs. Par exemple, dans le cas d'un système composé de quatre biefs en série, considéré pendant une période de trois jours, avec $P=1$, $A=1$ et $T=3$, on aura $\bar{n}=864$ et $\bar{u}=1728$, ce qui constitue un graphe de taille moyenne pour les méthodes de résolution numériques citées plus haut.

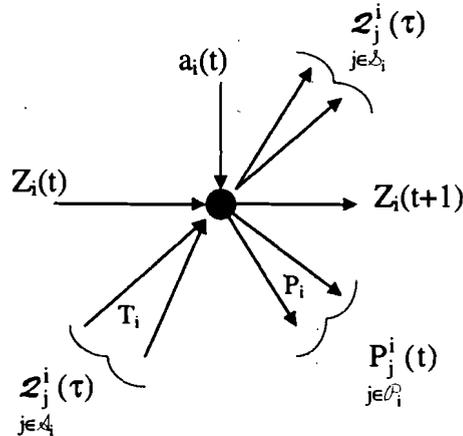


Figure VIII.18 : Représentation d'un noeud du réseau associé à GCT_h

VIII.4.2 Problème de flot maximum

Dans ce cas, qui est très proche du cas précédent, il s'agit de ramener le problème (GCT_h) à la forme [Fulkerson 1966] :

$$\max f \quad (\text{VIII.22})$$

sous les contraintes :

$$\sum_{(m,n) \in A} x_{mn} - \sum_{(n,m) \in A} x_{nm} = \begin{cases} -f & \text{si } n = s \\ +f & \text{si } n = p \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad n \in \mathcal{N} \quad (\text{VIII.21})$$

$$0 \leq x_{mn} \leq c(m, n) \quad (m, n) \in \mathcal{U}$$

où f est le flot qui traverse le graphe $[\mathcal{N}, \mathcal{U}]$, du sommet source s au sommet puits p .

Ce type de problème, appelé problème du "flot maximum" a été, lui aussi, longuement étudié, résultant en la construction d'algorithmes spécialisés de la Programmation Linéaire, dont le plus connu, l'algorithme de Ford-Fulkerson [Fulkerson 1966] a été l'objet de nombreux développements (par exemple algorithme MKM de flot maximum de complexité d'ordre $O(|\mathcal{N}|^3)$ [De Wera 1990]). Dans ce cas aussi, il faudrait exclure les contraintes de type VII.11, pour que cette approche soit applicable. Le graphe de transbordement décrit au paragraphe précédent devrait être modifié et complété : les barrages-réservoirs amont devraient être éliminés du graphe, et des arcs fictifs reliant d'une part, les pompages à un sommet puits, et d'autre part, un sommet source aux délestages des barrages-réservoirs et aux apports intermédiaires. Les variables de flux du graphe précédent devraient aussi être décalées afin de ramener leurs bornes inférieures à zéro. Néanmoins, cette approche suppose qu'il n'y a pas de débordement et que le niveau des biefs revient à son niveau initial en fin de période ($h+H$). Ceci la rend trop restrictive et donc peu intéressante dans le cas présent.

VIII.4.3 Approche par décomposition-coordination

En fait, le problème nominal GCT_h et ses variantes (paragraphe VII.5) est un problème de programmation linéaire qui peut se décomposer suivant deux dimensions : l'espace et le temps.

La **décomposition spatiale** peut être réalisée de différentes façons :

- décomposition au niveau de chaque bief, avec introduction de contraintes de couplage entre les biefs adjacents,
- décomposition par sous-systèmes, avec introduction de contraintes de couplages entre ceux-ci.

Par exemple, si l'on décompose le système de la figure VIII.3 en deux sous-systèmes alimentés chacun par un barrage-réservoir, on pourra obtenir :

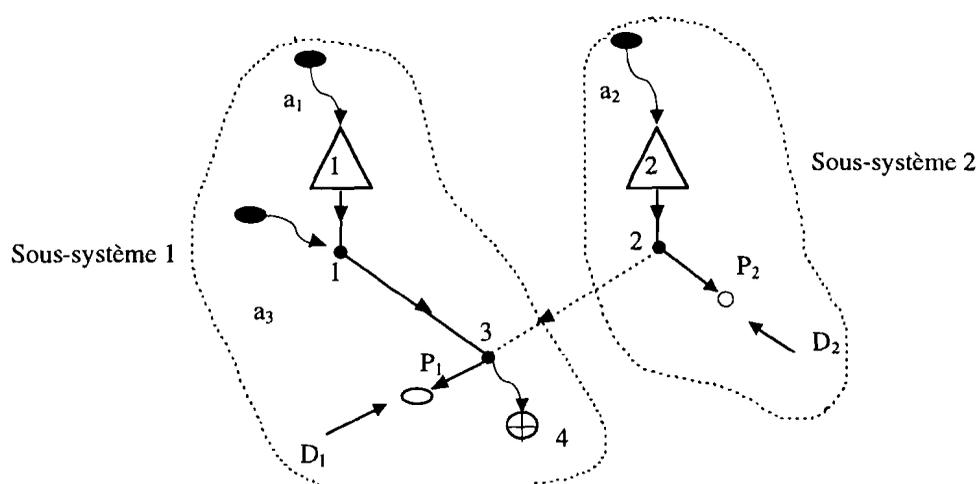


Figure VIII.19 : Exemple de décomposition spatiale d'un système de distribution/stockage d'eau

Dans ce cas, on introduira une variable de couplage q_3 telle que :

$$Z_3(t+1) = Z_3(t) + \sum_{\tau \leq t} q_{13}(\tau) + q_3 - P_2 - q_{34} \quad (\text{VIII.22})$$

avec la contrainte de couplage :

$$q_3 - \sum_{\tau \leq t} q_{23}(\tau) = 0 \quad (\text{VIII.23})$$

La **décomposition temporelle** considère une succession de sous problèmes statiques, associés à chacune des périodes sur l'horizon d'optimisation, et couplés par les équations (d'état) d'évolution des côtes des biefs. On aurait donc ici H sous problèmes à optimiser et coordonner de façon itérative.

C'est bien là que réside la difficulté de cette approche de décomposition-coordination : la solution sera obtenue par résolution itérative de sous problèmes de programmation linéaire, reformulés chaque fois par intervention d'un niveau de coordination pour assurer l'optimalité globale de l'union des solutions des sous-systèmes [Dantzig et Wolfe 1960].

Par ailleurs, remarquons que le problème de gestion de long terme fournit des données au niveau de la semaine qui pourraient être utilisées pour décomposer le problème global en sous

problèmes spatiaux. Par exemple, dans le cadre de la décomposition ci-dessus, le problème d'optimisation associé au sous système 1 serait :

$$\max \sum_{t=h}^{h+H-1} P_2(t) \quad (\text{VIII.24})$$

sous les contraintes :

$$Z_{R_1}(t+1) - [Z_{R_1}(t) + a_3(t) - q_{11}(t) - d_{R_1}(t)] = 0 \quad (\text{VIII.25})$$

$$Z_1(t+1) - [Z_1(t) + \sum_{\tau \leq t} h_{t-\tau}^{11} q_{11}(\tau) + a_3(t) - q_{13}(t) - d_1(t)] = 0 \quad (\text{VIII.26})$$

$$Z_3(t+1) - [Z_3(t) + \sum_{\tau \leq t} h_{t-\tau}^{13} q_{13}(\tau) + \sum_{\tau \leq t} h_{t-\tau}^{32} q_{32}(\tau) - P_2(t) - q_{34}(t) - d_3(t)] = 0 \quad (\text{VIII.27})$$

avec :

$$\begin{aligned} Z_{R_1}^{\min} \leq Z_{R_1}(t) \leq Z_{R_1}^{\max}, \quad Z_1^{\min} \leq Z_1(t) \leq Z_1^{\max}, \quad Z_3^{\min} \leq Z_3(t) \leq Z_3^{\max} \\ q_{11}^{\min} \leq q_{11}(t) \leq q_{11}^{\max}, \quad q_{13}^{\min} \leq q_{13}(t) \leq q_{13}^{\max}, \quad q_{32}^{\min} \leq q_{32}(t) \leq q_{32}^{\max}, \quad q_{34}^{\min} \leq q_{34}(t) \leq q_{34}^{\max} \\ P_2^{\min} \leq P_2(t) \leq P_2^{\max}, \quad 0 \leq d_{R_1}(t), \quad 0 \leq d_1(t), \quad 0 \leq d_3(t) \end{aligned} \quad (\text{VIII.28})$$

et :

$$\sum_{t=h}^{h+H-1} q_{32}(t) \leq q_{32}^H(h), \quad Z_{R_1}(h+H) \geq Z_{R_1}^{\min} \quad (\text{VIII.29})$$

où $q_{32}^H(h)$ est déduit de $Q_{32}(k)$, débit hebdomadaire autorisé entre les biefs 2 et 3 par le problème de long terme GLT_k , par une méthode similaire à celle proposée en VII.4.2.

Le problème d'optimisation associé au sous système 2 serait alors :

$$\max \sum_{t=h}^{h+H-1} P_1(t) \quad (\text{VIII.30})$$

sous les contraintes :

$$Z_{R_2}(t+1) - [Z_{R_2}(t) + a_2(t) - q_{22}(t) - d_{R_2}(t)] = 0 \quad (\text{VIII.31})$$

$$Z_2(t+1) - [Z_2(t) + \sum_{\tau \leq t} h_{t-\tau}^{22} q_{22}(\tau) - q_{23}^*(t) - d_2(t) - P_1(t)] = 0 \quad (\text{VIII.32})$$

avec :

$$\begin{aligned} Z_{R_2}^{\min} \leq Z_{R_2}(t) \leq Z_{R_2}^{\max}, \quad Z_2^{\min} \leq Z_2(t) \leq Z_2^{\max}, \quad 0 \leq d_2(t) \\ q_{22}^{\min} \leq q_{22}(t) \leq q_{22}^{\max}, \quad P_1^{\min} \leq P_1(t) \leq P_1^{\max}, \quad Z_{R_2}(h+H) \geq Z_{R_2}^{\min} \end{aligned} \quad (\text{VIII.33})$$

où $q_{23}^*(t)$ est donné par la solution du problème d'optimisation associé au sous-système 1.

Cette approche qui ne nécessite pas d'itérations entre les sous problèmes d'optimisation est clairement sous optimale et peut même mener à des inconsistances entre sous problèmes, pourtant elle pourra être privilégiée dans le cadre d'une décentralisation de la gestion de court terme au niveau de sous-systèmes constitués de plusieurs biefs [Mora-Camino 1977].

VIII.4.4 L'approche de résolution développée

Des travaux antérieurs ont montré que l'approche de résolution de problèmes de type "flots de coûts minimum", par des spécialisations du Simplexe Primal (on tient compte du fait que les variables de base constituent un arbre maximal dans le graphe des contraintes), présentait des performances au moins équivalentes à celles d'algorithmes spécialisés tels que le "Out of Kilter" et ses variantes [Glover et al. 1974]. On s'est donc intéressé ici au développement d'une spécialisation du Simplexe Primal au cas général du problème GCT_h incluant ou non des contraintes de type VII.11.

Ce problème, vu comme un problème de programmation linéaire ($\max \underline{c}^T \underline{x}$ sous $A \underline{x} = \underline{b}$, $\underline{x} \geq 0$) présente une matrice de contraintes A très creuse (densité de l'ordre de $1/H^2$, figure VIII.20) et des contraintes de consommation totale (VII.11).

L'algorithme du Simplexe révisé [Roseaux 1991] a été adopté ici car il manipule une expression récurrente de l'inverse de la matrice de base ;

$$[B(n)]^{-1} = E(n).[B(n-1)]^{-1} \quad (\text{VIII.34})$$

où $E(n)$ est une matrice de la forme :

$$E(n) = \mathbf{1} + \underline{\eta}^T C_k \quad (\text{VIII.35})$$

où $\mathbf{1}$ est la matrice unité associée à la dimension de la base, C_k est la matrice carrée composée d'une unique colonne de 1 en position k et $\underline{\eta}$ est un vecteur de paramètres.

Le problème GCT_h a alors été mis sous forme standard de la programmation linéaire par adjonction de variables d'écart, et compte tenu de la densité du problème (matrice de contrainte très creuse), une codification compactée des différentes matrices et vecteurs a été développée, ainsi que les routines nécessaires aux opérations entre elles.

L'aspect dynamique du problème a été privilégié en modifiant la méthode de choix du pivot et en organisant les variables par temps croissant.

La solution de base initiale est obtenue en minimisant la somme des déversements au niveau des biefs (quand une perte par déversement n'est pas possible, figure V.5, cas b, on introduit une variable d'écart dans les contraintes d'évolution des côtes, qui devra s'annuler de la solution). On choisit alors pour première nouvelle variable de base, la variable de base de coût réduit *maximum* (le critère de GCT_h est maximisant) pour l'instant h .

Ensuite en procédant par temps croissants, on vérifie si la même variable prise à l'instant suivant présente un coût réduit positif, si c'est le cas, elle est prise comme nouvelle variable de base suivante, sinon on choisit parmi les variables associées à cet instant courant, la variable de coût réduit maximum.

S'il n'y en a pas à cet instant, on passe à l'instant suivant en balayant toutes les variables correspondantes.

On répète cette procédure, en repartant depuis l'instant initial, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus aucune variable hors base de coût réduit positif.

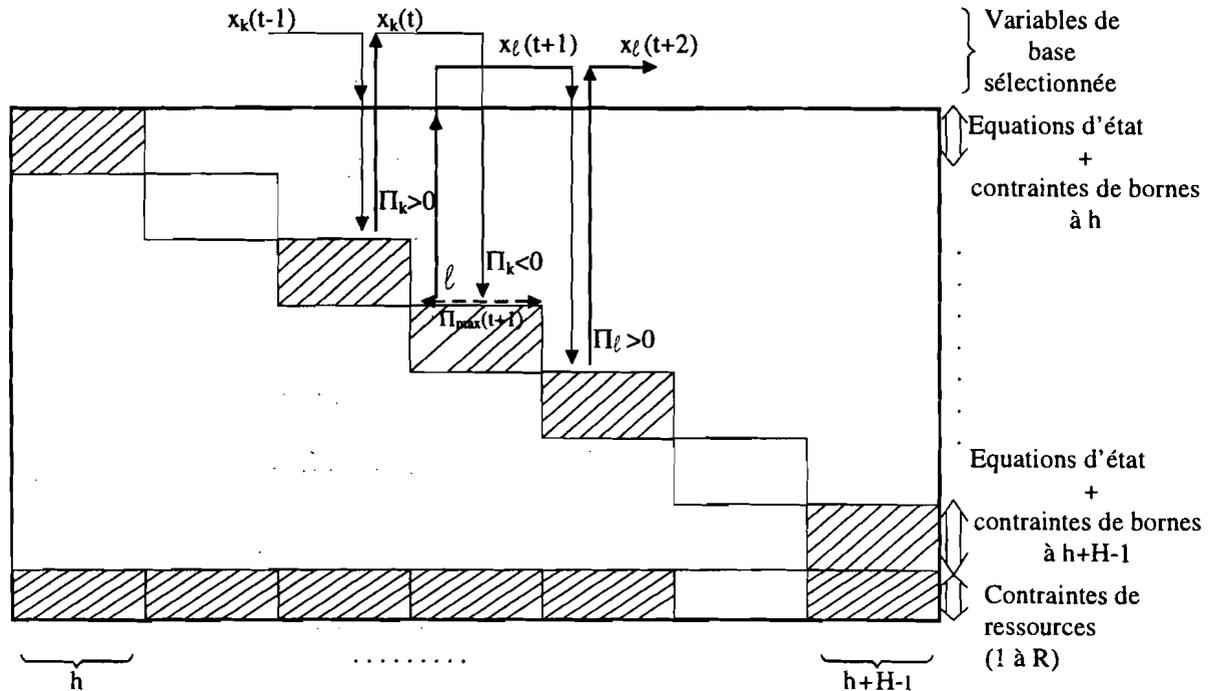


Figure VIII.20 : Structure du tableau des contraintes et processus de sélection des variables

Cette procédure, appelée ici DYPLEX, bien que plus compliquée à programmer que la méthode originelle, a présenté au cours des applications numériques réalisées une vitesse de convergence acceptable.

VIII.5 Exemple d'application du problème d'optimisation associé à la gestion de court terme

Afin d'illustrer l'approche proposée, on reprend sur le court terme le système de stockage/transfert/distribution traité en VIII.3.1 en le considérant à la semaine courante $k=32$ (période d'irrigation), au début de l'heure $h=1$ (minuit).

Sur le court terme, ce système est caractérisé par :

Ses capacités :

- les niveaux limites des côtes dans les barrages-réservoirs :

$$Z_{R_1}^{\min} = 3\text{m} \quad Z_{R_1}^{\max} = 16.5\text{m} \quad Z_{R_2}^{\min} = 2\text{m} \quad Z_{R_2}^{\max} = 14.5\text{m}$$

- les niveaux limites des côtes dans les biefs :

$$Z_1^{\min} = 1.5\text{m} \quad Z_2^{\min} = 1.5\text{m} \quad Z_3^{\min} = 1.5\text{m}$$

$$Z_1^{\max} = 3\text{m} \quad Z_2^{\max} = 3\text{m} \quad Z_3^{\max} = 3\text{m}$$

- les débits limites dans les canaux

$$0 \leq q_{11} \leq 4.16 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h} \quad 1.7 \cdot 10^3 \leq q_{13} \leq 4.16 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h} \quad 0 \leq q_{22} \leq 4.16 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$0 \leq q_{23} \leq 1.8 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h} \quad 1.7 \cdot 10^3 \leq q_{34} \leq 4.16 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h}$$

- les prélèvements limites :

$$0 \leq P_1 \leq 8 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h} \quad 0 \leq P_2 \leq 4 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h}$$

Ses réserves disponibles :

on suppose qu'à l'instant considéré on a les côtes :

$$Z_{R_1}^m = 12\text{m} \quad Z_{R_2}^m = 12\text{m}$$

$$Z_1^m = 2.5\text{m} \quad Z_2^m = 2\text{m} \quad Z_3^m = 2.4\text{m}$$

alors que le délestage autorisé par la gestion de long terme pour cette semaine est :

$$\text{pour le barrage 1 : } D_1^k(k) = 0.53 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\text{pour le barrage 2 : } D_2^k(k) = 0.37 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les apports horaires :

On se place dans une saison relativement sèche, les apports sont pris constants pendant ces trois jours et proches de l'étiage :

$$a_1(h) = 0.5 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h} \quad a_2(h) = 0.3 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h} \quad a_3(h) = 1.2 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les coefficients de transfert estimés à partir des résultats de GCT_{h-1} sont pris tels que :

$$h_0^{11} = 0.1 \quad h_1^{11} = 0.7 \quad h_2^{11} = 0.15 \quad h_3^{11} = 0.05 \quad h_4^{11} = 0$$

$$h_0^{13} = 0 \quad h_1^{13} = 0.2 \quad h_2^{13} = 0.6 \quad h_3^{13} = 0.15 \quad h_4^{13} = 0.05 \quad h_5^{13} = 0$$

$$h_0^{22} = 0.1 \quad h_1^{22} = 0.7 \quad h_2^{22} = 0.15 \quad h_3^{22} = 0.05 \quad h_4^{22} = 0$$

$$h_0^{23} = 0 \quad h_1^{23} = 0.1 \quad h_2^{23} = 0.5 \quad h_3^{23} = 0.2 \quad h_4^{23} = 0.15 \quad h_5^{23} = 0.05 \quad h_6^{23} = 0$$

Les coefficients de surface des barrages-réservoirs et biefs sont tels que :

$$\sigma_{R_1} = 6 \cdot 10^5 \text{ m}^2 \quad \sigma_{R_2} = 3.5 \cdot 10^5 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = 0.35 \cdot 10^5 \text{ m}^2 \quad \sigma_2 = 0.33 \cdot 10^5 \text{ m}^2 \quad \sigma_3 = 0.25 \cdot 10^5 \text{ m}^2$$

Les demandes de court terme estimées en début de période sont données par les figures VIII.21 et VIII.22.

