Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression calcul et fonctionnement

J. Bethery

▶ **To cite this version:**

J. Bethery. Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression calcul et fonctionnement. Cemagref Editions, pp.139, 1990, Coll. Etudes du Cemagref, série Hydraulique agricole, n° 6, 2-85362-182-0. hal-02576867

HAL Id: hal-02576867
https://hal.inrae.fr/hal-02576867

Submitted on 24 May 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

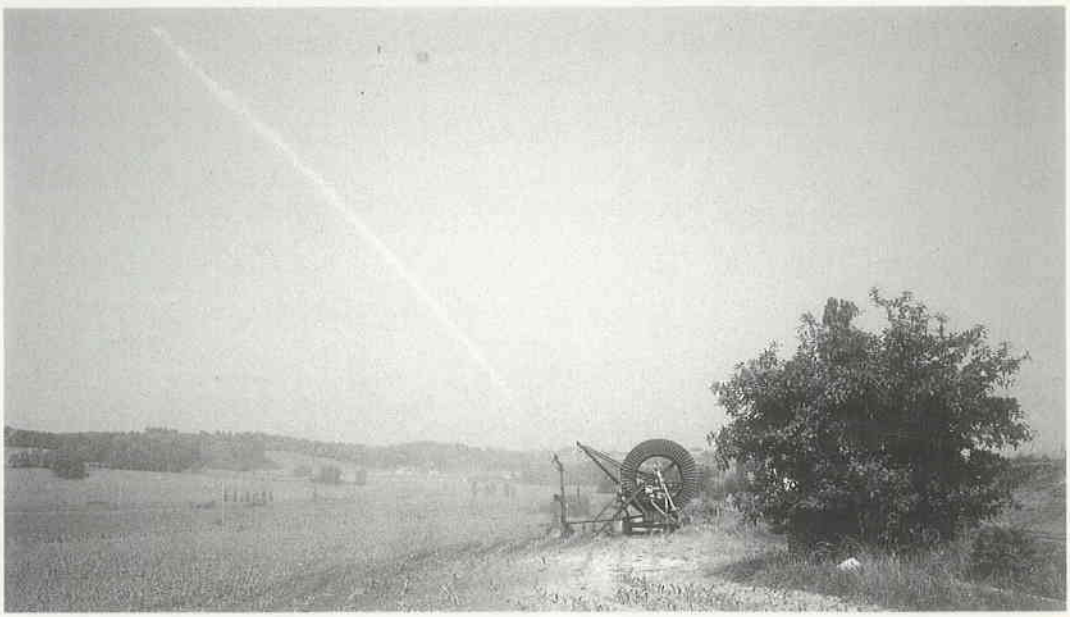
L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ETUDES

Hydraulique agricole

PUB0000 3667

n° 6



Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression
Calcul et fonctionnement