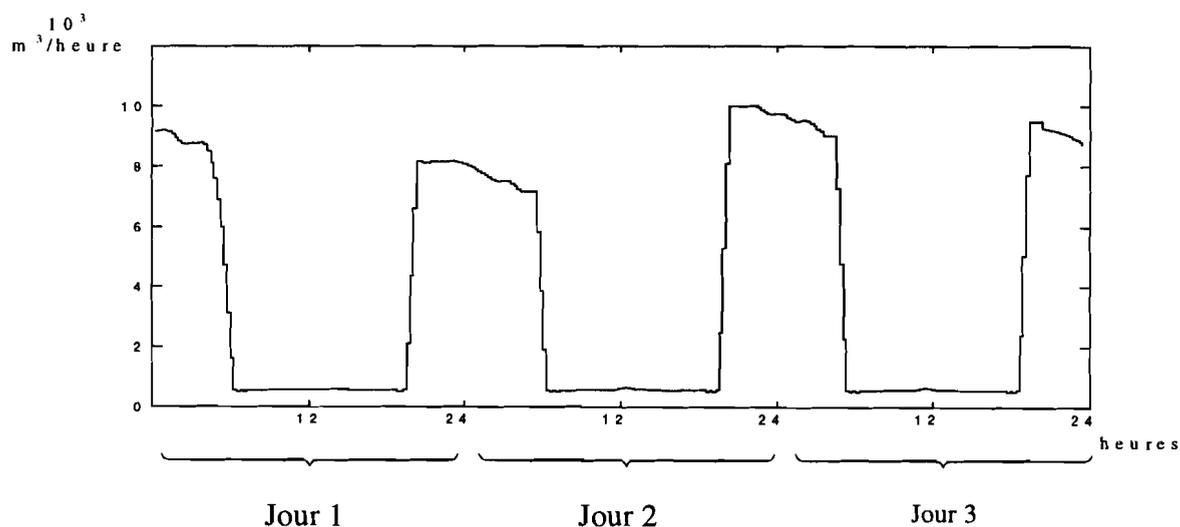


Figure VIII.21 : Demande horaire prévue au point de prélèvement 1

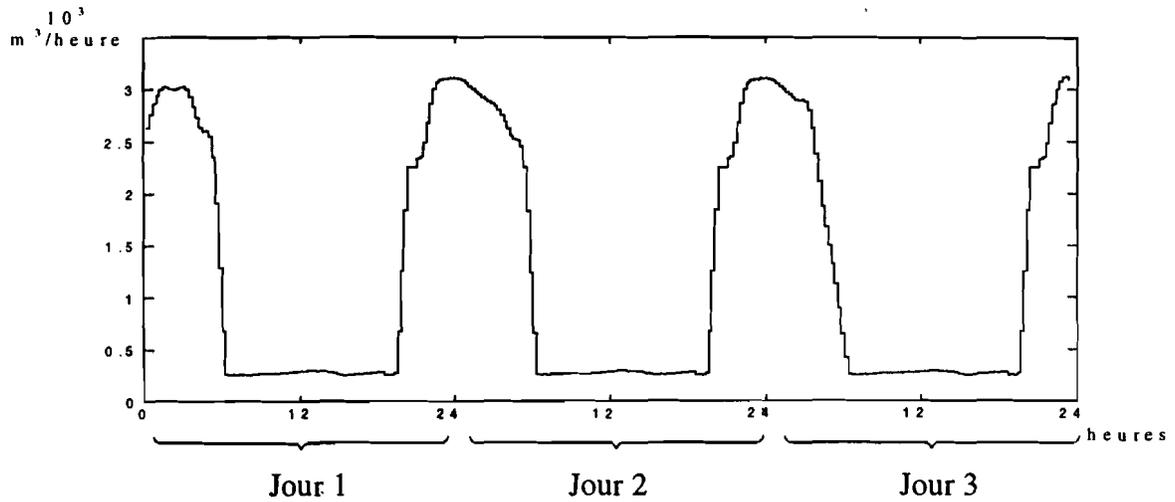


Figure VIII.22 : Demande horaire prévue au point de prélèvement 2

Détermination du niveau des contraintes finales

On suppose d'une part que :

$$R_1(h+H-1)/D_1^k(k) = +0.02, \quad R_2(h+H-1)/D_2^k(k) = -0.01$$

et d'autre part :

$$\Delta D_h^1/D_1(h+H-1) = -0.02, \quad \Delta D_h^2/D_2(h+H-1) = -0.01$$

Dans le cas où la flexibilité de la demande est nulle pour les deux usagers, ceci conduira, via l'utilisation de la base de règles (Tableau VIII.1), à des corrections des bornes des contraintes finales :

$$\lambda_1^h = -0.052 \text{ et } \lambda_2^h = -0.025$$

D'où les contraintes (de type VII.11) :

$$\sum_{t=h}^{h+H-1} \sum_{j \in \Delta_1} Q_j^1(t) + \sum_{j \in \rho_1} P_j^1(t) \leq 0.241 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\sum_{t=h}^{h+H-1} \sum_{j \in \Delta_2} Q_j^2(t) + \sum_{j \in \rho_2} P_j^2(t) \leq 0.0663 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

avec :

$$Z_{R_1}(h+H) \geq Z_1^{\min} \text{ et } Z_{R_2}(h+H) \geq Z_2^{\min}$$

Dans le cas où la flexibilité de la demande des usagers est moyenne, on obtient :

$$\lambda_1^h = -0.12 \text{ et } \lambda_2^h = -0.05$$

D'où les contraintes (de type VII.11) :

$$\sum_{t=h}^{h+H-1} \sum_{j \in \Delta_1} Q_j^1(t) + \sum_{j \in \rho_1} P_j^1(t) \leq 0.238 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$\sum_{t=h}^{h+H-1} \sum_{j \in \Delta_2} Q_j^2(t) + \sum_{j \in \rho_2} P_j^2(t) \leq 0.659 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

avec :

$$Z_{R_1}(h+H) \geq Z_1^{\min} \text{ et } Z_{R_2}(h+H) \geq Z_2^{\min}$$

La résolution du problème GCT_h par la méthode du Simplexe primal proposée en VIII.4.4 conduit aux résultats suivants :

1°) Cas où la demande n'est pas flexible

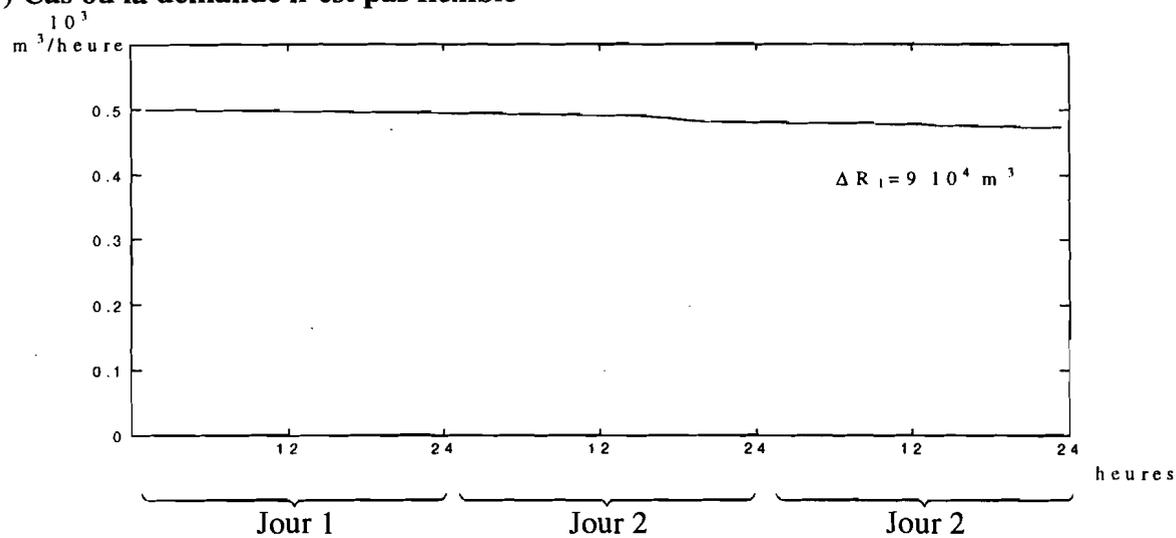


Figure VIII.23 : Evolution horaire de la réserve du barrage-réservoir 1

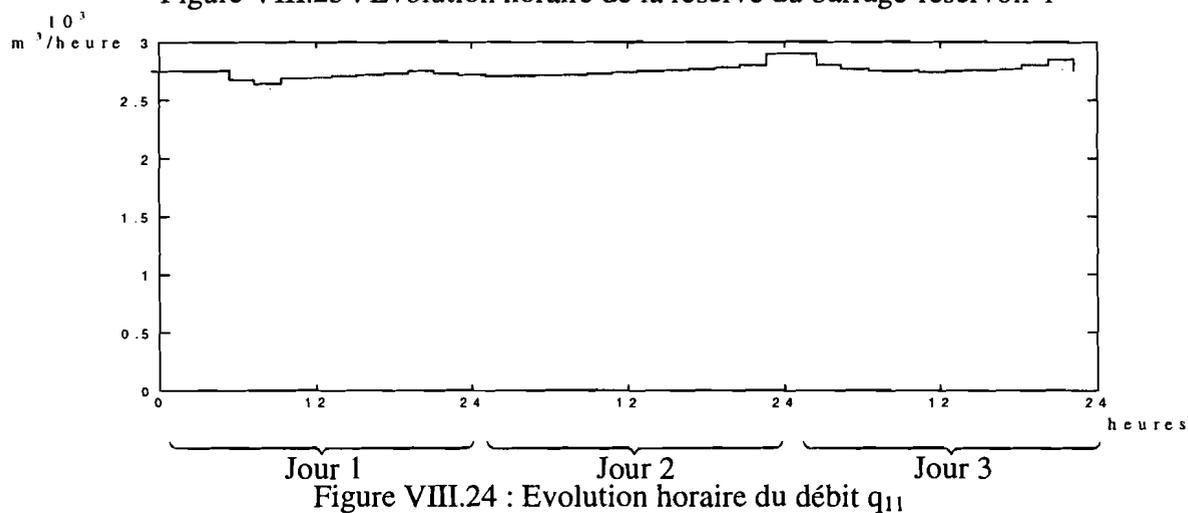


Figure VIII.24 : Evolution horaire du débit q_{11}

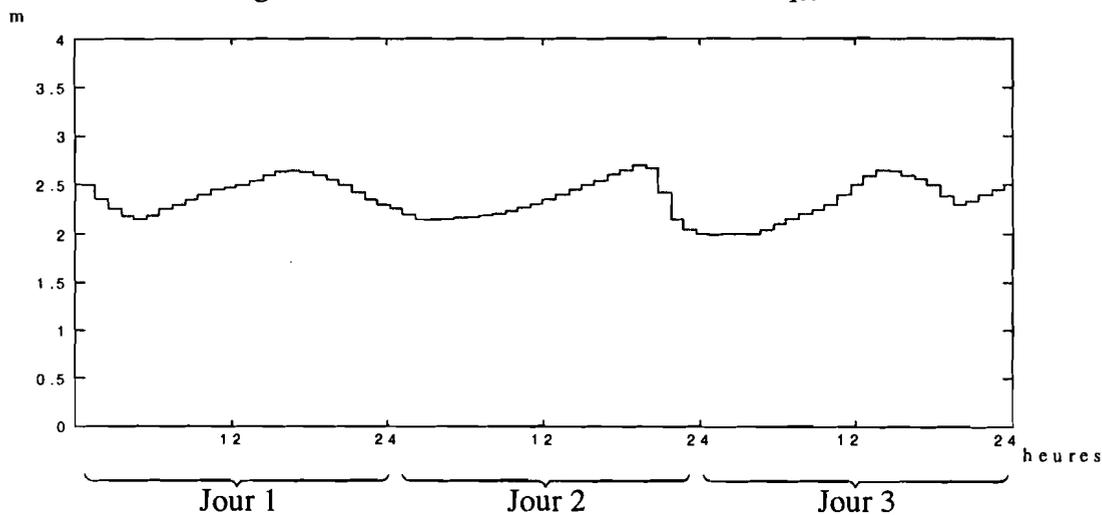


Figure VIII.25 : Evolution horaire de la côte 1

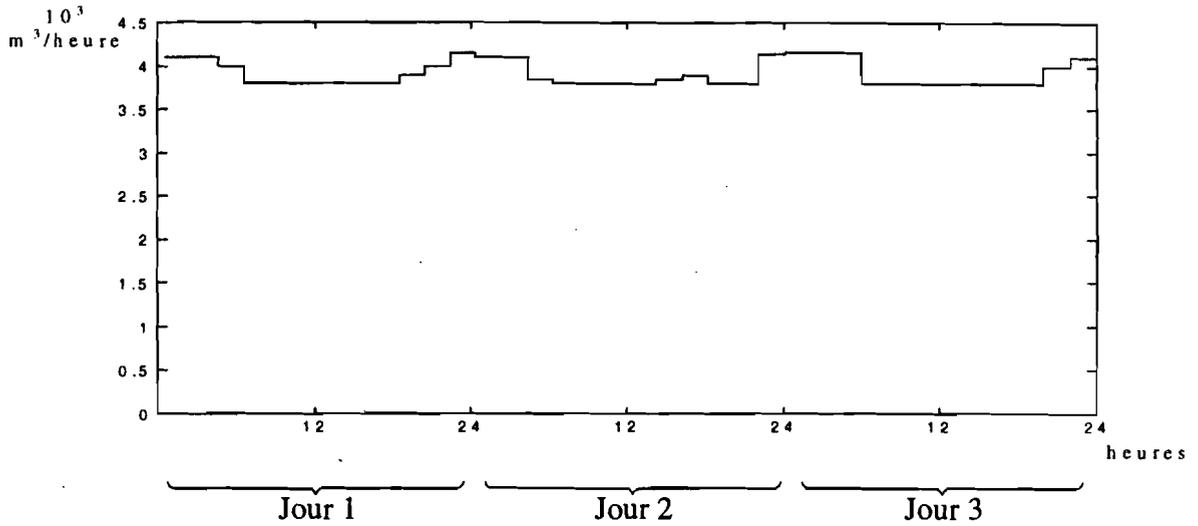
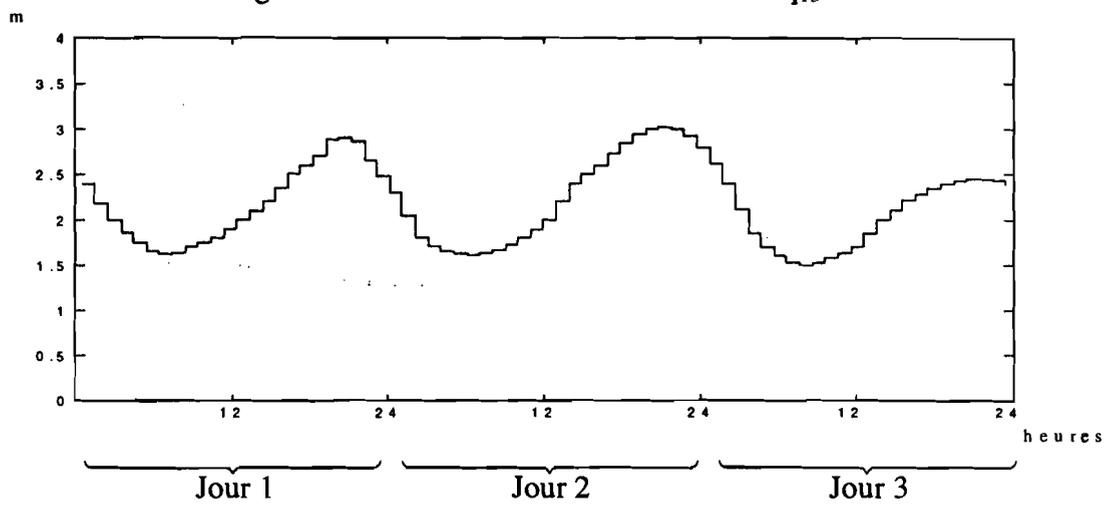
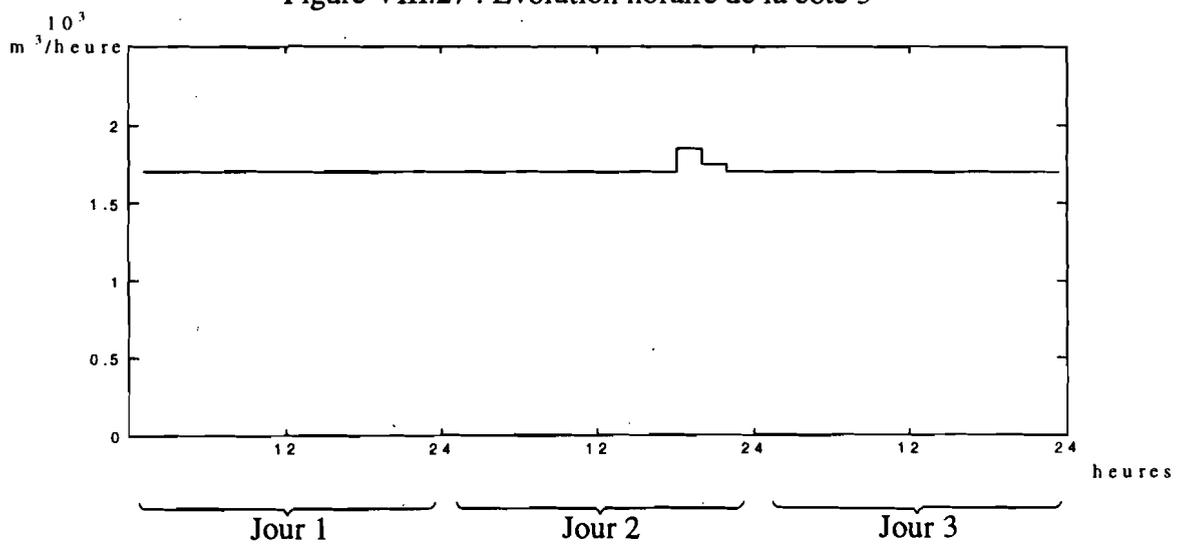
Figure VIII.26 : Evolution horaire du débit q_{13} 