Jean BÉTHERY

CEMA EEE 3

GREF

Clermont Fd Riom

RÉSEAUX COLLECTIFS D'IRRIGATION RAMIFIÉS SOUS PRESSION

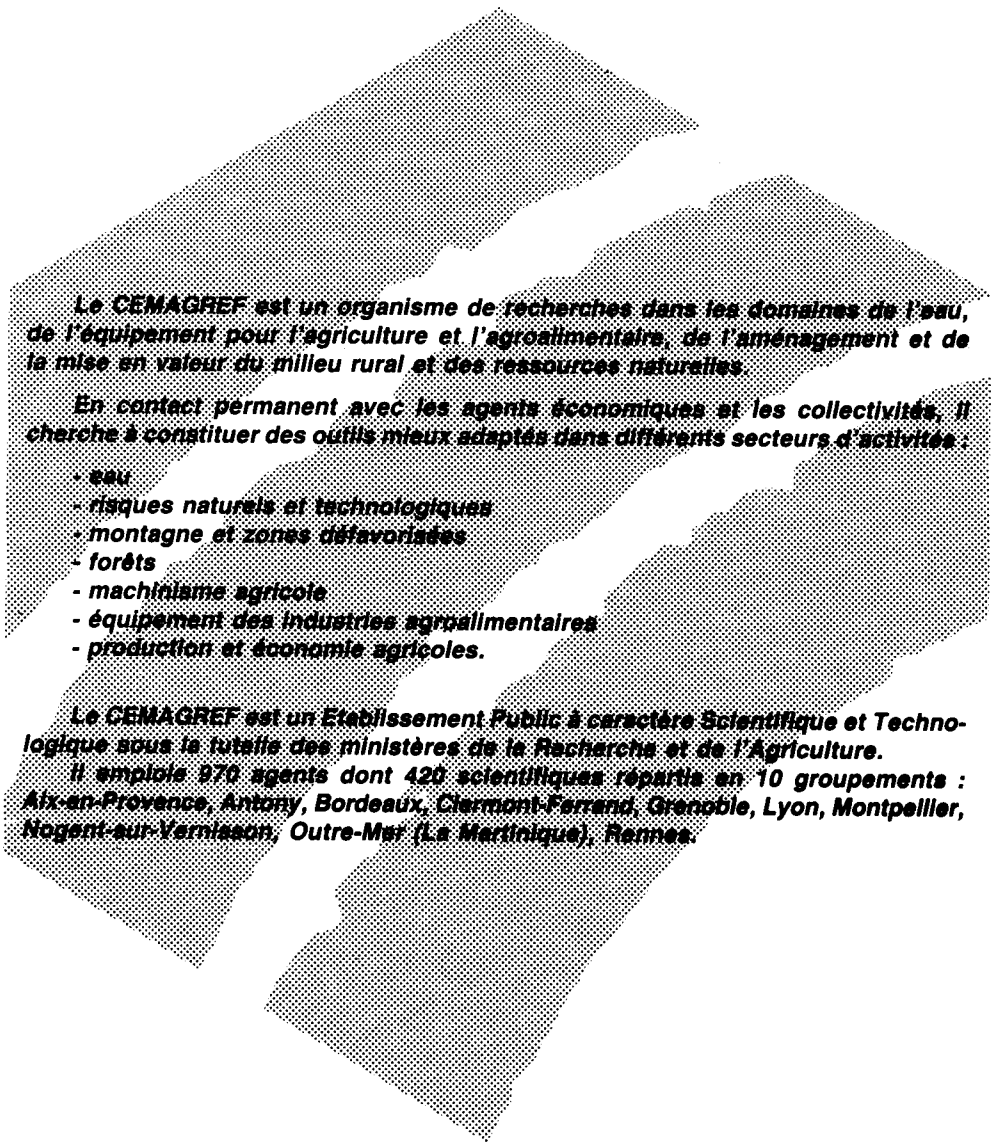
Calcul et fonctionnement

J. Béthery

CEMAGREF

CENTRE NATIONAL
DU MACHINISME AGRICOLE
DU GÉNIE RURAL
DES EAUX ET DES FORÊTS

GT D'AIX-EN-PROVENCE
Le Tholonet, B.P. 31
13612 Aix-en-Provence Cedex 1
Tél : 42 66 93 10
Télécopie : 42 66 98 65



Le CEMAGREF est un organisme de recherches dans les domaines de l'eau, de l'équipement pour l'agriculture et l'agroalimentaire, de l'aménagement et de la mise en valeur du milieu rural et des ressources naturelles.

En contact permanent avec les agents économiques et les collectivités, il cherche à constituer des outils mieux adaptés dans différents secteurs d'activités :

- *eau*
- *risques naturels et technologiques*
- *montagne et zones défavorisées*
- *forêts*
- *machinisme agricole*
- *équipement des industries agroalimentaires*
- *production et économie agricoles.*

Le CEMAGREF est un Etablissement Public à caractère Scientifique et Technologique sous la tutelle des ministères de la Recherche et de l'Agriculture.

Il emploie 970 agents dont 420 scientifiques répartis en 10 groupements : Aix-en-Provence, Antony, Bordeaux, Clermont-Ferrand, Grenoble, Lyon, Montpellier, Nogent-sur-Vernisson, Outre-Mer (La Martinique), Rennes.

Dans la même collection

N° 1. Etude de la qualité des eaux de drainage, R. Belamie et B. Vollat ; **Diagnostic de risque de lessivage d'azote en fin de campagne culturale,** T. Guérin ; **La tranchée de drainage,** D. Zimmer ; **Une nouvelle expression de la hauteur équivalente,** G. Guyon ; **A propos des coefficients de forme de la nappe libre drainée,** B. Lesaffre.

N° 2. Hydraulique au voisinage du drain. Méthodologie et premiers résultats. Application au diagnostic du colmatage minéral des drains, Ch. Lennoz et K. Zaïdi.

N° 3. Drainage. Secteurs de références. Recueil des expérimentations, B. Vincent.

N° 4. Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés : débits de pointe et modèle SIDRA, B. Lesaffre.

N° 5. Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulement, D. Zimmer.

Catalogue *Logiciel* sur demande au CEMAGREF-DICOVA BP 22, 92162 ANTONY CEDEX.Tél. : (1) 40 96 61 32

Version de démonstration de **Xerxès - Renfors** sur demande à la division Hydraulique Générale, groupement d'Aix-en-Provence, Le Tholonet, BP 31, 13612 AIX-EN-PROVENCE CEDEX1

SOMMAIRE

Pages

- **AVANT PROPOS**..... 7

- **INTRODUCTION**..... 9

I - **CALCUL D'UN RESEAU RAMIFIE SOUS PRESSION OPTIMISATION D'UN RESEAU NEUF**..... 13

1. Description du réseau ramifié..... 13

2. Calcul des débits..... 16

2.1. Formule de la demande de CLEMENT..... 16
2.2. Débit imposé..... 26

3. Optimisation..... 27

3.1. Calculs économiques..... 29
3.2. Théorie de la méthode de LABYE..... 36
3.3. Etapes de calcul..... 43
3.4. Cas des surpresseurs en ligne..... 45