Figure VIII.27 : Evolution horaire de la côte 3

Figure VIII.28 : Evolution horaire de débit q_{34}

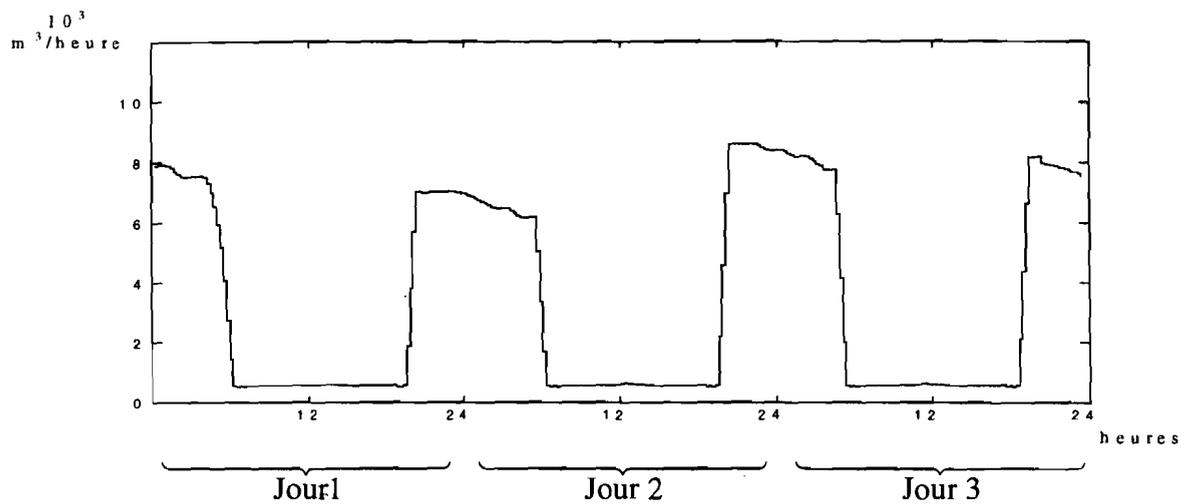


Figure VIII.29 : Evolution horaire du pompage au point de prélèvement 1

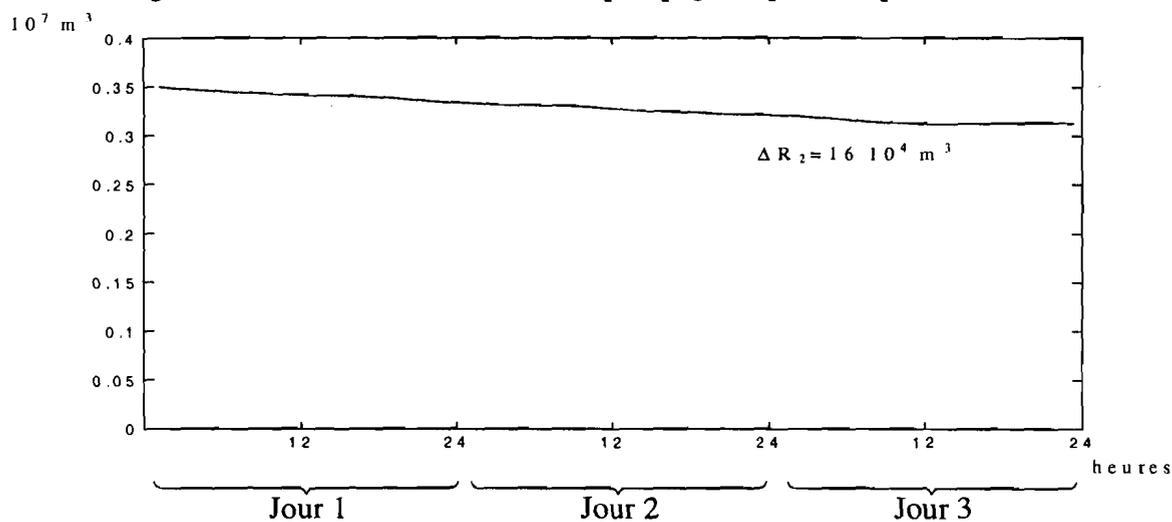


Figure VIII.30 : Evolution horaire de la réserve du barrage-réservoir 2

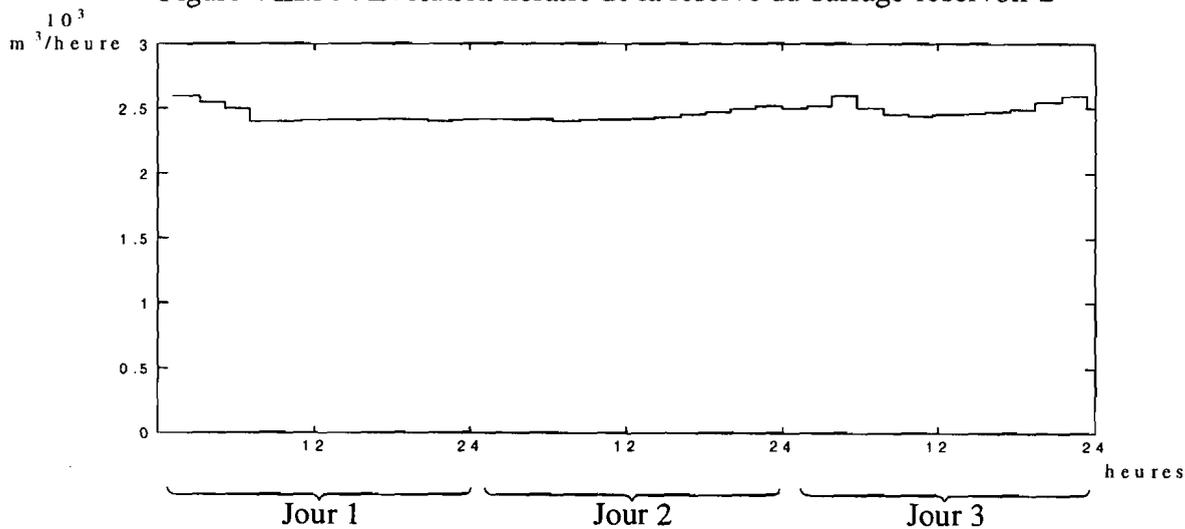


Figure VIII.31 : Evolution horaire du débit q_{22}

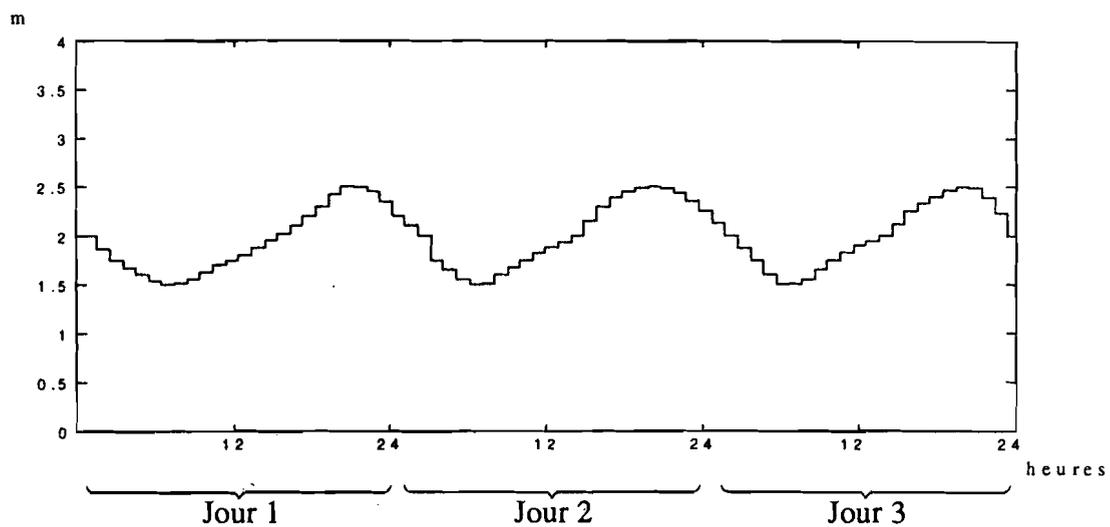


Figure VIII.32 : Evolution horaire de la cote 2

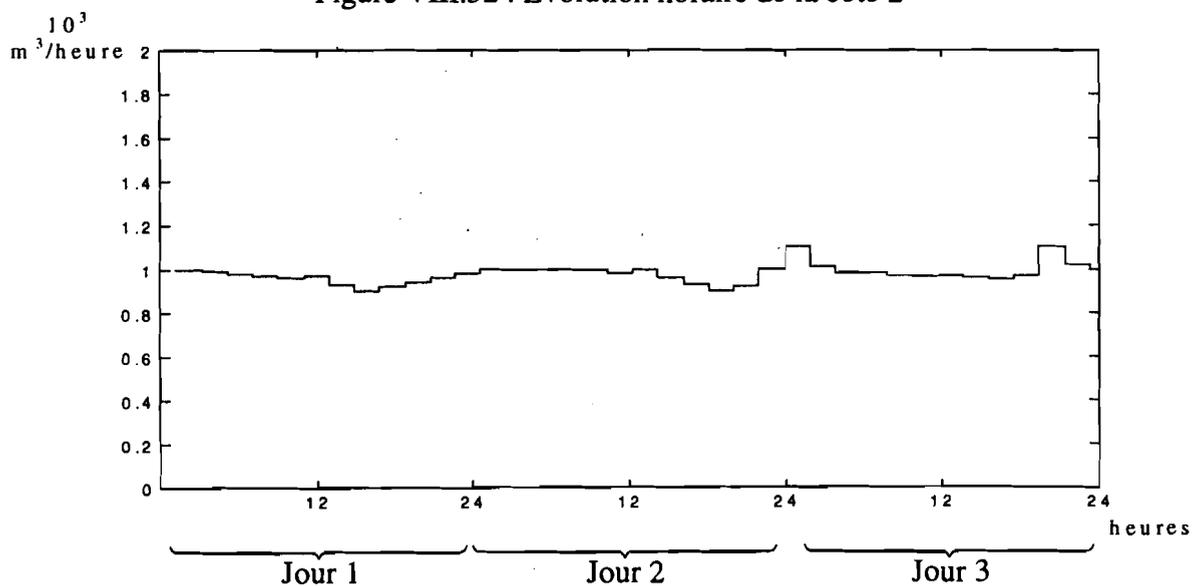


Figure VIII.33 : Evolution horaire du debit q_{23}

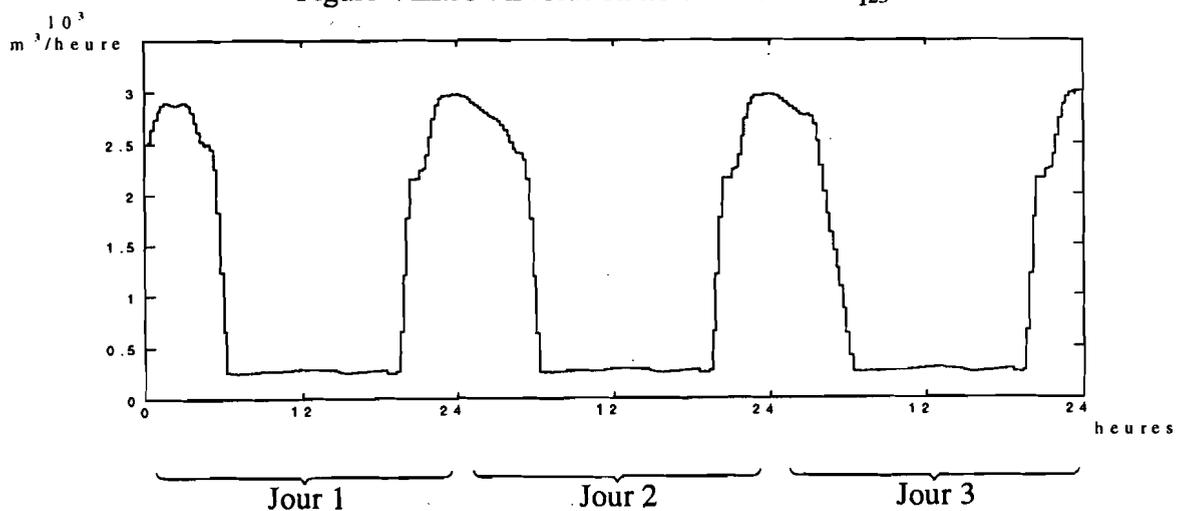
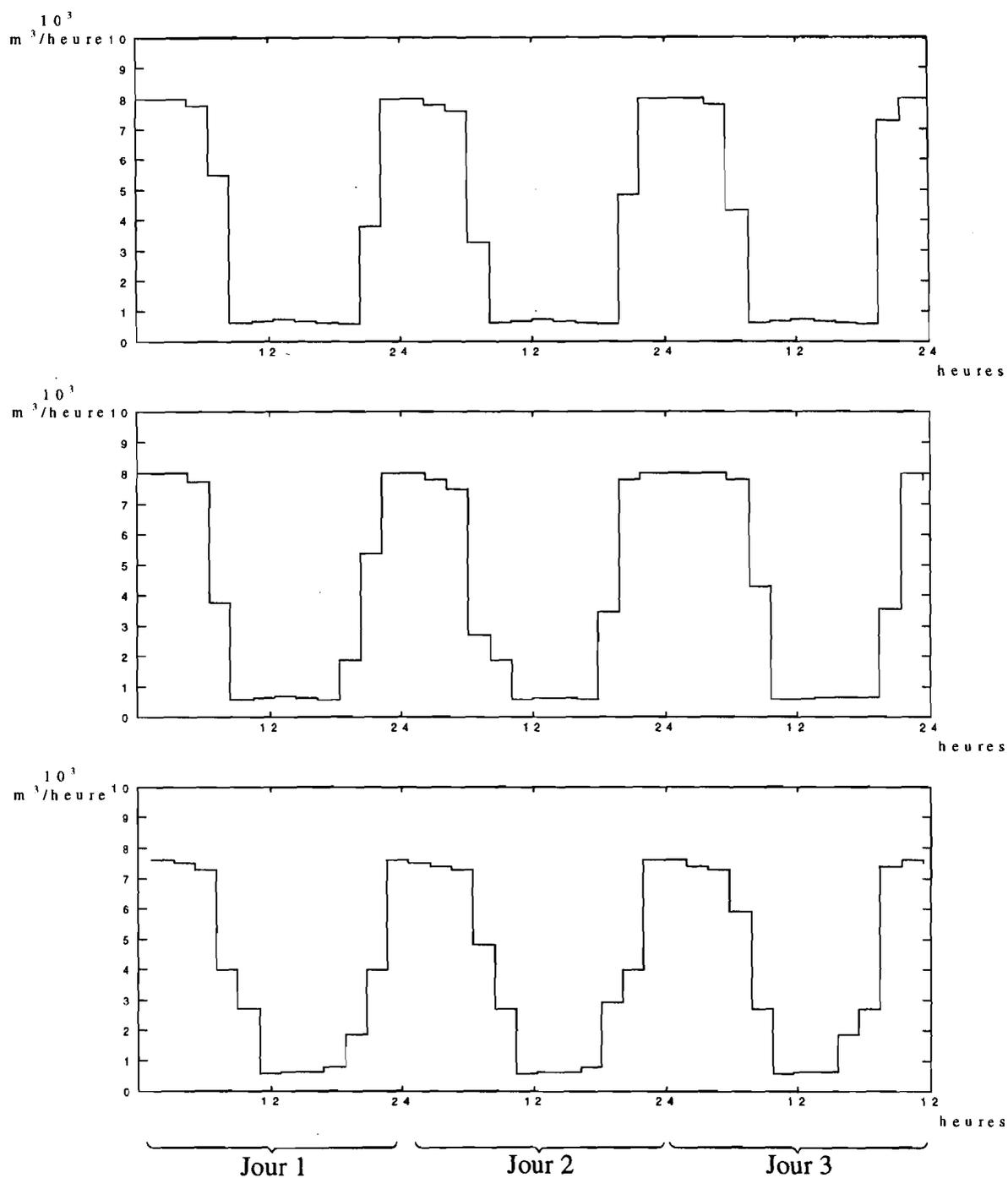


Figure VIII.34 : Evolution horaire du pompage au point de prélèvement 2

2°) Cas où la demande est flexible



Figures VIII.35 : Prélèvements horaires en P1 pour différentes flexibilités de la demande agricole

On constate que la solution optimale ne conduit pas à une utilisation totale des délestages autorisés sur le versant 1, alors que c'est le cas pour le versant 2. Ceci provient de la rigidité de la demande agricole qui a été concentrée sur l'horaire nocturne et dont la satisfaction est limitée par la capacité de prélèvement P_1^{\max} .

La résolution du problème a donc été reprise en considérant plusieurs degrés de flexibilité pour la demande agricole (voir figures VIII.35-a, VIII.35-b, VIII.35-c). On constate alors qu'à partir d'un certain degré de flexibilité, tout le délestage autorisé est effectivement utilisé.

VIII.6 Conclusion

Dans ce chapitre, ont été mises en œuvre les techniques de la Logique Floue proposées pour la définition précise des problèmes récurrents d'optimisation associés à la gestion de long terme et de court terme. Le système de stockage/transfert/distribution considéré présente une complexité moyenne qui permet néanmoins de vérifier que la mise en œuvre de celles-ci n'est pas pénalisante et qu'elles constituent un véritable outil d'aide à la décision pour le gestionnaire. Sur le plan de la résolution numérique de ces problèmes d'optimisation, compte tenu de la dimension (principalement temporelle) et de la structure de ceux-ci, différents aménagements aux méthodes classiques de la Programmation Dynamique et de l'Algorithme du Simplexe Révisé ont été rendus nécessaires de façon à viabiliser le processus de résolution sans toutefois en réduire le domaine d'applicabilité.



IX-CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire de recherche rentre dans le cadre général de la maîtrise des grands systèmes complexes distribués dans l'espace et dans le temps, tels que les systèmes d'irrigation, les systèmes de transport de biens et de passagers et les systèmes de communication, pour lesquels une approche globale recouvrant les aspects humains, socio-économiques, industriels et environnementaux semble nécessaire. C'est d'autant plus vrai dans le cas présent où on s'est intéressé à la gestion de l'eau, élément essentiel à la vie terrestre, et dont peut dépendre non seulement le bon rendement de certaines cultures industrielles dans les pays avancés, mais aussi le sort de populations entières dans les zones défavorisées sur le plan économique et climatique.

Ainsi, si cette thèse peut contribuer un tant soit peu à l'amélioration des techniques de gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau, beaucoup aura été réalisé.

La démarche scientifique adoptée dans cette thèse a été la suivante :

- Etat de l'art préliminaire concernant les techniques de gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau avec détection des principales difficultés et limites,
- Analyse du système sous une double optique :
 - celle de la Théorie Générale des Systèmes qui a permis d'en saisir la structure interne, les contraintes physiques et les phénomènes dynamiques,
 - celle de l'analyse économique permettant de saisir le comportement des usagers et de mieux définir les objectifs de gestion,
- Définition alors d'une approche intégrée pour la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution en se basant sur des approches d'optimisation, qui couvre l'ensemble des sous-systèmes et qui assure la transition entre les horizons de long, court et très court terme,
- La définition précise des problèmes de décision à résoudre et le développement de méthodes de résolution,
- Une évaluation préliminaire dans le cadre d'une application particulière de complexité moyenne.

L'un des enjeux de ce travail de recherche était de vérifier le potentiel des techniques floues et neuronales pour la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau. Il a été amplement démontré dans ce mémoire, que ces techniques ont effectivement aujourd'hui un très grand rôle à jouer dans l'amélioration des méthodes de gestion de ces systèmes, tant au niveau de l'analyse, la modélisation, la prédiction, la spécification que la prise de décision. Ainsi, un vaste champ d'application et de développement s'ouvre à elles.

Dans la perspective de la poursuite du présent travail, il s'agira d'une part de compléter l'évaluation déjà mise en œuvre, par une étude de simulation permettant de générer des scénarios différenciés afin de mieux tester les mécanismes d'aide à la décision proposés et ensuite de passer à des réalisations effectives sur des systèmes réels de caractéristiques variées. D'autre part, si dans cette thèse la démarche adoptée en ce qui concerne l'utilisation des techniques floues et neuronales, a été de présenter celles-ci comme un complément à des méthodes plus classiques de la Recherche Opérationnelle, il devient maintenant intéressant d'envisager leur utilisation suivant d'autres approches. On peut citer par exemple, la formulation de problèmes d'optimisation floue faisant appel aux extensions floues de différentes méthodes de la Programmation Mathématique, et le développement de systèmes de gestion à base de règles floues permettant d'éviter la résolution explicite en ligne de gros problèmes de programmation mathématique. Mais ceci est déjà une autre histoire.



ANNEXES

ANNEXE 1- Systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau : Eléments généraux

Il existe une très grande variété de systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau, celle-ci est due aux conditions climatiques diverses, aux dimensions et formes géographiques variées, aux techniques de captage, d'acheminement et de distribution utilisées.

Ainsi, ceux-ci peuvent être rencontrés aussi bien dans les régions tempérées que dans les régions arides subtropicales, ils concernent soit de grands bassins versants à la géographie contrastée (reliefs et végétations), soit des micro-régions isolées les unes des autres.

La différenciation entre ces systèmes peut être aussi poursuivie au niveau des différentes étapes de traitement de la ressource eau.

L'acheminement de l'eau, de sa source (barrage, rivière) vers ses usagers, peut se faire directement et simplement ou au contraire à travers un réseau complexe et étendu de canaux.

La configuration classique d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau consiste en une zone de captage et de stockage (barrage, réservoir), un organe de transport des eaux à ciel ouvert (canal principal) et un système de redistribution plus ou moins élaboré.

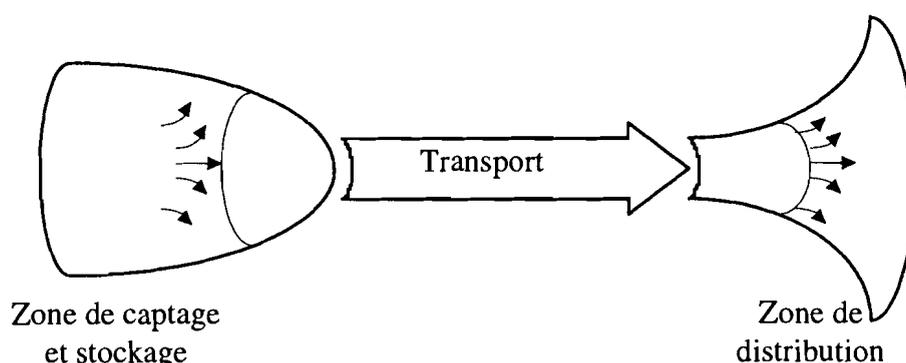


Figure A1.1 : Configuration d'un système de stockage/transfert/distribution d'eau

A1.1 Captage et Stockage

Bien que l'eau soit l'un des éléments les plus abondants sur Terre, la disponibilité *d'eau douce non polluée*, dans l'espace et dans le temps, est limitée (2.5% de l'eau présente sur Terre, en comptant la glace des pôles) [Collomb 1995]. Ceci souligne la nécessité impérieuse de maîtriser les réserves de cette ressource associée directement à la vie et aux activités économiques de l'homme, par le développement de systèmes de captage et de stockage performants.