II - **RENFORCEMENT D'UN RESEAU RAMIFIE SOUS PRESSION**..... 53

1. Définition du renforcement..... 53

1

2. Extension de la méthode de LABYE..... 55

2.1. Prix d'un tronçon à renforcer..... 55
2.2. Courbe de prix du tronçon renforcé..... 56
2.3. Linéarisation de la courbe de prix du tronçon renforcé..... 57
2.4. Particularités de la méthode de LABYE étendue aux renforcements..... 61
2.5. Détermination des débits pour un tronçon à renforcer..... 61

III - **FONCTIONNEMENT DES RESEAUX**..... 65

PREAMBULE..... 65

1. Intérêt de l'analyse du fonctionnement d'un réseau..67

1.1. Réseau en projet..... 67
1.2. Réseau évolutif..... 67
1.3. Réseau existant..... 68
1.4. Synthèse..... 68

2. Appel des débits..... 68

2.1. Choix initial..... 69
2.2. Réseau existant..... 73

3. Fonctionnement du réseau (canalisations).....81

3.1. Courbes caractéristiques..... 81
3.2. Détermination des tronçons sous-dimensionnés... 89
3.3. Utilisation..... 95

4. Ouvrage de tête.....100

4.1. Réservoirs à surface libre.....100
4.2. Stations de pompage.....101

5. Analyse globale du réseau (agriculteurs + réseau + ouvrage de tête).....103

5.1. Confrontation des courbes représentatives des trois composantes.....103
5.2. Exemples d'analyse du fonctionnement et de défaillances..... 107

- ANNEXE 1 Rugosité des conduites..... 109
- ANNEXE 2 Analyse des défaillances et étude du renforcement des réseaux d'irrigation par aspersion. Communication au 11ème congrès de la CIID Grenoble, Septembre 1981.....111
- BIBLIOGRAPHIE.....139

AVANT-PROPOS

Ce guide n'aurait pu être réalisé sans les travaux de deux ingénieurs du CEMAGREF :

Yves LABYE, pour l'optimisation économique des réseaux,

Maurice MEUNIER, pour le fonctionnement des réseaux,

et d'un Ingénieur de la Société du Canal de Provence :

René CLÉMENT, pour le calcul des débits.

Ce guide leur est dédié.

Je remercie l'ensemble du personnel de la division Hydraulique Générale du CEMAGREF et plus particulièrement Gérard DEGOUTTE, Chef de la division qui m'a beaucoup encouragé tout au long de ce travail, Christiane FUTOL, secrétaire, qui a fait preuve d'une grande efficacité pour la mise au point de la frappe définitive et Rémy TOURMENT, Ingénieur, qui a su trouver les moyens informatiques nécessaires à la saisie des formules mathématiques figurant dans ce guide.

Enfin, le texte définitif doit beaucoup aux critiques et suggestions des ingénieurs du CEMAGREF qui ont pris le temps de relire attentivement la version provisoire de ce guide : Gilles BONNET, Bernard BREMOND, Denis BAUDEQUIN, Gérard DEGOUTTE et surtout Benoît LESAFFRE dont la relecture a été particulièrement minutieuse et les suggestions fructueuses.

INTRODUCTION

Nous nous intéresserons, dans ce guide, aux réseaux collectifs destinés à l'irrigation. Ces réseaux sont très généralement **ramifiés**.

Les réseaux maillés assurent une desserte plus sûre, mais plus coûteuse. Cette sécurité est nécessaire pour les réseaux d'AEP (adduction d'eau potable) où les coupures doivent être exceptionnelles. Pour les réseaux d'irrigation, une coupure d'eau, réparée rapidement (un ou deux jours), est presque toujours acceptable.

Les réseaux d'irrigation sont utilisés chaque année pendant un temps plus ou moins long dépendant du climat et des cultures pratiquées. Cette utilisation est intensive pendant **la période de pointe** (juillet, en général, pour la France). **Le débit de pointe** est le débit qui n'a qu'une faible probabilité d'être dépassé pendant la période de pointe. La conception d'un réseau ramifié d'eau sous pression comporte un certain nombre de phases dont certaines peuvent être traitées automatiquement par ordinateur :

1. Tracé du réseau ;
2. Calcul des débits de pointe ;
3. Optimisation des diamètres des canalisations ;
4. Calcul d'un régime hydraulique permanent ;
5. Calcul des courbes caractéristiques du réseau ;
6. Conception de la station de pompage ;
7. Protection anti-bélier ;
8. Simulation du fonctionnement hydraulique ;
9. Renforcement du réseau.

Nous nous pencherons sur toutes ces parties, sauf la première et la septième.

Le tracé du réseau étant prédéterminé, le choix des diamètres des canalisations peut être effectué d'une infinité de manières. L'intérêt du maître d'ouvrage est cependant de mettre en oeuvre la solution dont le coût total est le plus faible pour l'objectif de service fixé. Pour résoudre ce problème, on utilise une méthode exacte de calcul, **la méthode discontinue de LABYE**.

En préalable à l'optimisation ou au renforcement, il est nécessaire de définir pour chaque tronçon un débit de projet. Ce calcul se justifiant surtout par rapport à l'optimisation des diamètres, on associe très souvent ces deux opérations. Pour calculer les débits de projet d'un réseau d'irrigation à la demande, on utilise généralement **la formule de la demande de CLEMENT** mais on peut, pour d'autres problèmes, les calculer différemment (tour d'arrosage, desserte industrielle, etc.). Dans tous les cas les débits de projet permettent de faire face à la période de pointe.

Une fois les canalisations déterminées, on peut s'intéresser au fonctionnement du réseau soit en simulant des régimes permaments, soit en étudiant ce fonctionnement de manière statistique (tracé des caractéristiques indicées).

En ce qui concerne la conception de la station de pompage, nous nous bornerons à la détermination des caractéristiques principales, hauteur de refoulement et estimation du prix ; les problèmes technologiques et la régulation ne seront pas abordés ici.

La simulation permet de connaître le fonctionnement hydraulique de chaque zone du réseau, et même de chaque prise.

Quant au renforcement, il intervient soit lorsque le réseau est défaillant (erreur à la conception, évolution de la surface irriguée, etc...) soit à l'occasion d'une extension importante.

La phase 7, protection anti-bélier, est étudiée dans l'ouvrage de M. MEUNIER (1980); les études pratiques peuvent être menées à l'aide de logiciels du CEMAGREF :

- **BEL** permettant de traiter les cas simples (conduite unique) ;
- **CEBELMAIL** adapté aux cas complexes, qu'il s'agisse de réseaux ramifiés ou maillés.

Quant au tracé de réseaux (phase 1), les contraintes topographiques et foncières sont telles, en tout cas dans le contexte français, que le tracé n'est pratiquement jamais susceptible d'être fait automatiquement.

Les lecteurs désirant mettre en oeuvre les méthodes exposées dans ce guide pourront le faire à l'aide de deux logiciels du CEMAGREF :

- **XERXES-RENFORS** pour les phases 2, 3 et 9 ;
- **ICARE** pour les phases 4, 5, 6 et 8.

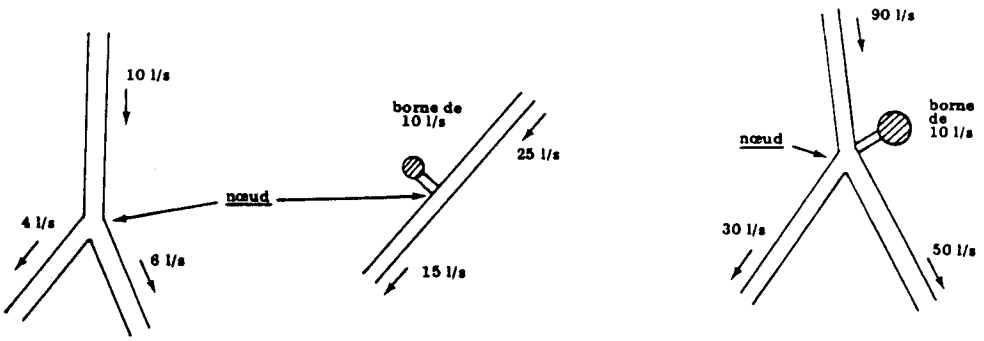


Figure I.1 - Définition du noeud

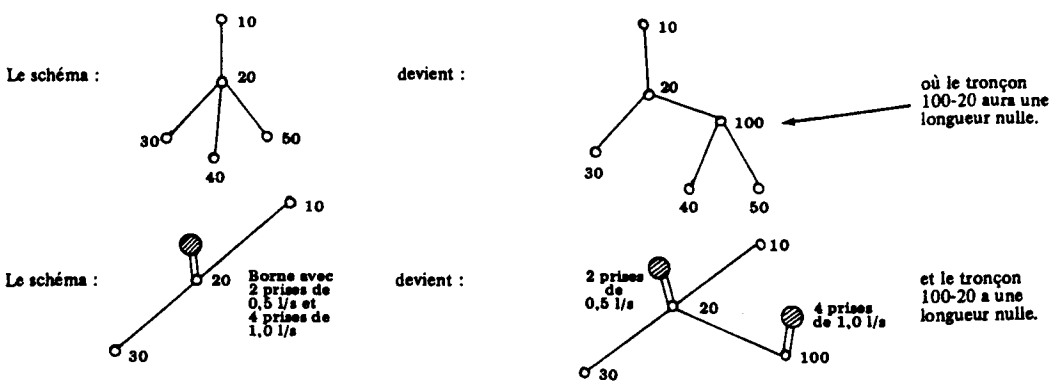


Figure I.2 - Utilisation de tronçons fictifs
10, 20, etc... = numéro des noeuds

CHAPITRE I

CALCUL D'UN RESEAU RAMIFIE SOUS PRESSION OPTIMISATION DES RESEAUX NEUFS

1. DESCRIPTION DU RESEAU RAMIFIE

Le réseau ramifié, ayant été tracé, est décrit par numérotation des **noeuds** et **tronçons** : un noeud est constitué par une jonction de **canalisations** ou par l'existence d'une **borne** ou par les deux à la fois (figure I.1).