Cette ressource peut être captée à différents stades de son cycle de transformation (figure A.2) :

- eau douce issue des précipitations,
- eau douce issue des ruissellements,
- eau douce issue des nappes phréatiques,
- désalinisation de l'eau de mer (solution aujourd'hui anti économique, adoptée néanmoins dans quelques cas : Iles du Cap-Vert, Arabie).

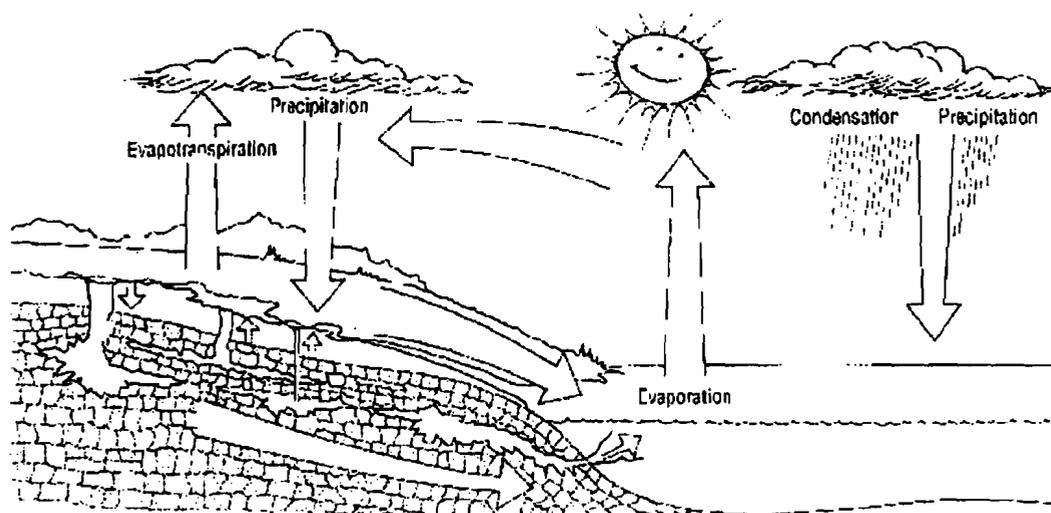


Figure A1.2 : Les origines de l'eau captée [Seckler et al. 1998]

Cette diversité de sources entraîne une diversité des infrastructures de captage et de stockage de la ressource eau avant tout transport ou distribution.

Ainsi, les systèmes de stockage de l'eau vont des systèmes naturels à des systèmes entièrement artificiels :

- stockage naturel : lit de rivière ou de fleuve,
- stockage artificiel : mini-barrages, moyens ou grands barrages de retenue, barrages fluviaux.

L'eau étant un élément chimiquement neutre que l'on peut retenir ou véhiculer par simple effet gravitaire, les technologies mises en œuvre ne présentent pas la complexité que l'on peut rencontrer pour d'autres types de ressources.

Ainsi, beaucoup des techniques utilisées aujourd'hui pour recueillir, stocker et transporter l'eau ont une origine ancienne.



Figure A1.3 : Technique traditionnelle de retenue d'eau (Page Web CEMAGREF¹ A. Vabre)

Cependant, il faut aussi noter que les équipements destinés à la maîtrise des ressources en eau peuvent avoir un impact néfaste sur l'environnement. L'implantation d'un barrage peut avoir des impacts nuisibles, tant dans la retenue (par exemple, submersion de la faune et de la flore)

¹ Centre National de Machinisme Agricole du Génie Rural, des Eaux et Forêts
(www.montpellier.cemagref.fr/~pom/photo)

que pour les cours d'eau affectés (cas du barrage d'Assouan, obstacle à la migration des poissons, dégradation de la qualité de l'eau, etc).

De ce fait, les programmes de mobilisation de la ressource en eau font aujourd'hui l'objet d'études préalables approfondies comportant des volets techniques et socio-économiques, mais aussi des études d'impact écologique permettant d'évaluer les atteintes au milieu naturel.

A1.2 Transport et Distribution

Dans les systèmes de stockage/transfert/distribution d'eau existant à travers le monde, deux types de réseau de transport et de distribution de l'eau sont essentiellement utilisés.

A1.2.1 Réseau collectif de distribution par canaux à ciel ouvert

Les réseaux collectifs de distribution par canaux à ciel ouvert sont généralement conçus en vue de la pratique de l'irrigation de surface au niveau de parcelles agricoles cultivées. L'eau peut être répartie selon les modalités suivantes :

- elle est distribuée en continu en tête de chaque parcelle pendant toute la durée de la campagne d'irrigation,



Figure A1.4 : Prise sur un canal (Page Web du CEMAGREF X. Litrico)

- elle est distribuée "au tour d'eau" à chaque exploitant qui reçoit à intervalles réguliers et pendant une durée déterminée un débit fixé à l'avance.

Dans les zones de forte densité agricole (bassin Garonne-Adour par exemple) une structure à plusieurs niveaux peut être mise en place :

Le périmètre à irriguer est dominé par le canal principal dont le tracé est faiblement incliné et accompagne les courbes de niveau environnante. Issus du canal principal, les canaux secondaires sont généralement implantés dans l'axe de la plus grande pente du terrain. Ils donnent alors naissance aux canaux tertiaires, à nouveau légèrement inclinés selon les courbes de niveau. Sur ces canaux tertiaires se trouvent les prises d'irrigation propres à chaque parcelle.

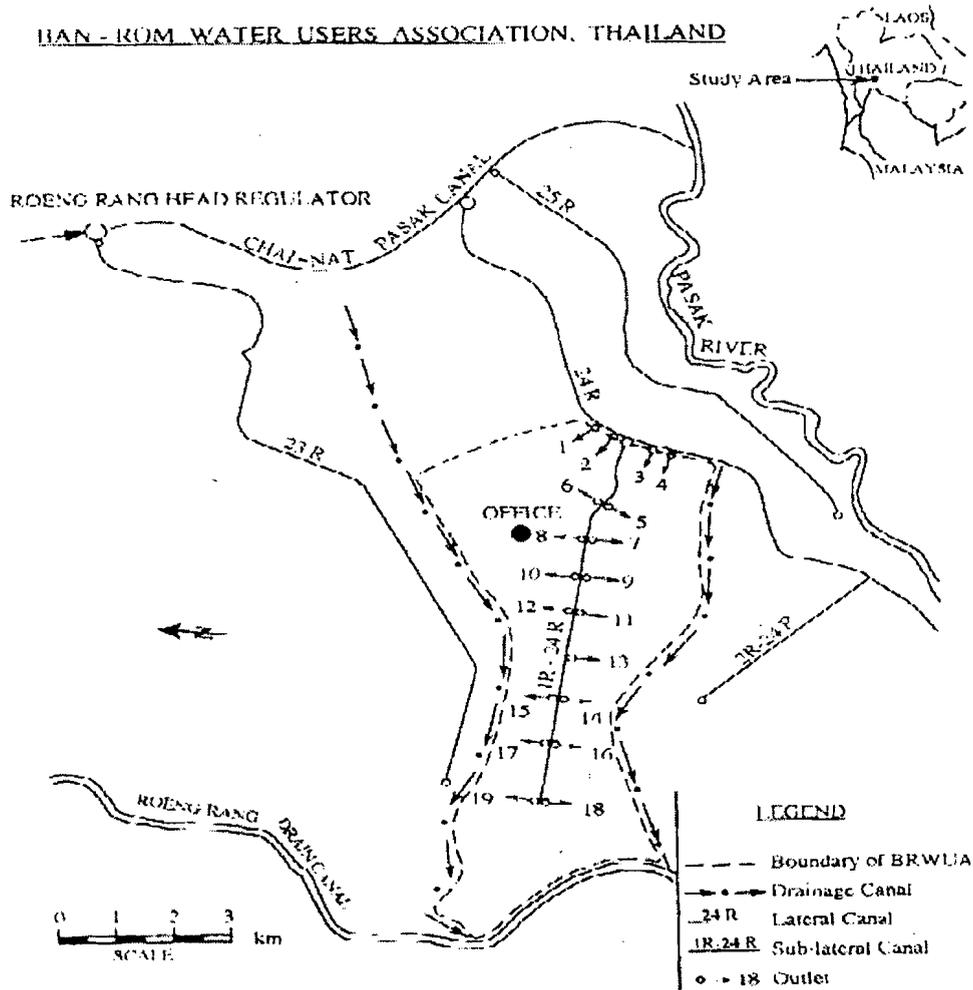


Figure A1.5 : Réseau collectif de distribution [Jiracheewee et al. 1996]

A1.2.2 Réseau collectif de distribution par conduites sous pression

Le développement des réseaux de distribution par conduites sous pression, est lié à la généralisation de l'irrigation par aspersion. Ces réseaux peuvent être caractérisés par les orientations suivantes :

- réseau collectif de distribution constitué de canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes parcelles à irriguer par l'intermédiaire de bornes d'arrosage,
- distribution de l'eau "à la demande", chaque irriguant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit, à tout instant.

La combinaison de ces deux principaux types de réseau de distribution est aussi souvent rencontrée.

Il est important de noter qu'au système de captage/stockage et transport/distribution, est associé un ensemble de capteurs et d'actionneurs qui permettent de recevoir des informations (débit et côte dans les canaux) et d'agir sur le système de stockage/transfert/distribution d'eau (manoeuvre des vannes pour le réglage des débits et côtes, pompes de prélèvement pour l'alimentation des usagers).

A1.3 La distribution en milieu agricole : l'irrigation proprement dite

On distingue principalement trois techniques d'irrigation : l'irrigation de surface, l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisée.

A1.3.1 L'irrigation de surface

Mode d'irrigation le plus ancien, l'irrigation de surface, ou irrigation gravitaire, reste encore la plus répandue dans le monde. Dans sa forme traditionnelle, l'eau est distribuée à l'aide de canaux en terre dominants les parcelles à irriguer, dans lesquels sont ouvertes des brèches qui laissent s'écouler l'eau à l'endroit choisi. Les pertes d'eau dans des canaux construits avec des matériaux locaux et l'hétérogénéité des arrosages peuvent engendrer un gaspillage non négligeable. Cette situation est très courante dans les pays du tiers monde.



Figure A1.6 : Distribution par canaux enterrés [Rieul 1996]

Ainsi, différents organismes internationaux (F.A.O, IIMI, par exemple s'appuyant sur des organismes techniques tels que le CEMAGREF en France) ont œuvré au cours des dernières décennies dans le sens de la modernisation de ce mode d'irrigation pour en améliorer l'efficacité, tout en réduisant les charges de main-d'œuvre inhérentes et en limitant les investissements nécessaires.

De nombreux types d'équipements mécaniques et/ou automatiques sont disponibles aujourd'hui pour répartir l'eau sur les parcelles. Ces équipements permettent, associés à des méthodes modernes de nivellement des parcelles irriguées, d'épandre l'eau de façon homogène et en quantité contrôlée. Ces systèmes peuvent permettre d'accroître le rendement hydraulique de l'irrigation gravitaire de 20 à 30% [Rieul 1996], ce qui est loin d'être négligeable.

A1.3.2 L'irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion s'est développée dans la deuxième moitié du XX^{ième} siècle, notamment aux Etats-Unis et en Europe. Dans ce cas, l'eau d'irrigation est fournie aux plantes sous forme de pluie artificielle, par des appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression.

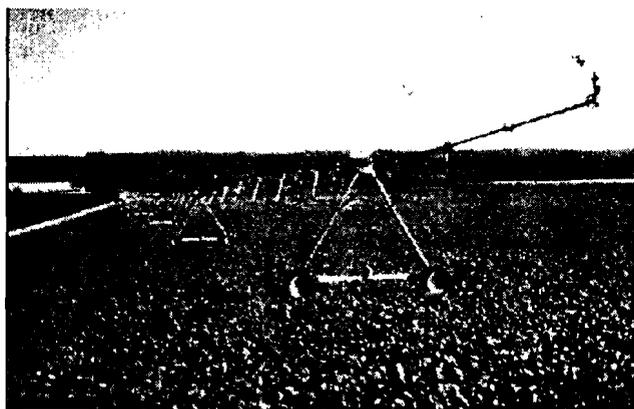


Figure A1.7 : Irrigation par aspersion [Rieul 1996]

Ces systèmes ont évolué à partir d'asperseurs improvisés installés sur des rampes mobiles ou fixes, pour devenir des machines d'arrosage produites à grande échelle, dont les plus répandues sont l'enrouleur et le pivot. Ces dispositifs modernes présentent l'avantage d'être automatisables, ce qui facilite l'emploi. Les systèmes d'aspersion sont plus efficaces que les systèmes gravitaires et permettent d'importantes économies d'eau.

A1.3.3 L'irrigation localisée

L'irrigation localisée ou micro-irrigation s'est appliquée d'abord à la production industrielle d'agrumes. Son utilisation s'est beaucoup développée dans les pays industrialisés à vocation agricole (Australie, Etats-Unis, Afrique du Sud et Europe Occidentale) [Decroix 1988].



Figure A1.8 : Irrigation localisée [Rieul 1996]

Comme son nom l'indique, l'irrigation localisée consiste à humidifier le sol au voisinage des racines des plantes, en y apportant régulièrement de petites doses d'eau. Compte tenu de ses caractéristiques, le pilotage de ce type de système de stockage/transfert/distribution d'eau a fait naturellement appel aux automatismes. La conduite automatique du système est basée sur le déclenchement de l'arrosage par suivi de l'évolution du volume de sol convenablement humidifié à l'aide de capteurs tensiométriques. Les apports d'eau étant bien contrôlés par ce système de stockage/transfert/distribution d'eau, celui-ci peut aussi être mis à profit pour introduire des fertilisants et des produits de traitement phytosanitaires. Ce système est très performant mais suppose une bonne technicité, tant dans le choix des équipements que dans la conduite des opérations et la maintenance des équipements.

ANNEXE 2 : Le simulateur SIC

A2.1 Description des fonctionnalités du simulateur

Le simulateur a été développé par la Division Irrigation du CEMAGREF de Montpellier [CEMAGREF 1996].

Le SIC (SIMulation des Canaux d'irrigation) est un modèle mathématique informatisé qui permet de simuler le comportement hydraulique de la plupart des sortes de canaux d'irrigation, aussi bien en régime permanent qu'en régime transitoire. Les principales fonctionnalités du simulateur sont :

- 1) Représenter en profondeur le comportement hydraulique d'un système de canaux principaux et secondaires.
- 2) Permettre d'élaborer des nouvelles règles pratiques de gestion opérationnelle des ouvrages de régulation en vue d'améliorer les procédures de gestion actuelles d'un canal.
- 3) Evaluer l'influence d'éventuelles modifications sur certains paramètres de conception en vue d'améliorer la capacité d'un canal à satisfaire ses objectifs de débit et de cote d'eau.
- 4) Tester les procédures opérationnelles automatiques et évaluer leur efficacité (de telles procédures devront être rédigées par des utilisateurs confirmés).

Le domaine d'application du SIC, aussi bien en régime permanent qu'en régime transitoire, couvre un large éventail de structures de réseaux hydrauliques : systèmes séries, ramifiés et maillés.

Le simulateur s'appuie sur trois programmes informatiques principaux (TALWEG, FLUVIA et SIRENE) qui réalisent respectivement le traitement de la topographie, les calculs en régime permanent et les calculs en régime transitoire. Le simulateur SIC est donc découpé en trois unités principales qui peuvent fonctionner aussi bien séparément que séquentiellement :

L'unité I est conçue pour créer les fichiers topographiques utilisés par les programmes de calcul des Unités II et III. L'unité I permet à l'utilisateur d'entrer et de vérifier les données obtenues à partir d'un relevé topographique des canaux.

L'unité II est conçue pour effectuer les calculs en régime permanent. Elle permet d'étudier la ligne d'eau pour diverses combinaisons de données de débits aux prises et d'ouvertures aux régulateurs. L'unité II permet aussi de déterminer les ouvertures nécessaires des prises et des vannes réglables pour satisfaire un tour d'eau donné tout en maintenant simultanément un ensemble de consignes de cotes d'eau dans le canal.

L'unité III est conçue pour effectuer les calculs en régime transitoire. Elle permet à l'utilisateur de tester les divers scénarios de tour d'eau, les manoeuvres sur les vannes de tête et les ouvrages de régulation. Démarrant à partir d'un régime initial permanent, elle aidera l'utilisateur à chercher la meilleure façon d'atteindre un nouveau tour d'eau. L'efficacité de la stratégie de gestion opérationnelle peut être évaluée au moyen d'un ensemble d'indicateurs de débits calculés aux prises.

Le SIC est donc un outil qui permet aussi bien aux gestionnaires d'un canal qu'aux chercheurs de simuler rapidement un grand nombre de configurations hydrauliques tant au niveau de la conception que de la gestion. Le logiciel est piloté par système de menus de façon à être facile à utiliser. L'utilisateur peut recourir à la procédure d'aide en ligne pendant le calcul.

Dans le simulateur SIC, la représentation des écoulements est basée, d'une part sur des calculs d'hydraulique unidimensionnelle pour le régime permanent et d'autre part, sur les équations de S^t Venant pour le régime transitoire [CEMAGREF 1996].

La résolution analytique complète des équations de S^t-Venant n'étant pas envisageable, des solutions peuvent être approchées par des méthodes de résolution numérique [Malaterre 1994]. Dans le cas du SIC, la méthode de discrétisation par différences finies avec schéma implicite de Preissmann a été adoptée. Selon que l'évaluation des dérivées en x fera ou non intervenir des valeurs de l'étape $(n+1)\Delta t$, la méthode de discrétisation par différences finies sera dite implicite ou explicite.

A2.2 Schéma de discrétisation implicite par différences finies

Un schéma aux différences finies consiste à calculer les valeurs des variables d'état, ici (Q,z) , sur un ensemble fini prédéterminé de points du domaine étudié, et en un ensemble fini d'instant. On note ici par n l'indice des instants et par j l'indice des points. La valeur d'une fonction continue $f(x,t)$ au point j et à l'instant n est notée f_j^n . Dans le schéma de Preissmann, le plan (x,t) est discrétisé en un maillage rectangulaire avec un pas d'espace Δx et un pas de temps Δt . Les valeurs de la fonction et de ses dérivées partielles spatiales et temporelles en un point M du plan (x,t) situé aux coordonnées $(j\Delta x + \Delta x/2, n\Delta t + \theta\Delta t)$ (figure 3.5), sont données par :

$$(f)_M \approx \frac{f_j^n + f_{j+1}^n}{2} + \theta \frac{\Delta f_j + \Delta f_{j+1}}{2}$$

$$\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_M \approx \frac{f_{j+1}^n - f_j^n}{\Delta x} + \theta \frac{\Delta f_{j+1} - \Delta f_j}{\Delta x}$$

$$\left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)_M \approx \frac{\Delta f_{j+1} + \Delta f_j}{2\Delta t}$$

où θ est un paramètre réel compris entre 0 et 1 et $\Delta f_j = f_j^{n+1} - f_j^n$.