Contrairement à ce qui se passe pour les réseaux maillés, la structure ramifiée du réseau implique un écoulement orienté de l'eau, de l'amont vers l'aval. Cette structure entraîne une correspondance bi-univoque entre le noeud aval d'un tronçon et ce tronçon. On a donc besoin de ne numéroter que la série des noeuds. Chaque tronçon est alors repéré par les numéros de ses noeuds aval et amont. Les caractéristiques d'un tronçon (longueur, diamètre, débit) et celles de son noeud aval (cote du sol, pression désirée, etc.) pourront en pratique être décrites en même temps.

Dans un réseau ramifié, un tronçon peut présenter plusieurs sucesseurs et un noeud peut porter un nombre quelconque de prises. On a néanmoins pris l'habitude de limiter le nombre de sucesseurs à deux et le nombre de prises portées par un noeud à quatre. On peut en effet toujours se ramener à un schéma comportant au plus deux sucesseurs en créant, chaque fois que cela est nécessaire, un tronçon fictif de longueur nulle ; on utilise le même procédé si un noeud comporte plus de quatre prises, ce qui est exceptionnel dans la réalité (Figure I.2).

Une fois que l'on a complété le réseau avec les tronçons de longueur nulle, on peut numéroter les noeuds ; la numérotation

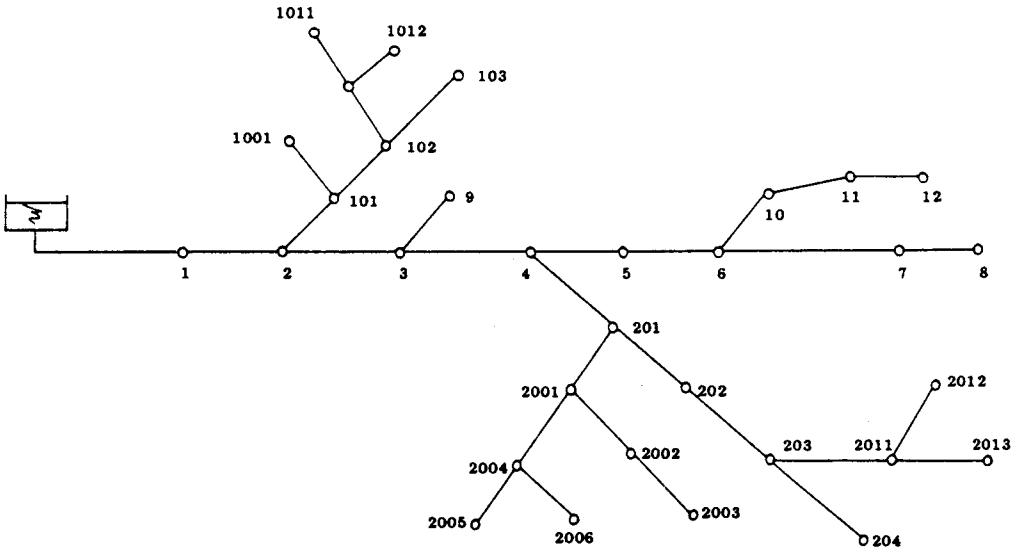
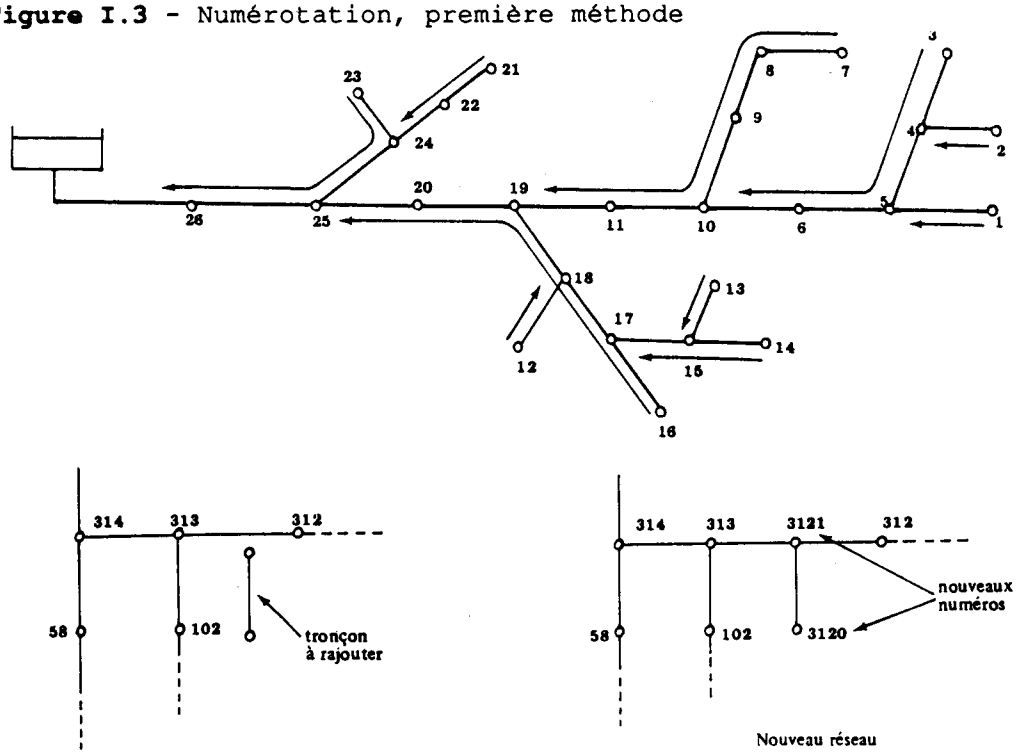


Figure I.3 - Numérotation, première méthode



Figures I.4 et I.5 - Numérotation, deuxième méthode : parcours et jonction

peut être absolument quelconque, mais on a souvent intérêt à l'organiser pour trouver plus facilement les tronçons sur un plan.

Deux méthodes peuvent être utilisées.

a) **Première méthode.** On numérote de l'amont vers l'aval en hiérarchisant les numéros : 1 à 99 pour la conduite maîtresse et les petites antennes qui en partent; à partir de 101, 201, 301, etc. pour la 1ère, 2ème, 3ème conduite dérivée (conduites maîtresses de sous-réseau) etc. ; à partir de 1001, 2001, 3001 pour les dérivées du 1er, 2ème et 3ème sous-réseaux (figure I.3). Une des règles de ce système de numérotation est qu'un numéro de noeud doit être supérieur à tous les numéros des noeuds amont.

. **Inconvénient de cette méthode**: elle est lourde, rigide et oblige à réfléchir lors de la numérotation pour choisir quelles vont être les conduites dérivées, puis qu'elle va être l'amplitude du saut de numéro : par exemple, pour les dérivées du premier sous-réseau, faut-il passer de 1001 à 1011 ou de 1001 à 1101?

. **Avantage de cette méthode** : on peut facilement rajouter des tronçons à l'intérieur de cette numérotation sans en modifier toute la structure.

b) Deuxième méthode. C'est la méthode dite de "parcours et jonction". On numérote en partant d'un noeud quelconque d'extrémité et l'on accroît d'une unité en remontant vers l'amont. Dès qu'on arrive à une jonction, on repart d'une extrémité du sous-réseau adjacent, et ainsi de suite (figure I.4).

. **Inconvénient de cette méthode** : il n'est pas possible de rajouter un tronçon en respectant cette numérotation sauf à tout recommencer. Cependant, comme les numéros ne dépassent généralement pas 999, on peut affecter aux tronçons supplémentaires celui du tronçon le plus proche multiplié par 10, ce qui permet de conserver une numérotation à quatre chiffres (Figure I.5).

. **Avantage de cette méthode** : elle est souple, facile à mettre en oeuvre et permet de manier des nombres en général inférieurs à 999. Une numérotation des bornes pourrait également être envisagée, mais elle n'est pas nécessaire pour réaliser le calcul du réseau.

2. CALCUL DES DEBITS

Pour calculer les diamètres des canalisations, il est bien sûr nécessaire de définir les débits véhiculés par le réseau. On peut soit connaître ces débits, s'ils sont imposés par l'utilisation du réseau (tour d'eau, par exemple), soit les calculer par la méthode de CLEMENT (1966). On peut souhaiter également utiliser la formule de CLEMENT pour certains tronçons et calculer les débits d'une autre façon pour d'autres tronçons. L'essentiel est d'affecter un débit à chaque tronçon.

2.1. Formule de la demande de CLEMENT

La "formule de CLEMENT" ou "formule de la demande" est utilisée pour les réseaux qui fournissent l'eau sans contrainte pour l'utilisateur, c'est à dire à la demande : le réseau doit être capable de fournir le débit nominal de la borne quand l'agriculteur le désire. Une façon d'y parvenir consiste à calculer la somme des débits qui peuvent être demandés, mais la probabilité que les agriculteurs ouvrent en même temps toutes les bornes du réseaux est si faible

qu'on surdimensionne alors le réseau bien inutilement. C'est pour un débit inférieur au débit d'addition qu'il faut calculer le réseau ; par la formule de CLEMENT, on détermine le débit qui n'a qu'une certaine probabilité d'être dépassé et on calcule les dimensions du réseau en conséquence.

Le calcul des diamètres ne nécessite pas que la distribution des débits véhiculés vérifie l'équation de continuité aux noeuds. Cette continuité n'est, par exemple, pas vérifiée quand on utilise la formule de CLEMENT. Il ne faut donc pas utiliser ces valeurs à d'autres fins que le calcul des diamètres (par exemple pour l'étude de la protection où les discontinuités de débit créeraient un coup de bélier fictif à chaque noeud).

Avant d'utiliser cette méthode, il faut que le projecteur connaisse les bornes et les prises qui desserviront chaque parcelle, ainsi que leurs débits nominaux. C'est à partir de ceux-ci que la formule de CLEMENT calcule les débits des tronçons. On peut utiliser cette formule au niveau de la prise desservant une petite superficie élémentaire. Mais il est plus pratique, en prévision du calcul d'optimisation du réseau, de l'appliquer pour des classes de prises. C'est sous cette forme que nous allons l'expliquer.