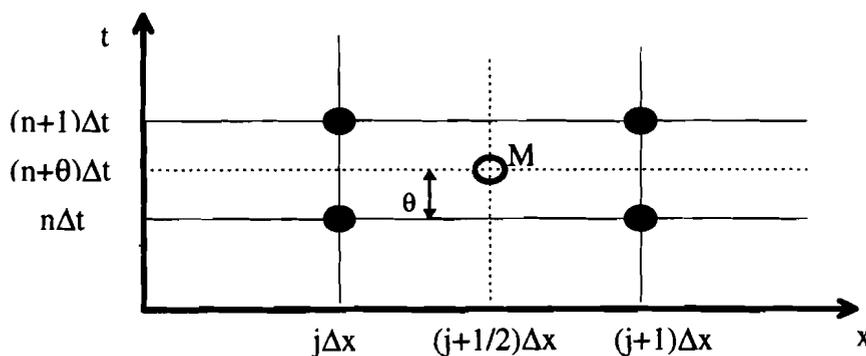


Figure A2.1 : Schéma de discrétisation de Preissmann

La discrétisation des équations de continuité et de quantité de mouvement de Saint-Venant, selon le schéma de Preissmann avec comme variables les débits Q et les côtes z , résulte en des équations non linéaires, puisque la surface mouillée S est une fonction non linéaire de z . Afin d'en obtenir un modèle linéaire, une linéarisation de ces équations discrétisées autour d'un

régime de référence s'impose. Ceci est fait, par exemple, à l'aide d'un développement de Taylor au premier ordre, ce qui conduit aux équations :

$$\begin{pmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & A_{14} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} & A_{24} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta Q_j \\ \Delta z_j \\ \Delta Q_{j+1} \\ \Delta z_{j+1} \end{pmatrix}^{n+1} = \begin{pmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{13} & B_{14} \\ B_{21} & B_{22} & B_{23} & B_{24} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta Q_j \\ \Delta z_j \\ \Delta Q_{j+1} \\ \Delta z_{j+1} \end{pmatrix}^n$$

auxquelles il faut associer des conditions aux limites. On obtient alors une représentation linéaire finale de la forme [Malaterre 1994] :

$$A_1 X^{n+1} = A_2 X^n + B_1 U + B_{p1} U_p$$

où A_1 est une matrice inversible, X est un vecteur regroupant les variables d'état du système, U est le vecteur de commande et U_p est le vecteur de perturbation.



ANNEXE 3 : Principes de base d'un système expert et de la Logique Floue

A3-1 Principes de base d'un système expert

A3-1.1 : Définition

Un système expert est un système utilisant une certaine forme "d'intelligence artificielle" pour simuler le processus de raisonnement d'un expert humain ou d'un groupe d'experts humains dans un domaine de compétence. Les systèmes experts utilisent des techniques de raisonnement automatiques comme le chaînage arrière, le chaînage avant et la logique floue. On s'intéresse ici aux systèmes experts flous.

A3-1.2 : Composants de base des systèmes experts flous

Un système expert flou comporte toujours (figure A3.1) [Farreny et al. 1987] :

- **un langage d'expression des connaissances** faisant appel à des règles de la forme SI-ALORS-SINON.
- **des structures d'accueil** pour la connaissance spécifique d'un domaine d'application, qu'elle soit directement fournie par des experts humains ou qu'elle soit accumulée par le système lui même au fil des expérimentations. Ces éléments de connaissance constitue *la base de connaissances*. On distingue généralement dans celle-ci des *connaissances assertionnelles* (décrivant des situations considérées comme établies ou à établir) et des *connaissances opératoires* (représentant la savoir faire sur le domaine considéré : quelles conséquences tirer ou quelles actions accomplir lorsque telle situation est établie ou est à établir).
- **un moteur d'inférence** qui met en œuvre des mécanismes de combinaison des connaissances assertionnelles et des connaissances opératoires.

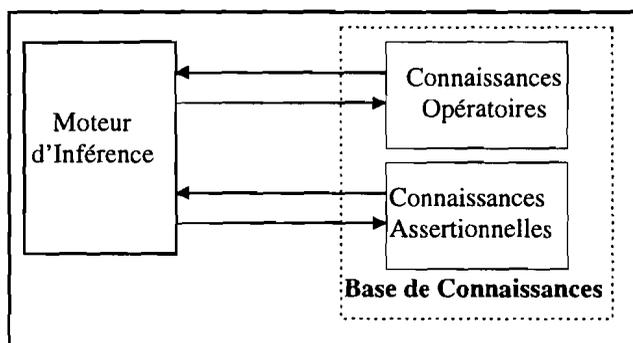


Figure A3.1 : Principe de base d'un système expert

A3-1.3 : Organisation d'un système expert flou

La figure ci-dessous représente de façon schématique l'architecture d'un système expert flou.

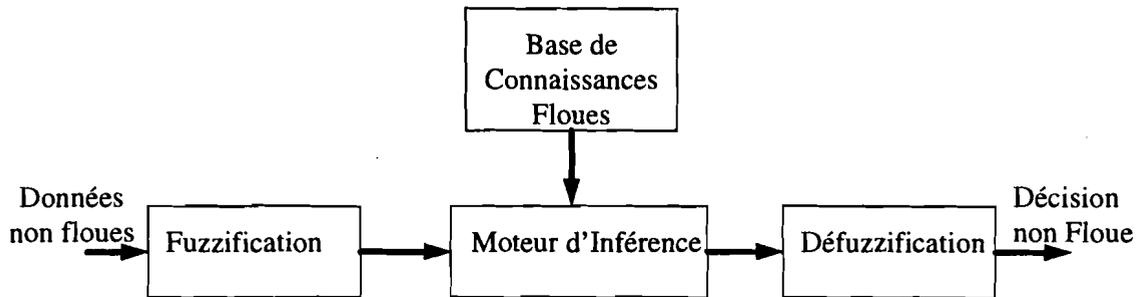


Figure A3.2 : Architecture d'un système expert flou

Les étapes du traitement effectué par le système expert flou pour amener à une décision sont :

- L'interface de fuzzification reçoit les entrées non floues et après normalisation leur fait correspondre un terme linguistique ou un sous ensemble flou. Cette fuzzification peut être caractérisée par les types de fonctions d'appartenance mises en œuvre (triangulaire, trapézoïdale,...). Dans le cas où on utilise des fonctions trapézoïdales, on aura par exemple pour **la régularité** des précipitations :

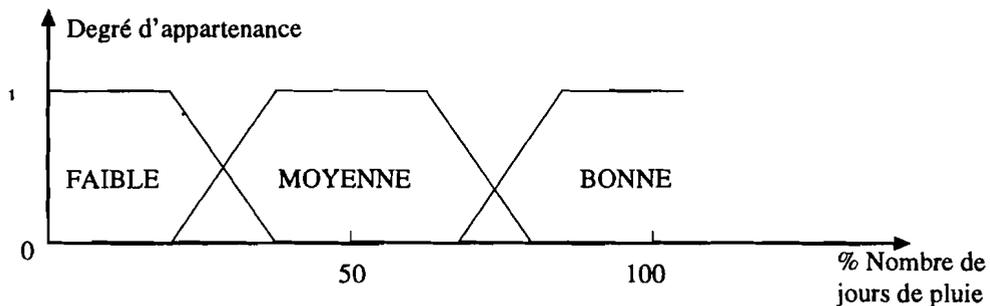


Figure A3.3 : Fonction d'appartenance de la régularité des pluies

- La base de connaissances floues répertorie d'une part, les termes linguistiques utilisées associés à leurs sous-ensembles floues et d'autre part, regroupe l'ensemble des règles floues.

- En ce qui concerne le moteur d'inférence, il associe les données floues aux règles floues et calcule le degré d'appartenance de la variable de sortie pour chaque valeur linguistique.

- L'interface de défuzzification élabore à partir de la sortie floue du moteur d'inférence, une sortie qui est déterministe.

A3-2 Principes de base de la Logique Floue

Le problème posé par les connaissances imprécises ou vagues a été pris en compte dès 1965 par Zadeh lorsqu'il jeta les bases de ce qu'il dénomma les "fuzzy sets" [Zadeh 1965].

A3-2.1 Ensemble flou

La théorie des ensembles flous est une théorie mathématique dont l'objectif est de modéliser les notions vagues du langage naturel pour palier à l'inadéquation de la théorie des ensembles classiques (ensemble booléen) dans ce domaine.

a°) Généralités sur les ensembles booléen et flou

La caractéristique fondamentale d'un ensemble booléen est la frontière exclusive entre deux catégories d'éléments : ceux qui appartiennent à l'ensemble et ceux qui ne lui appartiennent pas (appartiennent au complémentaire). Le concept d'appartenance est dans ce cas modélisé par une fonction de type tout ou rien.

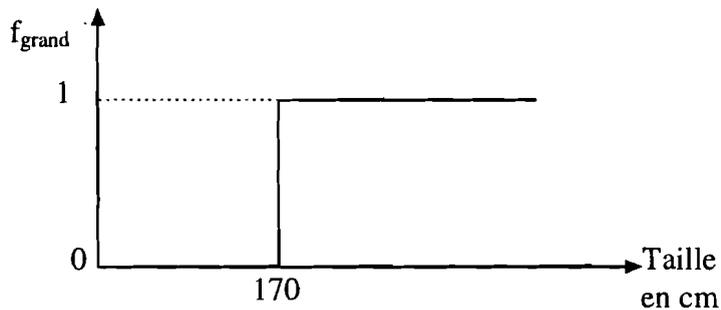


Figure A3.4 : Exemple de représentation de la fonction grand dans le cas booléen

La notion d'ensemble flou permet d'éviter l'utilisation de limites rigides d'appartenance à des classes. Ainsi, elle permet donc de généraliser cette fonction d'appartenance pour des catégories vagues (dans l'exemple précédent, un individu de 170 cm est considéré comme grand alors qu'un individu de 169.5 cm sera considéré comme petit : ce qui semble aberrant).

Dans la théorie des ensembles flous, l'exemple précédent sera représentée par sa fonction d'appartenance μ à valeurs dans l'intervalle $[0,1]$.

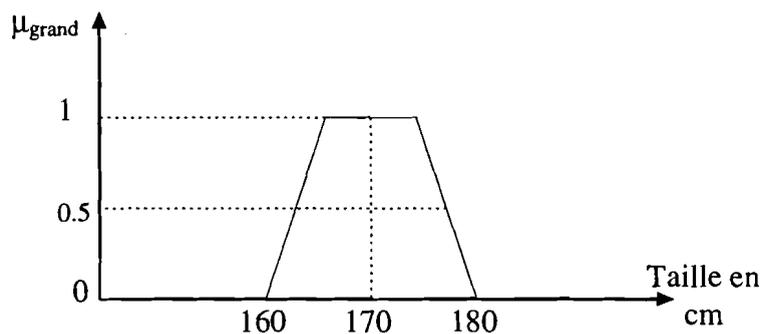


Figure A3.5 : Exemple de représentation de la fonction grand dans le cas flou

b°) Terminologie :

Le terme ensemble flou est une traduction directe de l'anglais "fuzzy set". Certains auteurs [Bouchon-Meunier 1993] [Dubois et al 1988] préfèrent le terme "sous-ensemble flou" dans la mesure où un ensemble flou n'existe pas par lui-même, il est défini par rapport à un référentiel explicite [Tong-Tong 1995]. Cependant, pour sa concision, on utilisera le terme d'ensemble flou.

A3-2.2 Variables linguistiques

Une variable linguistique est représentée par un triplet (V, X, T_V) , où V est la variable, X est l'univers de discours et T_V est l'ensemble des caractérisations floues de la variable V . Considérons par exemple la variable demande en eau définie sur l'ensemble des nombres réels positifs et caractérisée par les ensembles flous FAIBLE, MOYENNE, FORTE. Cette variable est alors représentée par le triplet $\{\text{Demande}, \mathbf{R}^+, (\text{FAIBLE}, \text{MOYENNE}, \text{FORTE})\}$.

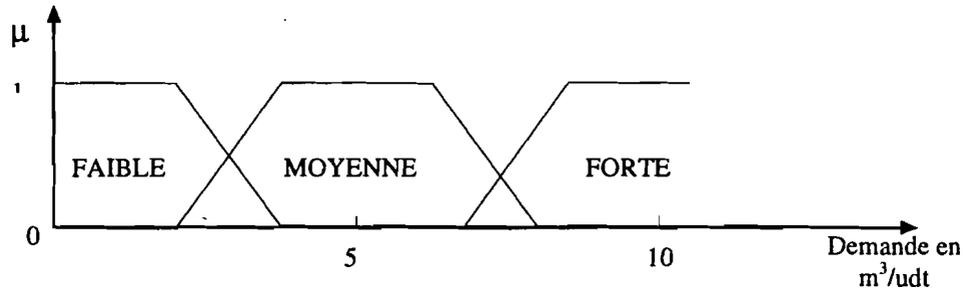


Figure A3.6 : Exemple de fonction d'appartenance

A3-2.3 Notations et représentations

L'ensemble flou A défini sur l'univers de discours X est noté :

- dans le cas discret : $A = \sum_{i=1}^n \mu_A(x_i)/x_i$
- dans le cas continu : $A = \int_X \mu_A(x)/x$

Caractéristiques d'un ensemble flou :

* Support : c'est l'ensemble des éléments de X appartenant au moins un peu à l'ensemble flou, il est noté :

$$\text{supp}(A) = \{x \in X \mid \mu_A(x) > 0\}$$

* Hauteur : c'est le plus fort degré d'appartenance avec lequel un élément de X appartient à l'ensemble flou, ce dernier est dit normalisé si sa hauteur est de 1.

* Noyau : c'est l'ensemble de tous les éléments appartenant de façon absolue à l'ensemble flou, il est noté :

$$\text{noy}(A) = \{x \in X \mid \mu_A(x) = 1\}$$

* Coupe de niveau α (ou α -coupe) : c'est l'ensemble des éléments de X appartenant à A avec un degré d'appartenance égal à α , il est noté :

$$\alpha\text{-coupe}(A) = A_\alpha = \{x \in X \mid \mu_A(x) \geq \alpha\}$$

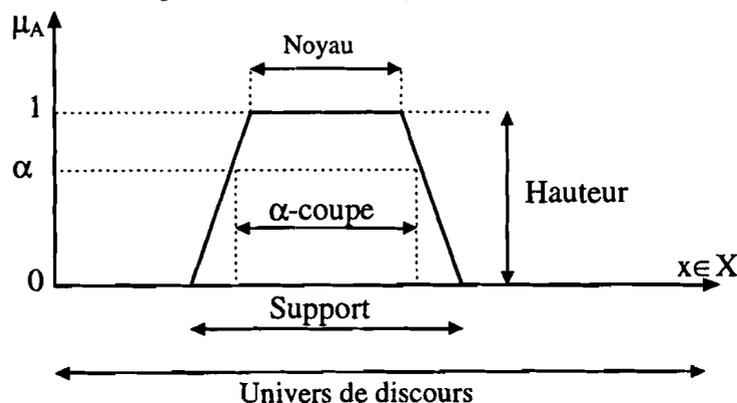


Figure A3.7 : Représentation des caractéristiques d'un ensemble flou

A3-2.4 Opérations sur les ensembles flous

Les opérations sur les ensembles flous sont en général des extensions des opérations sur les ensembles classiques (égalité, intersection, réunion, complément, etc.).

• **Egalité** : Soient deux ensembles flous A et B dans un univers X, on dit que A et B sont égaux ($A=B$) si leurs fonctions d'appartenance ont la même valeur en tout point x appartenant à X : $\mu_A(x)=\mu_B(x) \forall x \in X$.

• **Intersection et union** : L'intersection et l'union de deux ensembles flous ont été définies par diverses fonctions appelées respectivement norme et conorme triangulaire, ou encore t-norme et t-conorme. Par exemple, Zadeh propose les opérations suivantes :

$$\mu_{A \cap B}(x) = \min[\mu_A(x), \mu_B(x)] \text{ pour l'intersection}$$

et

$$\mu_{A \cup B}(x) = \max[\mu_A(x), \mu_B(x)] \text{ pour l'union}$$

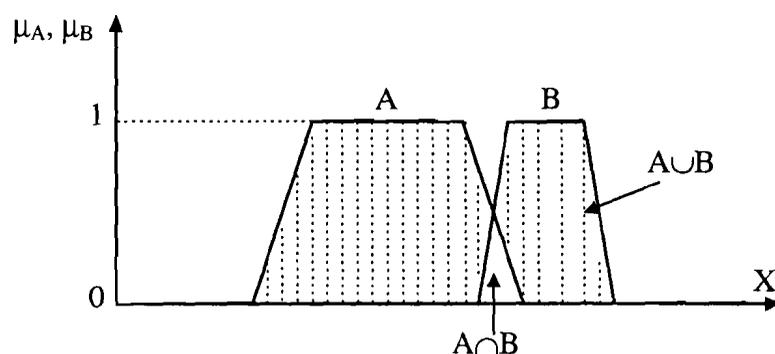


Figure A3.8 : Exemple d'intersection et d'union d'ensembles flous (Zadeh)

Il existe d'autres opérateurs pour l'intersection et la réunion d'ensembles flous (tableau ci-dessous).

notation	t-norme	dénomination	t-conorme associé
t_G	$\min(x,y)$	Zadeh	$\max(x,y)$
t_P	$x \cdot y$	probabiliste	$x+y-xy$
t_L	$\max(0, x+y-1)$	Lukasiewicz	$\min(1, x+y)$
t_D	$\begin{cases} x, & \text{si } y = 1 \\ y, & \text{si } x = 1 \\ 0, & \text{sinon} \end{cases}$	Dubois et Prade	$\begin{cases} x, & \text{si } y = 0 \\ y, & \text{si } x = 0 \\ 1, & \text{sinon} \end{cases}$
$t_\lambda^D, \lambda > 0$	$1 - \frac{1}{1 + \left[\left(\frac{1-x}{x} \right)^\lambda + \left(\frac{1-y}{y} \right)^\lambda \right]^{1/\lambda}}$	Dombi	$\frac{1}{1 + \left[\left(\frac{x}{1-x} \right)^\lambda + \left(\frac{y}{1-y} \right)^\lambda \right]^{1/\lambda}}$
$t_\gamma^H, \gamma > 0$	$\frac{xy}{\gamma + (1-\gamma)(x+y-xy)}$	Hamacher	$\frac{x+y-xy-(1-\gamma)xy}{1-(1-\gamma)xy}$
$t_p^Y, p > 0$	$1 - \min\{[(1-x)^p + (1-y)^p]^{1/p}, 1\}$	Yager	$\min\{(x^p + y^p)^{1/p}, 1\}$
$t_\lambda^W, \lambda > -1$	$\max\{0, (x+y-1+\lambda xy)/(1+\lambda)\}$	Weber	$\min\{x+y+\lambda xy, 1\}$

• **Complément** : Le complément d'un ensemble flou A dans un univers X est l'ensemble flou \bar{A} dont la fonction d'appartenance $\mu_{\bar{A}}(x)=1-\mu_A(x)$ avec $A \cup \bar{A} = X$ et $A \cap \bar{A} = \emptyset$.

• **Autres Opérateurs** :

Différence bornée ; $\mu_{A-B}(x)=\max\{0,\mu_A(x)-\mu_B(x)\}$

Somme bornée : $\mu_{A\oplus B}(x)=\min\{1,\mu_A(x)+\mu_B(x)\}$

Somme algébrique : $\mu_{A\dot{+}B}(x)=\mu_A(x)+\mu_B(x)-\mu_A(x).\mu_B(x)$

Produit algébrique : $\mu_{A.B}(x)=\mu_A(x).\mu_B(x)$

Complément de degré λ (\bar{A}^λ) : $\mu_{\bar{A}^\lambda}(x)=[1-\mu_A(x)]/[1+\lambda\mu_A(x)]$. Les valeurs caractéristiques de λ sont $\lambda=0$, $\lambda \rightarrow -1$, $\lambda \rightarrow \infty$.

A3-2.5 Relation floue

La notion de relation floue intervient lorsqu'une correspondance entre deux ou plusieurs objets ne peut être établie avec précision et sans ambiguïté. Une relation floue est une extension de la notion classique de relation, elle est définie formellement à partir du produit cartésien.

Définition : Soit $X=X_1 \times X_2 \times \dots \times X_n$ le produit cartésien de n univers X_1, \dots, X_n , on appelle relation floue entre X_1, X_2, \dots, X_n un ensemble flou Y dans $X_1 \times X_2 \times \dots \times X_n$ dont la fonction d'appartenance μ_Y est une application du produit cartésien X dans l'intervalle [0,1].

A3-2.6 Propriétés attendues d'une base de règles

Une base de règle ne sera utilisable de façon systématique que dans la mesure où elle présente les propriétés suivantes :

• **Continuité** : Une base de règles floues est continue si toutes les règles de prémisses adjacentes ont des conclusions adjacentes.