2.1.1 Théorie

- **Probabilité d'ouverture**. Soit T la durée de la période de pointe pour laquelle on désire calculer les débits. On peut se donner une marge de sécurité en considérant que le réseau est utilisé pendant un temps inférieur T', $r = T'/T$ étant un coefficient qui servira à adapter la théorie à la réalité. Sur la durée T', les prises de la classe j fonctionnent en moyenne un temps t_j suffisant pour apporter la dose désirée. Le volume fourni par les R_j prises de la classe j (débit nominal d_j) pendant le temps t_j est égal au volume nécessaire pour irriguer la surface S_j au **débit fictif**

continu v (exprimé par exemple en l/s/ha) pendant la période de pointe T. On a donc l'égalité suivante :

$$R_j\, d_j\, t_j = S_j\, v\, T$$

CLEMENT (1966) définit la probabilité d'ouverture d'une prise de la classe j, par le rapport de la durée d'utilisation de cette prise au cours de la période de pointe à la durée de fonctionnement du réseau au cours de cette période, soit :

$$p_j = \frac{t_j}{T} \qquad \text{ou} \qquad p_j = \frac{S_j\, v}{r\, R_j\, d_j}$$

Une classe de prise est donc définie par un débit nominal et une probabilité d'ouverture.

- **Qualité de fonctionnement et formule de la demande** . Si on suppose que les prises sont indépendantes entre elles, la probabilité P pour qu'il y ait au plus N_j prises en fonctionnement simultané est égale à l'expression :

$$P = \sum_{i=0}^{i=N_j} C^i_{R_j} \cdot p_j^i \cdot (1 - p_j)^{R_j - i} \qquad \text{avec} \qquad C^i_{R_j} = \frac{R_j!}{i!\,(R_j - i)!}$$

Cette probabilité P est appelée improprement **qualité de fonctionnement** car elle ne traduit que la probabilité de non dépassement du débit Q_C, donc de la demande du réseau et non la réponse de celui-ci, qui, elle, peut être ou ne pas être satisfaisante.

Lorsque R_j est assez grand, cette expression converge vers la loi normale et on a pratiquement :

$$\text{Probabilité}\left(\frac{N_j - R_j\, p_j}{\sqrt{R_j\, p_j\,(1 - p_j)}} \leq U\right) = P$$

où U est la variable réduite de la loi normale correspondant à P.

En inversant la proposition précédente, on obtient la valeur de N_j :

$$N_j = R_j p_j + U \sqrt{R_j p_j (1 - p_j)}$$

En multipliant de part et d'autre par le débit nominal d_j, on exprime cette relation sous la forme de débit. En supposant que les prises des différentes classes sont indépendantes entre elles, on peut sommer respectivement moyennes (termes $R_j p_j d_j$) et variances (termes $R_j\ p_j\ (1-p_j)\ d_j$) de toutes les classes pour obtenir la loi du débit total. Pour un tronçon considéré, le débit de pointe Q_c est donc donné par la formule suivante :

$$Q_c = \sum_j R_j\ p_j\ d_j + U \sqrt{\sum_j R_j\ p_j\ (1 - p_j)\ d_j^2}$$

avec :
- R_j = nombre de prises de la classe j à desservir par le tronçon considéré,
- d_j = débit nominal de la jème classe,
- p_j = probabilité d'ouverture de la jème classe,
- U = variable réduite de la loi normale correspondant à la qualité de fonctionnement désirée à l'aval du tronçon. Elle peut varier avec le nombre total de prises à desservir.

- **Variation de la probabilité p_j.** Le débit de CLEMENT ainsi calculé est en général surévalué pour les tronçons desservant une grande surface, c'est-à-dire un grand nombre de prises situées à l'aval. Il y a toujours, en effet, chaque année, un certain nombre de parcelles non irriguées pour des raisons diverses : rotation des cultures, assolement, etc.

La probabilité d'ouverture p_j devient alors p'_j :

$$p'_j = \frac{S_{ji}\ vmin}{r\ R_j\ d_j}$$

S_{ji} étant la surface réellement irriguée et vmin le débit fictif minoré, p'_j peut s'écrire :

$$p'_j = \frac{S_j\ v}{r\ R_j\ d_j} \cdot \frac{S_{ji}}{S_j} \cdot \frac{vmin}{v} = p_j\ \alpha$$

On admet que le coefficient α ne varie qu'en fonction de la surface irriguée à l'aval, c'est-à-dire, en pratique, en fonction du nombre de prises situées à l'aval :

$$p'_j = p_j\ \alpha(R)$$

Le débit de pointe Q_c est donc donné par la formule finale :

$$Q_c = \sum_j R_j\ \alpha(R)\ p_j\ d_j + U \sqrt{\sum_j R_j\ \alpha(R)\ p_j\ [1 - \alpha(R)\ p_j]\ d_j^2}$$

2.1.2. Pratique

- **Probabilité d'ouverture**. En pratique, lorsqu'on connaît l'emplacement des bornes, leurs débits nominaux et le type d'irigation qui sera pratiqué, on les regroupe par classe de même débit nominal et de même type d'utilisation. Déterminer la superficie totale S_j irriguée par les R_j prises de débit nominal d_j est une première difficulté de la méthode. On a souvent intérêt à élaborer deux hypothèses de superficies irriguées : une première hypothèse correspondant à un taux estimé normal de la SAU (Surface Agricole Utile) qui sera irriguée, et une deuxième où la superficie estimée sera plus proche de la SAU totale. Un des avantages du calcul automatique est de pouvoir comparer facilement l'influence de deux hypothèses différentes sur le résultat.