La notion d'ensemble flou adjacent consiste à ordonner les ensembles flous sur leur univers de discours : $A_1 < A_2 < \dots < A_{i-1} < A_i < A_{i+1}$, où A_{i-1} et A_i sont adjacents au même titre que A_i et A_{i+1} .

Les parties prémisses des règles sont dites adjacentes si elles contiennent les mêmes ensembles flous pour chacune des variables en entrée sauf pour l'une d'entre elles où les ensembles flous sont adjacents.

Exemple : Soit la règle R_k : SI x_1 est A_1^k et x_2 est A_2^k ALORS y est B^k ($k=1 \dots r$)

Les prémisses des règles R_k et $R_{k'}$ ($k \neq k'$) sont adjacentes si l'une des deux conditions suivantes est vérifiée :

a°) $A_1^k = A_1^{k'}$ et (A_2^k et $A_2^{k'}$) sont adjacents

b°) $A_2^k = A_2^{k'}$ et (A_1^k et $A_1^{k'}$) sont adjacents

La base de règles est dite continue si pour chacune des règles de prémisses adjacentes, les ensembles flous en sortie B^k et $B^{k'}$ le sont aussi.

• **Consistance** : Une base règles floues est consistante s'il ne contient pas de contradictions.

Exemple de règles inconsistantes :

SI (Germination Bonne) **ET** (Végétation Bonne) **ET** (Pluie Abondante et Régulière pendant Floraison) **ALORS** (Demande Moyenne).

SI (Germination Bonne) **ET** (Végétation Bonne) **ET** (Pluie Abondante et Régulière pendant Floraison) **ALORS** (Demande Forte).

• **Complétude** : Une base de règles floues est complète si quelque soit la combinaison dans l'espace d'entrée, il existe une conclusion dans l'espace de sortie. Par contre, une base de règles floues est incomplète s'il existe une situation de l'espace d'entrée pour la quelle aucune règle n'est activable. Une mesure de la complétude de la base de règles est donnée par [Jager 1995] :

$$C(\underline{x}) = \sum_{k=1}^r \left\{ \prod_{i=1}^n \mu_{A_i^k}(x_i) \right\}$$

où $\underline{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ est le vecteur d'entrée, A_i^k est l'ensemble des univers de discours.

Si $C(\underline{x})=0$ la base de règles est incomplète, si $0 < C(\underline{x}) < 1$ la base de règles est sous complète, si $C(\underline{x})=1$, la base de règles est strictement complète et si $C(\underline{x}) > 1$ la base de règles est sur complète.

A3-2.7 Fuzzification

C'est la transformation des variables physiques en des variables linguistiques floues qui seront traitées dans les règles. Les termes linguistiques associés à une variable donnée (variable d'entrée ou de sortie) sont exprimés par un ensemble de fonctions d'appartenance. Le choix du type de la fonction d'appartenance (triangulaire, trapézoïdale, exponentielle,...) est arbitraire, néanmoins pour des raisons de facilité de programmation, les fonctions triangulaire et trapézoïdale sont les plus utilisées.

A3-2.8 L'inférence floue

Le but de l'inférence floue (ou évaluation des règles) est de déterminer les sorties à partir des entrées floues issues de la fuzzification des entrées réelles et de l'utilisation d'un opérateur d'implication qui permet d'évaluer un degré de vérité d'une règle de la forme SI-ALORS. Il existe plusieurs types d'opérateurs d'implication selon l'interprétation logique que l'on donne à l'implication. Cependant, dans la plupart des cas on préfère les méthodes plus pratiques :

- de Mamdani : $\mu_R(x,y) = \min[\mu_A(x), \mu_B(x)]$

- et de Larsen : $\mu_R(x,y) = \mu_A(x) \cdot \mu_B(x)$

A3-2.9 La défuzzification

Elle consiste à traduire l'ensemble flou résultant de l'inférence floue en une grandeur numérique non floue. Il existe plusieurs méthodes de défuzzification dont la plus courante est celle dite de la moyenne pondérée ou du centre de gravité. Dans ce cas, chaque fonction d'appartenance d'une sortie donnée est tronquée par le degré d'appartenance correspondant indiqué dans la sortie floue calculée par l'inférence floue. La sortie non floue est alors le

centre de gravité de l'ensemble des points délimités par la courbe $\mu(y)$ issue de la troncature de l'ensemble des fonctions d'appartenance de la sortie considérée :

$$y_0 = \frac{\sum_a^b \mu(y) \cdot y}{\sum_a^b \mu(y)}$$

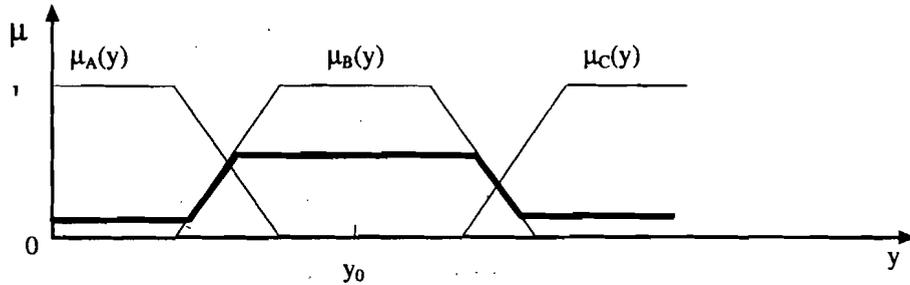


Figure A3.9 : Exemple d'illustration de la défuzzification par centre de gravité

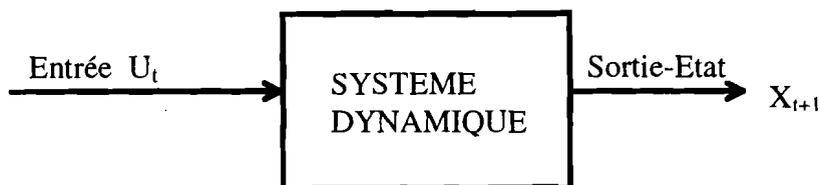
ANNEXE 4 : Les règles dynamiques

A4.1 Introduction

En général, les connaissances qualitatives que l'on peut avoir sur le comportement d'un système peuvent s'exprimer sous forme de règles floues. Les règles floues utilisées sont généralement de la forme :

$$\underbrace{\text{si } (X_1 \text{ est } A_1), \dots \text{ et } (X_n \text{ est } A_n)}_{\text{Prémisse}} \text{ alors } \underbrace{Y \text{ est } B}_{\text{Conclusion}} \quad (\text{A4.1})$$

L'ensemble des connaissances d'un système exprimé sous forme de règles floues constitue une base de règles. La continuité, la consistance et la complétude sont des propriétés importantes que doit posséder une base de règles pour qu'elle puisse être mise en œuvre dans un processus d'aide à la décision. Dans le cadre de la conduite des systèmes dynamiques, on peut considérer deux types de règles : des règles de prédiction et des règles de commande. Notons que ces deux types de règles font apparaître de façon explicite la notion du temps.



Les règles de prédiction peuvent s'écrire (règle l) :

$$\text{si } \prod_{\theta=i-I_l}^i (X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell) \text{ et } U_i \text{ est } B^\ell \text{ alors } X_{i+1} \text{ est } C^\ell \quad (\text{A4.2})$$

où I_l est un paramètre de retard associé à la règle et où i est l'indice associé au temps courant. alors que les règles de commande s'écriront :

$$\text{si } \prod_{\theta=i-I_l}^i (X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell) \text{ alors } U_i \text{ est } B^\ell \quad (\text{A4.3})$$

Remarquons que dans le premier cas, les règles de prédictions ont un caractère absolu et correspondent à une description qualitative (simulation) du comportement dynamique du système.

Dans le deuxième cas, les règles de commande n'ont de valeur que relativement à un objectif de commande qui reste implicite. Ainsi, ces dernières pourront être déduites formellement des premières, ce que nous retiendrons donc comme objet d'étude pour la suite.

Il n'est pas surprenant de constater que le formalisme utilisé dans la littérature "logique floue orientée commande" [Dubois et al. 1980], est de nature statique puisqu'en général on s'adresse à des systèmes inanimés et que si l'on fait référence au problème de l'explosion combinatoire et au problème concomitant de la réduction du nombre de règles, celui-ci ne se pose pas dans toute sa criticité.

En effet, la quasi totalité de la littérature consultée ne s'intéresse qu'au cas des systèmes markoviens, ce qui réduit le domaine des prémisses des règles considérées à l'instant courant et à ses instants immédiatement antérieurs :

$$\begin{aligned} & \text{si } (X_t^1 \text{ est } A_1^\ell \text{ et } X_t^2 \text{ est } A_2^\ell \text{ et } \dots X_t^p \text{ est } A_p^\ell) \\ & \quad \text{et si } (U_t^1 \text{ est } B_1^\ell \text{ et } \dots \text{ et } U_t^q \text{ est } B_q^\ell) \\ & \text{alors } (X_{t+1}^1 \text{ est } C_1^\ell \text{ et } X_{t+1}^2 \text{ est } C_2^\ell \text{ et } \dots X_{t+1}^p \text{ est } C_p^\ell) \end{aligned} \quad (\text{A4.4})$$

où p est la "dimension de l'état" du système et q est le "nombre d'entrée".

Si r est le nombre de valeurs linguistiques que peut prendre chacune des variables X ou U , on a affaire à un nombre potentiel r^{p+q} de règles floues distinctes. Dans le cas où ce nombre devient respectable, divers auteurs [Combs et al. 1998], [Lacrose 1997], [Setnes 1995], [Hohenshn et al. 1994] ont proposé des techniques dites de réduction de la complexité d'une base de règles floues :

- élimination directe de règles,
- réduction par orthogonalisation des moindres carrés,
- réduction par fusionnement d'ensembles flous.

Dans le cas mono-dimensionnel, de telles règles s'écriront :

$$\text{si } (X_i \text{ est } A^\ell \text{ et } U_i \text{ est } B^\ell) \text{ alors } X_{i+1} \text{ est } C^\ell \quad (\text{A4.5})$$

d'où simplement r^2 règles floues potentielles.

Le champ d'application de l'Automatique (et de l'intelligence Artificielle) s'est au fil des ans étendu des systèmes purement physiques (mécaniques, électriques, hydrauliques, etc.) aux systèmes complexes mettant en jeu des êtres (animaux ou végétaux) vivants dont le comportement et les performances (récoltes) sont loin d'être markoviens. Pour ceux-ci, il semble intéressant de considérer des bases de règles constituées par des règles telles que :

$$\text{si } \underbrace{\prod_{\theta=1}^t (X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell) \text{ et } U_t \text{ est } B^\ell}_{\text{Prémisse}} \text{ alors } \underbrace{Z_{t+1} \text{ est } C^\ell}_{\text{Conclusion}} \quad (\text{IV.10})$$

que nous appellerons "règles dynamiques" car les entrées de leurs prémisses ont tendance à augmenter avec le temps pris sur une base calendaire associée à un cycle de vie.

A4.2 Analyse d'une base de règles dynamiques

Il est clair que les notions de continuité, de consistance et de complétude s'appliquent ici même et qu'elles constituent des propriétés impératives pour une telle base de règles.

En ce qui concerne la dimension de la base de règles, celle-ci va dépendre directement de l'horizon temporel considéré dans le passé. Ceci amène à réécrire ces règles sous la forme :

$$\text{si } \prod_{\theta=t-T}^t (X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell) \text{ et } U_t \text{ est } B^\ell \text{ alors } X_{t+1} \text{ est } C^\ell \quad (\text{A4.6}),$$

où t reste le temps calendaire, ce qui fait apparaître le paramètre T , et le nombre potentiel de règles s'écrira alors r^{2T} , qui est un nombre qui croît exponentiellement avec l'horizon T .

En fait, si on adopte la démarche de génération systématique associée à la réduction de la base de règles, pour sa construction, on devra affronter des problèmes de taille bien plus importants que dans le cas des systèmes de bases statiques. Il semble donc plus judicieux de générer directement la base des règles dynamiques en tenant compte des **connaissances structurelles** que l'on a sur le système complexe étudié.

Ainsi, dans ce contexte dynamique il sera utile d'analyser et de préciser certaines notions telles que : la profondeur de la règle, la règle minimale et la longueur de la mémoire à un instant donné.

Soit la règle dynamique $R^{\ell t}$:

$$\text{si } \prod_{\theta=t-T_t^\ell}^t (X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell \text{ et } U_\theta \text{ est } B^\ell) \text{ alors } Z_{t+1} \text{ est } C^\ell \quad (\text{A4.7})$$

Profondeur de la règle $R^{\ell t}$

Elle est définie par :

$$\text{min } P \text{ tel que l'on ait } \begin{cases} \prod_{\sigma=t-P}^t (X_\sigma \text{ est } A_\sigma^\ell \text{ et } U_\sigma \text{ est } B^\ell) \text{ alors } Z_{t+1} \text{ est } C^\ell \\ \forall X_\theta \text{ et } U_\theta, \theta \in [t-T_t^\ell, t-P], P \leq T_t^\ell \end{cases} \quad (\text{A4.8})$$

Règle minimale

La règle minimale est obtenue par la réduction des prémisses combinée à l'effet de l'oubli du passé. Ainsi une règle est minimale si :

$$P(R^{\ell t}) = T_t^\ell \quad (\text{A4.9})$$

Par souci d'efficacité, on pourra ne considérer que des règles minimales, notons aussi qu'une règle est minimale temporellement.

Longueur de la mémoire à l'instant t

Elle est définie par :

$$\max_{\ell \in \mathcal{L}^t} T_t^\ell = L_t^\ell \quad (\text{A4.10})$$

où \mathcal{L}^t est l'ensemble des règles actives à l'instant t .

Etats initiateurs et définitifs

On pourra définir des états spéciaux pour le système (une culture ici) tels que :

- Etat initiateur : $e_j, j=1$ à E , si " X_k est a_j " est "vrai" alors il y a oubli du passé avant $k-T_j$ et la règle se réduira à :

$$\text{si } X_k \text{ est } a_j \text{ si } \prod_{\theta=k-T_j}^t (X_\theta \text{ est } A_\theta^\ell \text{ et } U_\theta \text{ est } B^\ell) \text{ alors } Z_{t+1} \text{ est } C^\ell \quad (\text{A4.11})$$

- Etat définitif : $f_j, j=1$ à F , si " X_k est a_j " est "vrai" alors on aura :

$$\forall U_{k+\theta}, \theta \geq k, Z_{\theta+1} = Z_j \quad (\text{A4.11})$$

où Z_j est une valeur qualitative.



ANNEXE 5 : Eléments introductifs aux réseaux de neurones artificiels

Dans cet annexe, on introduit les éléments de base relatifs au réseaux de neurones artificiels et à leurs techniques d'apprentissage.

Depuis quelques années, les réseaux de neurones artificiels, inspirés du cerveau humain, connaissent un succès croissant dans divers domaines, en particulier dans les Sciences de l'Ingénieur, ils se sont très vite étendus à la classification automatique (reconnaissance de forme), à la modélisation et à la commande de systèmes dynamiques, au traitement du signal (filtrage adaptatif) [Widrow et al. 1994].

A5.1 Définition

Un neurone artificiel, appelé aussi dans la littérature spécialisée neurone connexionniste, se matérialise par un processeur (simulé par logiciel ou réalisé matériellement) distribué et parallèle qui a une aptitude naturelle à stocker un savoir expérimental et à l'utiliser par extrapolation dans des situations nouvelles.

Un neurone artificiel est caractérisé par un ensemble de paramètres et composants :

- une fonction d'activation $\Gamma(\cdot)$ (équivalente à l'état de polarisation d'un neurone naturel),
- une valeur de sortie s (représentant l'influx de transmission du neurone),
- un ensemble de connexions d'entrée (e_i, w_i) (représentant les connexions entrantes : les axones et les synapses),
- un biais b_0 (représentant un seuil d'activation interne au neurone),
- un ensemble de connexions de sortie (représentant les connexions sortantes : les dendrites).

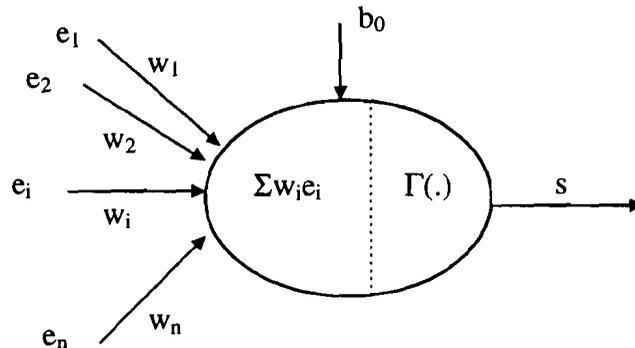


Figure A5.1 : Neurone artificiel vu comme un opérateur mathématique

On peut considérer un neurone artificiel comme la réalisation d'une application de \mathbf{R}^n dans \mathbf{R} puisqu'on peut représenter par des paramètres réels chacune des composantes décrites précédemment :

$$s = \Gamma \left[\sum_{i=1}^n w_i e_i + b_0 \right]$$

où $[e_1, e_2, \dots, e_n]^T$ est le vecteur d'entrée, $[w_1, w_2, \dots, w_n]^T$ est le vecteur des poids associés aux connexions du neurone et b_0 est un biais. $\Gamma(\cdot)$ est une application continue de \mathbf{R} dans \mathbf{R} représentant la fonction d'activation du neurone.

La fonction d'activation est une fonction continue, non linéaire et croissante, choisie arbitrairement. Néanmoins, pour que le processus d'apprentissage du réseau de neurones se

déroule correctement sur une surface d'erreur présentant peu de minima locaux, les fonctions généralement utilisées sont :

- les sigmoïdes unipolaire et bipolaire transformant respectivement l'intervalle $[-\infty, +\infty]$ en $[0,1]$ et $[-1,+1]$

$$f_{su}(x) = 1/(1 + e^{-x}) \quad f_{sb}(x) = (1 - e^{-x})/(1 + e^{-x})$$

- la fonction tangente hyperbolique :

$$f_{th}(x) = (e^x - e^{-x})/(e^x + e^{-x})$$

A5.2 Réseaux de neurones multicouches

A5.2.1 Définition

Un réseau de neurones est constitué d'un ensemble de neurones interconnectés constituant une structure séquentielle de couche de neurones (Figure A5.2). Il se présente aussi comme une structure de calcul parallèle dans laquelle l'information est distribuée.

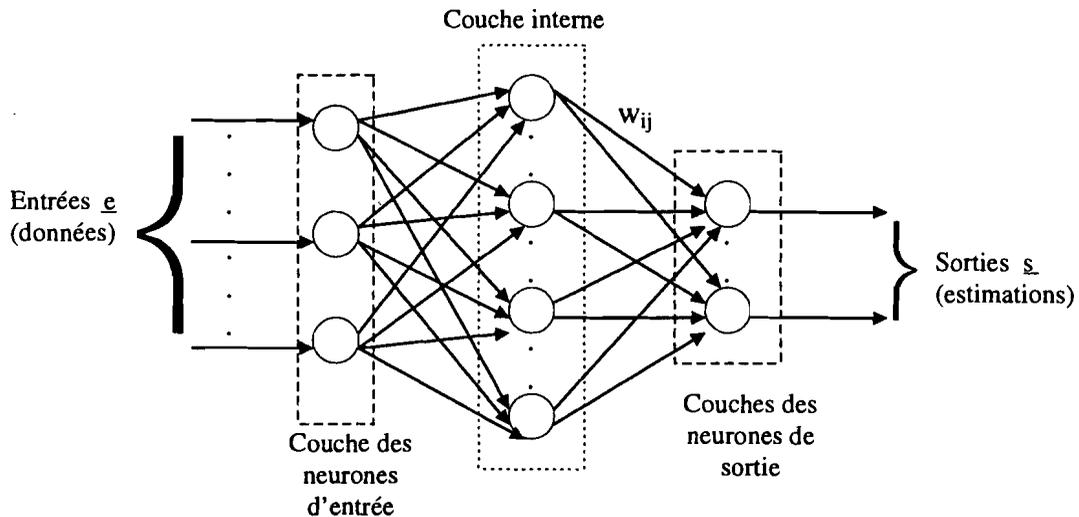


Figure A5.2 : Structure d'un réseau de neurones multicouches

A5.2.2 Approximateurs universels

Il a été démontré [Hornik et al 1989] que les réseaux de neurones multicouches peuvent approcher toute fonction continue et bornée. Cette propriété d'approximation universelle des réseaux de neurones peut s'énoncer comme suit : *pour toute fonction déterministe suffisamment régulière, il existe au moins un réseau de neurones possédant une couche de neurones cachés et un neurone de sortie linéaire, qui réalise une approximation de cette fonction et de ses dérivées successives, au sens des moindres carrés avec une précision arbitraire.*

A.2.3 Apprentissage des Réseaux de neurones

Le problème de l'apprentissage des réseaux de neurones consiste à trouver l'ensemble des pondérations associées aux connexions qui permet aux réseaux de neurones d'approcher au mieux la relation entrée/sortie désirée. L'apprentissage d'un réseau de neurones est défini par :

- un ensemble d'apprentissage constitué de N exemples, chacun étant constitué d'un vecteur d'entrée appliqué aux entrées du réseau et du vecteur des valeurs désirées correspondantes

pour les sorties. Généralement, ces exemples sont ordonnées temporellement : on parle alors de séquences d'apprentissage sur un ensemble de données d'apprentissage D . Il faut signaler cependant, qu'il est important que cet ensemble d'apprentissage soit suffisamment représentatif du phénomène étudié (il faut qu'il couvre aussi complètement que possible le domaine de fonctionnement désiré du réseau).

- une fonction coût à minimiser : l'apprentissage d'un réseau de neurones est défini comme un problème d'optimisation qui consiste à trouver les coefficients de pondération du réseau minimisant une fonction coût, une fois fixée une structure pour le réseau de neurones. Ainsi, il s'agira généralement de trouver (à l'aide d'une méthode itérative) les coefficients de pondération qui minimisent la somme des écarts quadratiques entre les observations et les prédictions du réseau de neurones.

- un ensemble de données de test permettant de vérifier si le réseau de neurones généralise bien : on dira que le réseau de neurones généralise bien s'il présente de bonnes performances sur toutes les données qui n'appartiennent pas à D (l'ensemble des données d'apprentissage). En pratique, on se limite à un ensemble de test D_t tel que $D \cap D_t = \emptyset$.

A5.2.3.1 Types d'apprentissage

• Apprentissage supervisé : Si l'on considère que l'ensemble d'apprentissage se présente sous forme de couples (e, s^*) , où s^* est la sortie désirée du réseau de neurones à l'entrée e , on suppose donc l'existence d'un "maître" qui connaît a priori les réponses s^* : le "maître" supervise ainsi l'apprentissage et on parle d'*apprentissage supervisé*.

• Apprentissage non supervisé : Dans le cas où on ne connaît pas les sorties s^* des exemples d'apprentissage, le réseau de neurones doit alors apprendre de lui même, et on parle d'apprentissage non supervisé. Ce type d'apprentissage permet au réseau d'extraire des propriétés contenues implicitement dans un ensemble de données.

Notons qu'il existe plusieurs algorithmes d'apprentissage correspondant à ces différents types d'apprentissage des réseaux de neurones. dans la suite de cette annexe, on présente les algorithmes d'apprentissage supervisé qui sont les plus couramment utilisés.

A5.2.3.2 Algorithmes d'apprentissage supervisé

Il s'agit de déterminer le vecteur w^* des poids de pondération du réseau de neurones de telle sorte que les sorties s soient proches des valeurs désirées s^* , w^* est donc solution du problème d'optimisation :

$$\min_{\underline{w}} \mathcal{C}(\underline{w}, D)$$

où $\mathcal{C}(\underline{w}, D)$ est une fonction coût évalué sur l'ensemble des données d'apprentissage D .

Plusieurs types d'algorithmes sont utilisés pour l'apprentissage supervisé des réseaux de neurones [Davaldo et al. 1990] : les plus connus sont l'algorithme du gradient et l'algorithme de rétropropagation.

a°) Algorithme du gradient

Les méthodes du gradient consistent à choisir à chaque itération la direction Δk vers laquelle on va chercher la valeur suivante $w(k+1)$ et le déplacement d_k le long de cette direction. On a alors l'expression :

$$\Delta w(k) = w(k+1) - w(k) = -d_k M^{-1} \frac{\partial C[w(k), D]}{\partial w}$$

où M^{-1} est la matrice permettant de modifier la direction du gradient.

Il existe plusieurs spécialisations de la méthode du gradient, les plus connus sont : la descente du gradient et le gradient conjugué. Remarquons que les méthodes du gradient sont très coûteux en temps de calcul, en particulier pour des réseaux de neurones de grande dimension. D'autre part, du fait de la structure séquentielle des réseaux de neurones, d'autres méthodes spécialisées plus performantes ont été mises en œuvre dans les applications des réseaux de neurones connexionnistes.

b°) Algorithme de rétropropagation d'erreur

L'algorithme de rétropropagation d'erreur est une technique qui s'est montrée efficace pour la résolution de nombreux problèmes, en particulier ceux qui concernent l'approximation de fonctions [Hornik et al. 1990]. Le but de cet algorithme est de minimiser, au sens des moindres carrés, l'erreur cumulée des différences entre les valeurs cibles et les valeurs correspondantes calculées par le réseau de neurones.

Soit $f(e) \in C^\infty$ une fonction lisse d'argument e défini sur un domaine compact E de dimension finie. Si un réseau de neurones $RN_{i_0, i_1, i_2, \dots, i_L}^L(w, e)$, de poids w et ayant e pour entrée, doit approcher la fonction $f(e)$, l'erreur d'approximation sera définie par :

$$\text{err}(w, e) = f(e) - RN_{i_0, i_1, i_2, \dots, i_L}^L(w, e)$$

où $RN_{i_0, i_1, i_2, \dots, i_L}^L(w, e)$ est un réseau de neurones de L couches ayant i_0 entrées, i_L sorties et i_i neurones dans la $i^{\text{ème}}$ couche.

Entraîner $RN_{i_0, i_1, i_2, \dots, i_L}^L(w, e)$ à approcher $f(e)$ est alors équivalent à minimiser l'expression :

$$\text{Err}(w) = \frac{1}{2} \sum_{e_i \in E} \|\text{err}(w, e)\|^2$$

où $\|\cdot\|$ est une norme euclidienne.

A chaque itération de la procédure d'apprentissage du réseau de neurones, le poids d'une connexion sera ajusté par la règle dite du delta :

$$\Delta w(k) = w(k+1) - w(k) = -\eta(k) \frac{\partial \text{Err}}{\partial w} \Big|_{w=w(k)}$$

où $\eta(k)$ est un paramètre d'apprentissage (taux d'apprentissage) positif pouvant être choisi constant ou variable au cours des itérations.

Le calcul des quantités $\frac{\partial \text{Err}}{\partial w} \Big|_{w=w(k)}$ est faite par une méthode récurrente, en partant de la couche de sortie vers les couches antérieures : d'où le nom de **rétropropagation**.



BIBLIOGRAPHIE



Bibliographie

- [Abadie 1970] J. Abadie. *Application of the CRG Algorithm to Optimal Control Problems, Integer and Nonlinear Programming*. J. Abadie Edition, Amsterdam, North Holland, 1970.
- [Aguilar 1995] J. Aguilar. *La Logique Floue et ses Applications Industrielles*. Rapport LAAS N° 95283, Juin 1995.
- [Bardossy et al. 1990] A. Bardossy, I. Bogardi, L. Duckstein. *Fuzzy Regression in Hydrology*. Water Resources Research, Vol. 26, N° 7, pp. 1497-1508, 1990.
- [Beard 1972] L. R. Beard. *Status of Water Resources Systems Analysis*. Seminar on Hydrological Aspects of Project Planning Hydrol. Eng. Cent. Davis Calif., March 1972.
- [Bellman 1957] R. E. Bellman. *Dynamic Programming*. Princeton University Press, 1957.
- [Bellman et al. 1960] R. Bellman, R. Kalaba. *Dynamic Programming and Adaptive Processes : Mathematical Foundation*. IRE Transactions on Automatic Control, pp. 5-10, Janv. 1960.
- [Bouchon-Meunier 1993] B. Bouchon-Meunier. *La Logique Floue*. Collection Que sais-je ? N° 2702, Presses Universitaires de France, 1993.
- [Boukhris et al. 1997] A. Boukhris, S. Giuliani, G. Mourot. *Rainfall-runoff Modelling for Sensor Fault Diagnosis*. IFAC Symposium on Fault Detection, Supervision and Safety for Technical Processes (SAFEPROCESS'97), Vol. 2, pp. 1132-1137, 26-28 Aug. 1997, The University of Hull Kingston United Kingdom.
- [Box et al. 1976] G. E. P. Box, G. M. Jenkins. *Time Series Analysis : Forecasting and Control* (2nd Edition). Holden Day San-Francisco 1976.
- [Bradley 1975] G. H. Bradley. *Survey of Deterministic Networks*. AIIE Transactions, Vol. 7, N° 3, pp. 222-234, Sept. 1975.
- [Bradley et al. 1977] G. H. Bradley, G. G. Brown, G. W. Graves. *Design and Implementation of Large Scale Primal Transshipment Algorithms*. Management Science, Vol. 24, N° 1, pp. 1-34, Sept. 1977.
- [Burt 1983] C. M. Burt. *Regulation of Sloping Canals by Automatic Downstream Control*. PhD Utah State University, 1983.
- [Buhler 1994] H. Buhler. *Réglage par la Logique Floue*. Collection d'Electricité, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1994.
- [Calvet et al. 1995] J. L. Calvet, G. Viargues. *Invariant Imbedding and Parallelism in Dynamic Programming for Feedback Control*. JOTA, Vol. 87, N° 1, pp. 121-140, Oct. 1995.
- [Calvet 1996] J. L. Calvet. *Dynamic Programming and Large Scale Systems in Optimal Control*. Advanced Summer Institute (AST'96), pp. 239-245, Toulouse 2-6 June 1996.

- [Carpentier et al. 1993] Carpentier, P., and G. Cohen. *Applied Mathematics in Water Supply Network Management. Automatica*, Volume 29, N° 5, pp. 1215-1250.
- [Caskey 1963] J. E. Jr Caskey. *A Markov Chain Model for the probability of precipitation occurrence in interval of various lengths*. Mon. Wea. Rev., Vol. 101, pp. 298-311, 1963.
- [CEMAGREF1996] CEMAGREF. *Simulation des Canaux d'Irrigation*. Volume 1 Guide de l'Utilisateur, Volume 2 Guide Théorique, Déc. 1996.
- [Chow et al. 1996] T. W. S. Chow, C. T. Leung. *Neural Network based short-term Load forecasting using weather compensation*. IEEE Transactions on Power Systems, Vol. 11, N° 4, Nov. 1996.
- [Chu et al. 1978] W. S. Chu, W. W-G. Yeh. *A nonlinear programming algorithm for real-time hourly reservoir operations*. Water Resource Bulletin, Vol. 14, N° 5, pp. 1048-1063, 1978.
- [Clarke et al. 1989] D. W. Clarke, C. Mohtadi. *Properties of Generalized Predictive Control*. Automatica, Vol. 25, N° 6, pp. 859-875, 1989.
- [Coeuret 1977] C. Coeuret. *Stabilité et Précision de la régulation dynamique*. La Houille Blanche, N° 2/3, pp. 271-277, 1977.
- [Collins 1977] M. A. Collins. *Implementation of an optimization model for operation of a metropolitan reservoir system*. Water Resource Bulletin, Vol. 13, N° 1, pp. 57-70, 1977.
- [Collomb 1995] P. Collomb. *L'homme et l'eau*. Bulletin Mensuel d'information de l'Institut d'études Démographiques, N° 298, Février 1995, pp. 1-4.
- [Combs et al. 1998] W. E. Combs, J. E. Andrews. *Combinatorial Rule Explosion Eliminated by Fuzzy Rule Configuration*. IEEE Transactions on Fuzzy Systems, Vol. 6, N° 1, pp. 1-11, Feb. 1998.
- [Connor et al. 1994] J. T. Connor, R. D. Martin, L. E. Alas. *Recurrent Neural Networks and Robust time Series Prediction*. IEEE Transactions on Neural Networks, Vol. 5, N° 2, pp. 240-253, March 1994.
- [Cox 1997] E. D. Cox. *La Logique Floue pour les Affaires et l'Industrie*. International Thomson Publishing France. Traduction de Maurice Clerc, 1997.
- [Cunge et al. 1975] J.A. Cunge, D.A. Woolhiser. *Irrigation Systems*. Water Resources Publications, Edited by K. Mahmood and V. Yevjevich, Chap. 13, Fort Collins USA, 1975.
- [Dagli et al. 1980] C. H. Dagli, J. F. Miles. *Determining Operating Policies for Water Resource Systems*. Journal of Hydrology, Vol. 47, N° 34, pp. 297-306, 1980.
- [Dantzig et al. 1960] G. B. Dantzig, P. Wolfe. *Decomposition Principle for Linear Programs*. Operation Research, Vol. 8, pp. 101-111, March 1960.
- [Dantzig 1963] G. B. Dantzig. *Linear Programming and Extension*. Princeton University Press, 1963.
- [Davaldo et al. 1990] E. Davaldo, P. Naim. *Des Réseaux de Neurones*. Editions Hermès 1990.
- [Decroix 1988] M. Decroix. *La micro irrigation dans le monde*. CEMAGREF-DICOVA, Antony, 208 pages, 1988.

- [Deltour 1992] J.L. Deltour. *Application de l'Automatique Numérique à la régulation des canaux (Proposition d'une méthodologie d'étude)*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, Février 1992.
- [De Larminat et al. 1976] P. De Larminat, Y. Thomas. *Automatique des Systèmes linéaires Tome 1 Signaux et Systèmes*. Edition Flammarion Sciences 1976.
- [Demuth et al. 1994] H. Demuth, M. Beale. *Neural Network. User's Guide*, Toolbox Matlab, The MathWorks Inc. 1994.
- [De Wera 1990] D. De Wera. *Eléments de Programmation Linéaire avec Application aux Graphes*. Presses Polytechniques Romandes 1990.
- [Dingens et al. 1971] P. Dingens, H. Steyaert. *Distribution for k-day rainfall totals*. Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology, XVI, Vol. 3, N° 9, 1971.
- [Divi et al. 1979] R. Divi, et al.. *Non Linear Programming Applied to the Optimal Operations of hydroelectric Power System*. Tenth International Symposium of the Mathematical Programming Society, Montreal Québec 1979.
- [Dochy et al. 1994] T. Dochy, M. Danech-Pajouh, Y. Lechevallier. *Prévision à court terme du trafic routier par réseau de neurones*. Recherche Transports Sécurité, Vol. 42, pp. 35-44, Mars 1994.
- [Dorfman 1962] R. Dorfman. *Mathematical models : the multi-structure approach*. Design of Water Resources Systems, Edited by A. Maass, Harvard University Press, Cambridge, 1962.
- [Dubois et al. 1980] D. Dubois, H. Prade. *Fuzzy sets and systems*. Academic Press, 1980.
- [Dubois et al. 1988] D. Dubois, H. Prade. *Théorie des Possibilités. Applications à la représentation des connaissances en Informatique*. 2nd Edition. Masson 1988.
- [Ducel 1998] Y. Ducel. *Introduction à la théorie mathématiques des probabilités*. Editions Ellipses Marketing S.A, 1998.
- [Dupacova 1980] J. Dupacova. *Water Resources System Modelling using Stochastic Programming Models*. Recent Results in Stochastic Programming, Edited by P. Kall and A. Prekopa, Springer Verlag, New York, 1980.
- [Dupacova et al. 1991] J. Dupacova, A. Gaivoronski, Z. Kos, T. Szantai. *Stochastic Programming in Water Management : A case study and a Comparison of solution techniques*. European Journal of Operational Research, Vol. 52, pp. 28-44, 1991.
- [Dupont et al. 1998] J. Dupont, J. Smits, A. N. Rousseau, A. Mailhot, G. Gangbazo *Utilisation des Outils Numériques d'aide à la décision pour la gestion de l'eau*. Revue des Sciences de l'Eau, N° Spécial, pp. 5-18, 1998.
- [El Fawal et al. 1998] H. El Fawal, D. Georges, G. Bornard. *Optimal control of complex irrigation systems via decomposition-coordination and the use of augmented Lagrangian*. IEEE International Conference on Systems, Man, And Cybernetics SMC'98, Vol. 4, pp. 3874-3879, Oct. 11-14, San-Diego 1998.

- [Evanson et al. 1970] D.E. Evanson, J. C. Moseley. *Simulation/Optimization techniques for multi basin Water Resource Planning*. Water Resource Bulletin, Vol. 6, N° 5, pp. 725-736, 1970.
- [Faye et al. 1996] R. M. Faye, F. Mora-Camino, A. K. Achaibou. *The contribution of intelligent systems to water resource management and control*. Journées Hispano-Françaises sur les Systèmes Intelligents et le Contrôle Avancé, Barcelone 12-13 Nov. 1996.
- [Faye et al. 1997] R. M. Faye, F. Mora-Camino, A. K. Achaibou. *Adaptive Optimization Approach for the Supervision of an Irrigation System*. IFAC/IFIP Conference on Management and Control of Production and Logistics (MCPL'97), Vol. 1, pp. 175-180, Aug. 31-Sept. 3 1997 Campinas Brazil.
- [Faye et al. 1998a] R. M. Faye, S. Sawadogo, K. Achaibou, F. Mora-Camino, A. L. Pereira. *DYPLEX : A large Dynamical Linear Programming Method*. LAAS Report N° 98047, Fév. 1998.
- [Faye et al. 1998b] R. M. Faye, S. Sawadogo, A. Niang, F. Mora-Camino. *An Intelligent Decision Support System for Irrigation System Management*. IEEE International Conference on Systems, Man, And Cybernetics SMC'98, Vol. 4, pp. 3908-3913, Oct. 11-14, San-Diego 1998.
- [F.A.O] *Application de données climatiques à la planification et à la gestion efficace de l'irrigation*. Manuel d'enseignement.
- [Farreny et al. 1987] H. Farreny, M. Ghallab. *Traité des nouvelles technologies Série I.A.*, Editions Hermès, 1987.
- [Fernandes et al. 1995] M. A. Fernandes, K. Bousson, F. Mora-Camino. *Equilibrium Computation for Complex Systems by Genetic Algorithms*. LAAS Report 95338, July 1995.
- [Fernandes 1996] M. A. Fernandes. *Planejamento do start-up de Plantas Químicas Atraves de Redes de Petri e algoritmos geneticos*. Tese Universidade Federal do Rio de Janeiro, Outubro de 1996.
- [Fitch et al. 1970] W. N. Fitch, P. H. King, G. K. Young. *The optimization of the operation of multi-purpose water resource system*. Water Resource Bulletin, Vol. 6, N° 4, pp. 498-518, 1970.
- [Fortin et al. 1997] V. Fortin, T. B. M. J. Ouarda, P. F. Rasmussen, B. Bobée. *Revue Bibliographique des Méthodes de prévision des débits*. Revue des Sciences de l'Eau, Vol. 4, pp. 461-487, 1997.
- [Fulkerson 1961] D. R. Fulkerson. *An out of Kilter method for Solving minimal Cost Flow Problems*. Journal Soc. Indust. Appl. Math., Vol. 9, pp. 18-27, 1961.
- [Fulkerson 1966] D. R. Fulkerson. *Flow Networks and Combinatorial Operations Research*. American Mathematical Monthly, Vol. 73, N° 2, pp. 115-138, 1966.
- [Garcia 1988] A. Garcia. *Control and regulation of open channel flow*. Master of Science University of California, Davis 1988.
- [Garcia et al. 1981] J. M. Garcia, A. Turgeon. *Gestion Optimale d'un ensemble hydroélectrique : Aspects long terme et court terme*. RAIRO Automatique/Systems Analysis and Control, Vol. 15, N°3, pp.243-262, 1981.

- [Garcia et al. 1994] J. M. Garcia, J. M. Enjalbert, F. Lacassagne. *Algorithmes Parallèles en Programmation Non Linéaire et Programmation Dynamique*. *Calculateurs Parallèles*, Vol. 6, N° 4, pp. 61-66, 1994.
- [Giles et al. 1981] J. E. Giles, W. O. Wunderlick. *Weekly Multipurpose Planning Model for TVA Reservoir System*. *Journal of the Water Resources Planning and Management*, Vol. 107, N° WR2, pp. 495-511, 1981.
- [Gimenez et al. 1993] J. L. Gimenez, J. L. Calvet. *Application and Analysis of spatio-temporal Decomposition by non-serial Dynamic Programming*. 2nd IEEE Conference on Control Application, pp. 267-272, Vancouver, Canada, 13-16 Sept. 1993.
- [Gimenez et al. 1995] J. L. Gimenez, J. L. Calvet. A Non Serial Dynamic Programming Model with an Application to the Optimal Design of Distribution Networks. *Journal of Operation Research*, Vol.46, N°2, pp. 160-173, Feb. 1995.
- [Goldberg 1989] D. E. Goldberg. *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine learning*. Addison Wesley, Reading Mass. 1989.
- [Glover et al. 1974] F. Glover, D. Karney, D. Klingman. *Implementation and Computational Comparisons of Primal, Dual and Primal-Dual Computer Codes for minimum Cost Network Flow Problems*. *Networks*, Vol. 4, pp. 191-212, 1974.
- [Gutwein et al. 1993] B. J. Gutwein, R. J. Lang. *Regional irrigation water demand*. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 119, N° 5, pp. 829-847, Sept/Oct. 1993.
- [Gringorten 1966] I. I. Gringorten. *A Stochastic Model of the Frequency and Duration of Weather Events*. *Journal of Applied Meteorology*, Vol. 5, pp. 606-624, 1966.
- [Haimes 1979] Y. Y. Haimes. *Large Scale Water Resources Systems*. Large Scale Systems Engineering Applications, North Holland Publishing Company, pp. 237-273, 1979.
- [Hajilal et al. 1998] M. S. Hajilal, N. H. Rao, P. B. S. Sarma. *Real time operation of reservoir based canal irrigation systems*. *Agricultural Water Management*, Vol. 38, pp. 103- 122, 1998.
- [Hanscom et al. 1980] M. Hanscom, L. Lafond, L. Lasdon, G. Pronovost. *Modelling and Resolution of the Medium term energy Generation Planning Problem for a Large Hydroelectric System*. *Management Science*, Vol. 26, N° 7, pp. 659-668, 1980.
- [Heidari et al. 1971] M. Heidari, V. T. Chow, P. V. Kokotovic, D. D. Meredith. *Discrete Differential Dynamic Programming Approach to Water Resources System Optimization*. *Water Resources Research*, Vol. 7, N° 2, pp. 273-283, 1971.
- [Hicks et al. 1974] R. H. Hicks, C. R. Gagnor, S. L. Jacoby, J. S. Kowalik. *Large Scale Nonlinear Optimization of energy capability for the pacific nothwest hydroelectric System*. Winter Meeting Institute of Electrical and Electronics Engineers Power Engineering Society, Janv. 27-Feb. 01 1974.
- [Hipel et al. 1977] K. W. Hipel, A. I. McLeod, W. C. Lennox. *Advances in Box-Jenkins Modeling-I. Model Construciion*. *Water Resources Research*, Vol. 13, N°3, pp. 567-575, 1977.

- [Hipel et al. 1994] K. W. Hipel, A. I. McLeod. *Time Series of Water Resources and Environmental System*. Elsevier, 1994.
- [Hogan et al. 1981] A. J. Hogan, G. Morris, H. E. Thompson. *Decision problems under risk and chance constrained programming. Dilemmas in the transition*. Management Science, Vol. 27, N° 6, pp. 698-716, 1981.
- [Hohensohn et al. 1994] J. Hohensohn, J. M. Mendel. *Two pass orthogonal least squares algorithm to train and reduce Fuzzy Logic Systems*. The 3rd IEEE International Conference on Fuzzy Systems, pp.696-700, Floride 26-29 June 1994.
- [Hornik et al. 1989] K. Hornik, M. Stinchcombe, H. White. *Multilayer Feedforward Networks are Universal Approximators*. Neural Networks, Vol. 2, pp. 359-366, 1989.
- [Hornik et al. 1990] K. Hornik, M. Stinchcombe, H. White. *Universal Approximation of an Unknown Mapping and its Derivates Using Multilayer Feedforward Networks*. Neural Networks, Vol. 3, pp.551-560, 1990.
- [Huang 1998] G. H. Huang. *A hybrid inexact Stochastic Water Management Model*. European Journal of Operational Research, Vol. 107, pp. 137-158, 1998.
- [Hydrologic Engineering Center 1971] *HEC-3 Reservoir System Analysis*. Technical Report US Army Corps of Eng. Davis Calif. 1971.
- [Hydrologic Engineering Center 1979] *HEC-5 Reservoir System Operation for Flood Control and Conservation*. User Manual. Technical Report US Army Corps of Eng. Davis California 1979.
- [Jager 1995] R. Jager. *Fuzzy Logic in Control*. PhD thesis, Technical University Delft, 1995.
- [Jaubert dePassa 1981] M. Jaubert de Passa. *Recherches sur les arrosages chez les peuples anciens*. Editions d'aujourd'hui, Paris 1981.
- [Jensen et al. 1978] M. E. Jensen, J. L. Wright. *The role of evapotranspiration models in irrigation scheduling*. Trans. ASAE, Vol. 21, N° 1, pp. 82-87, 1978.
- [Jiracheewee et al. 1996] N. Jiracheewee, G. Oron, V. V. N. Murty, V. Wuwongse. *Computerized database for optimal management of community irrigation systems in Thailand*. Agricultural Water Management, Vol. 31, pp. 237-251, 1996.
- [Kall 1982] P. Kall. *Stochastic Programming*. European Journal of Operation Research, Vol. 10, N° 2, pp. 125-130, 1982.
- [Kenneth et al. 1990] C. M. Kenneth, L. G. James, S. Elgar, M. J. Pitts. *Characterizing cyclic water level. Fluctuations in irrigation canals*. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 116, N° 2, pp. 261-272, March/April 1990.
- [Kitanidis et al. 1980] P. K. Kitanidis, R. L. Bras. *Real-time forecasting with conceptual hydrologic model. Analysis of uncertainty model*. Water Resources Research ; Vol. 16, pp. 1025-1033.

- [Kosuth 1989] P. Kosuth. *Régulation des transferts d'eau en canaux : Modélisation par fonctions de transfert d'un sous-système non linéaire bief-vanne. Modélisation par réseau de neurones d'un bief sans ouvrage*. D. E. A. Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Sept. 1989.
- [Lacrose 1997] V. Lacrose. *Réduction de la complexité des contrôleurs flous : Application à la commande multivariable*. Thèse de Doctorat INSA-Toulouse, Nov. 1997.
- [Lamacq 1997] S. Lamacq. *Coordination entre l'Offre et la Demande en Eau sur un Périmètre Irrigué. Des scénarios, des systèmes et des hommes*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et Forêts, Mai 1997.
- [Lamedica et al. 1996] R. Lamedica, A. Prudenzi, M. Sforna, M. Caciotta, V. O. Cencelli. *A Neural Network based technique for the short-term forecasting of anomalous load periods*. IEEE Transactions on Power Systems, Vol. 11, N°4, Nov. 1996.
- [Landau et al. 1986] I. D. Landau, L. Dugard. *Commande Adaptative : Aspects pratiques et théoriques*. Masson Paris 1986.
- [Larson et al. 1969] R.E. Larson, W.G. Keckler. *Applications of Dynamic Programming to the Control of Water Resources Systems*. Automatica, Vol. 5, pp. 15-26, 1969.
- [Larson et al. 1969] R. E. Larson, W. G. Kecker. *Application of Dynamic Programming to the Control of Water Resource Systems*. Automatica, Vol. 5, pp. 15-26, 1969.
- [Leclerc et al. 1992] M. Leclerc, P. Boudreau, P. Boudreault, P. Fortin, G. R. Cleary. *Modélisation hydrodynamique des écoulements en eau libre du tronçon Tracy-Lac Saint Pierre*. Rapport de Recherche INRS-Eau, 317a, 1992.
- [Lek et al. 1996] S. Lek, I. Dimopoulos, M. Derraz, Y. El Ghachtoul. *Modélisation de la relation pluie-débit à l'aide des Réseaux de Neurones Artificiels*. Revue des Sciences de l'Eau, Vol. 3, pp. 319-331, 1996.
- [Litrico et al. 1998] X. Litrico, D. Georges, J. L. Trouvat. *Modelling and Robust Control of a dam-river system*. IEEE International Conference on Systems, Man, And Cybernetics SMC'98, Vol. 4, pp. 3862-3867, Oct. 11-14, San-Diego 1998.
- [Loucks et al. 1982] D. P. Loucks, O. T. Sigvaldason. *Multiple Reservoir Operation in North America. The operation of multiple reservoir systems*, Edited by Z. Kaczmarek and J. Kindler, International Institute for Applied Systems Analysis, Laxenberg, Austria 1982.
- [Malaterre. 1994] P.O. Malaterre. *Modélisation, Analyse et Commande Optimale LQR d'un canal d'irrigation*. Thèse de Doctorat Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts, Janvier 1994.
- [Mangeas 1993] M. Mangeas. *Advantages of Forecasting times series ; Application to the daily electrical consumption in France*. Proceedings of Neuro, Nimes 1993.
- [Manne 1962] A. S. Manne. *Product mix alternatives : Flood Control, Electric Power and Irrigation*. Int. Econ. Rev., Vol. 8, N° 1, pp. 30-54, 1962.

- [Mawer et al. 1974] P.A. Mawer, D. Thorn. *Improved Dynamic Programming Procedure and their Practical Application to Water Resource Systems*. Water Resources Research, Vol. 10, N° 2, pp. 183-190, Avril 1974.
- [Migon et al. 1997] H. S. Migon, A. B. S. Monteiro. *Rainfall Modelling : Application of Bayesian forecasting*. Stochastic Hydrology and Hydraulics, Vol. 11, pp. 115-127, 1997.
- [Mizyed et al. 1991] N. Myzyed, J. Loftis, R. Oad, A. Early. *Importance of Demand Estimation in Irrigation System Management*. Journal of irrigation and Drainage Engineering, Vol. 117, N° 3, pp. 336-349, May/June 1991.
- [Mojarro 1986] B. de Leon Mojarro. *Contribution à l'amélioration de la gestion des périmètres irrigués*. Thèse de Doctorat Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Nov. 1986.
- [Mora-Camino 1977] F. Mora-Camino. *Contribution à l'analyse et à la commande des systèmes socio-économiques*. Thèse de Doctorat INSA Toulouse, Mai 1977.
- [Mora-Camino et al. 1977] F. Mora-Camino, H. P. L. Luna, M. De Coligny. *Optimisation Multicritère de Systèmes Socio-économiques de Grandes Dimensions*. IFAC Symposium on Multivariable Technological Systems, Fredericton Canada 1977.
- [Nemhauser 1966] G. L. Nemhauser. *Introduction to Dynamic Programming*. John Wiley, New York, 1966.
- [Parent et al. 1991] E. Parent. *Elaboration des consignes de gestion des barrages-réservoirs*. Thèse de Doctorat Ecole Nationale des ponts et Chaussées Cergrene, 1991.
- [Pagès et al. 1980] A. Pagès, M. Gondran. *Fiabilité des Systèmes*. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France, Edition Eyrolles 1980.
- [Pereira 1970] A. L. Pereira. *A Nocao de coerencia conceitual e sua importancia no estudo de uma teoria unificada de sistemas*. Rapport COPPE/UFRJ N° 15, 1970.
- [Piquereau et al. 1982] A. Piquereau, A. Villocel. *Gestion Automatique des Eaux d'étiage, cas de la rivière Arrats*. ONERA, CERT/DERA Toulouse, CACG, 1982.
- [Pochat 1980] R. Pochat. *Hydraulique à Surface libre*. Ecole d'été de Mécanique des Fluides. Hanoi, 1980.
- [Preissman 1965] A. Preissman. *Difficultés rencontrées dans le calcul des ondes de translation à front raide*. XI° Congrès IAHR, Vol. 3, pp. 3-52, Leningrade 1965.
- [Prekopa 1980] A. Prekopa. *Network planning using two stage programming under uncertainty*. Recent Results in Stochastic Programming, Edited by P. Káll and A. Prekopa, Spinger Verlag, New York 1980.
- [ReVelle et al. 1969] C. E. ReVelle, E. Joeres, W. Kirby. *The linear Decision rule in reservoir management and design. Development of the stochastic model*. Water Resources Research, Vol. 5, N° 4, pp. 767-777, 1969.

- [Reznicek et al. 1991] K. Reznicek, T. C. E. Cheng. *Stochastic Modelling of reservoir operations*. European Journal of Operational Research, Vol. 50, pp. 235-248, 1991.
- [Rieul 1996] L. Rieul. *Irrigation et Gestion de la Ressource en Eau*. Ingénieries N° 5, Mars 1996, pp. 33-42.
- [Roefs et al. 1970] T. G. Roefs, L. D. Bodin. *Multi-reservoir operation studies*. Water Resources Research, Vol. 6, N° 2, pp. 410-420, 1970.
- [Roseaux 1991] Roseaux. *Programmation Linéaire et Extensions, Problèmes Classiques*. Tome 3, Edition Masson, 1991.
- [Savarensky 1940] O. T. Savarensky. *Metod Rascheta reguliro-vaniya Stoka*. Gidrotekh Stroit. 2, pp. 24-28.
- [Sawadogo 1992] S. Sawadogo. *Modélisation, Commande Prédictive et Supervision d'un Système d'irrigation*. Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse, Avril 1992.
- [Sawadogo et al. 1998] S. Sawadogo, R. M. Faye, P. O. Malaterre, F. Mora-Camino *Decentralized Predictive Controller for delivery canals*. IEEE International Conference on Systems, Man. And Cybernetics SMC'98, Vol. 4, pp. 3880-3884, Oct. 11-14, San-Diego 1998.
- [Seckler et al. 1998] D. Seckler, U. Amarasinghe, D. Molden, R. de Silva, R. Barker. *World Water Demand and Supply 1990 to 2025 : Scenarios and Issues*. Research Report N° 19, International Water Management Institute, 40 pages, 1998.
- [Setnes 1995] M. Setnes. *Fuzzy Rule base simplification using similarity measures*. Master Report, Technical University Delft, 1995.
- [Shand 1971] M. J. Shand. *Automatic downstream control system for irrigation canals*. PhD, University of California, Berkeley, 1971.
- [Shelton 1979] R. A. Shelton. *Management of TVA reservoir systems*. Proceedings of the National Workshop on Reservoir Systems Operations, University of Colorado Boulder, Aug. 13-17, 1979.
- [Shen 1995] T-J. Shen. *Les réseaux de neurones affines et leur application à la commande automatique du vol*. Thèse de Doctorat de l'INP de Toulouse, Rapport LAAS N° 95447, Nov. 1995.
- [Sigvaldason 1976] O. T. Sigvaldason. *A Simulation Model for Operating a Multipurpose Multireservoir System*. Water Resources Research, Vol. 12, N° 2, pp. 263-278, 1976.
- [Thiria et al. 1997] S. Thiria, Y. Lechevallier, O. Gascuel, S. Canu. *Statistiques et Méthodes Neuronales*. Edition Dunod, Chap. 7, pp. 121-131, 1997.
- [Thomas et al. 1962] H. A. Thomas, P. Watermeyer. *Mathematical models : A stochastic sequential approach*. Design of Water Resources Systems, Edited by A. Maass, Havard University Press, Cambridge, pp. 540-564, 1962.
- [Todorovic et al. 1975] P. Todorovic, D. A. Woolhiser. *A stochastic Model of n-day precipitation*. Journal of Applied Meteorology, Vol. 14, pp. 17-24, Feb. 1975.

- [Tong-Tong 1995] J. R. Tong-Tong. *La Logique Floue*. Edition Hermès 1995.
- [Trott et al. 1971] W. M. Trott, W. W-G. Yeh. *Multilevel Optimization of a reservoir system*. Annual and National Environmental Engineering Meeting, ASCE, pp. 18-21, S' Louis Oct. 1971.
- [Toudeft 1998] A. Toudeft. *Méthodes Connexionnistes pour la Commande des Systèmes Non Linéaires : Application à la Régulation des Rivières*. Thèse de Doctorat de l'Université Paris VI, Décembre 1998.
- [Verdier 1986] J. Verdier. *Informatisation de la Commande du Transport et de la Distribution d'eau d'Irrigation*. XIV^e Journées Régionales Européennes de C.I.I.D, 26-31 Mai 1977, Espagne, pp.1-15. Publications, Edited by K. Mahmood and V. Yevjevich (Chap. 13), pp. 509-537.
- [Wets 1966] R. J. B. Wets. *Programming under uncertainty : the equivalent convex program*. SIAM Journ. Appl. Math., Vol. 14, N° 1, pp. 89-105, 1966.
- [Widrow et al. 1994] B. Widrow, D. E. Rumelhart, M. A. Lehr. *Models of the Brain and Evolution Neural Networks : Applications in industry, business and Science*. Communication of the ACM, pp. 93-105, March 1994.
- [Yakowitz. 1982] S. Yakowitz. *Dynamic Programming Application in Water Resources*. Water Resources Research, Vol. 18, pp. 673-696, 1982.
- [Yeh 1985] W. W-G. Yeh. *Reservoir Management and Operations Models : A State of the art review*. Water Resources Research, Vol. 21, pp. 1797-1818, 1985.
- [Young 1967] G. K. Young. *Finding Reservoir Operation Rules*. Journal of Hyd. ASCE Vol. 93, N° HY6, pp. 297-321, 1967.
- [Zadeh 1965] L. A. Zadeh. *Fuzzy Sets*. Information and Control, Vol. 8, pp. 338-353, 1965.
- [Zadeh 1973] L. A. Zadeh. *Outline of a new approach to the analysis of complex Systems and Decision Processes*. IEEE Transactions on Systems Management and Cybernetics, Vol. SMC-3, pp. 28-44, 1973.
- [Zimbellman 1987] D. D. Zimbellman. *Planning operation rehabilitation and automation of irrigation water delivery systems*. Proceedings of A.S.C.E Symposium, Portland Oregon, 28-30 July, 1987.



Une Approche Intégrée pour la Gestion des Ressources en Eau faisant appel aux Techniques Floues et Neuronales

Résumé :

Cette thèse vise à évaluer l'apport potentiel des techniques floues et neuronales dans le cadre de la gestion des systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau et d'en proposer une structure intégrée gestion à trois niveaux.

Outre la proposition d'une structure intégrée de gestion des systèmes de stockage, transfert et distribution de l'eau, cette thèse apporte une série de contributions concernant non seulement la mise en œuvre des techniques floues et neuronales :

- prévision de la demande à l'aide de règles floues dynamiques,
- modélisation neuronale des phénomènes de transfert dans les biefs,
- formulation à base de logique floue de critères et de contraintes pour les problèmes d'optimisation associés à la gestion de court ou de long terme,

mais aussi concernant la mise en œuvre de techniques plus classiques de la Programmation Mathématique et de la commande :

- approche adaptative de la résolution de problèmes d'optimisation dynamique en environnement incertain,
- adaptation de la Programmation Dynamique à des problèmes structurés de grandes dimensions,
- adaptation de l'algorithme du Simplexe Révisé au cas de l'optimisation de systèmes linéaires dynamiques contraints.

Mots clés : Systèmes de stockage/transfert/distribution de l'eau, Gestion de Ressources en Eau, Modélisation, Optimisation Linéaire, Programmation Dynamique, Logique Floue, Réseaux de Neurones Artificiels.

An Integrated Approach to Water Resources Management using Fuzzy and Neural Techniques

Abstract:

The aim of this thesis is to evaluate the potential contribution of fuzzy and neural techniques within the framework of water storage/transfer/distribution management systems and to propose a three level integrated structure for the management of such a kind of system.

In addition to the proposal for an integrated water storage/transfer/distribution management structure, this thesis brings forward a series of contributions relating not only to the implementation of the fuzzy and neural techniques:

- demand forecast using dynamic fuzzy rules,
- neural modeling of transfer phenomena in reaches,
- formulation containing fuzzy logic of criteria and constraints for the problems of optimization associated with short or long term management,

but also concerning the implementation of more traditional techniques of Mathematical Programming and Control:

- adaptive approach for resolving dynamic optimization problems in uncertain environment,
- adaptation of Dynamic Programming to large-scale structured problems,
- adaptation of the Revised Simplex algorithm to the case of constrained linear dynamic systems optimization.

Key words: Water storage/transfer/distribution Systems, Water Resources Management, Modeling, Linear Optimization, Dynamic Programming, Fuzzy Logic, Artificial Neural Networks.