Le débit fictif continu de pointe est déterminé par une étude agroclimatologique pour une durée de retour déterminée ; mais on en connaît généralement des valeurs régionales. Il varie souvent entre 0,4 l/s/ha et 0,6 l/s/ha, mais peut être parfois supérieur.

La valeur du paramètre r est plus difficile à déterminer. Initialement, comme on l'a vu, il était prévu pour tenir compte du fait que, même pendant la période de pointe, le réseau ne fonctionne pas en permanence. Sa signification a évolué pour devenir un coefficient d'adaptation de la théorie à la réalité : les ouvertures de prises ne se répartissent jamais d'une façon complètement aléatoire et la valeur de r permet d'en tenir compte. Il varie entre 0,7 et 1, mais on utilise généralement les valeurs connues régionalement puisqu'on ne sait pas le déterminer. La méthode permettant de le calculer sur des réseaux existants nécessite des enregistrements de débits de tête (BÉTHERY et al, 1981). Là aussi, on a intérêt à évaluer l'influence de la valeur de ce paramètre en faisant le calcul pour deux valeurs de r différentes, à moins qu'on ait pu estimer sa valeur sur un réseau voisin de caractéristiques comparables.

Connaissant les valeurs de S_j, de v et de r, on en déduit facilement les valeurs de la probabilité de fonctionnement :

$$p_j = \frac{S_j \, v}{r \, R_j \, d_j}$$

Cette méthode peut donner des résultats très différents suivant la conception du réseau adoptée.

Par exemple, les aménagements régionaux, où il faut tenir compte du développement futur des réseaux, nécessitent d'importants débits d'équipement Q_e, définis par le rapport :

$$Q_e = \frac{R_j \, d_j}{S_j}$$

En 1979 (CLEMENT et GALLAND), le débit d'équipement de la SCP (Société du Canal de Provence) était égal à 2,8 l/s/ha, valeur très élevée et en voie de diminution; on avait 1,73 l/s/ha pour la SOMIVAC (Société de Mise en Valeur de la Corse), 1,2 l/s/ha pour la CNABRL (Compagnie d'Aménagement du Bas-Rhône-Languedoc), et 0,75 l/s/ha pour la CACG (Compagnie d'Aménagement des Côteaux de Gascogne) et SOGREAH (Société Grenobloise d'Etudes et d'Aménagements Hydrauliques) dans le Sud-Ouest.

La grande disparité de ces chiffres provient essentiellement de l'estimation de S_j qui est en fait la "surface qu'on envisage d'irriguer". Outre l'imprécision liée à sa définition, on n'obtient pas les mêmes valeurs suivant l'horizon auquel on se place. Une façon de régler le problème, adoptée par certaines Directions Départementales de l'Agriculture et de la Forêt, consiste à faire les calculs pour la superficie exacte pour laquelle les agriculteurs s'engagent et à "tenir compte de l'avenir" en grossissant au moins les conduites maîtresses. Quoi qu'il en soit, c'est à ce moment de l'étude que se posent le plus de problèmes difficiles à résoudre parce que d'ordres agropédologique (v) et socioéconomique (r et S_j). **Effectuer en pratique plusieurs calculs pour mesurer la sensibilité du résultat à ces paramètres est donc fructueux** .

- **Variation de la probabilité d'ouverture en fonction de la superficie irriguée et de l'assolement.** Cette variation peut être introduite sous forme d'une courbe $\alpha = f(R)$, R étant le nombre de prises situées à l'aval du tronçon considéré. Les valeurs de α varient en fonction des régions. On adopte souvent la valeur 1 jusqu'à un premier seuil de superficie (variable de 20 à 100 ha, correspondant à R_1 prises), une valeur constante (0,4 à 0,8 ou 0,9) au-dessus d'un deuxième seuil de superficie (200 à 500 ha, correspondant à R_2 prises), et une variation linéaire entre ces deux valeurs du seuil de la superficie (Figure I.6).

- **Qualité de fonctionnement**. Il faut choisir pour quelle qualité de fonctionnement P on désire que le calcul des débits soit fait. En effet, la formule de CLEMENT, qui suppose, rappelons le, R_j suffisamment grand, est la suivante (p. 20) :

$$Q_c = \sum_j \alpha\, R_j\, p_j\, d_j + U \sqrt{\sum_j R_j\, \alpha\, p_j\, (1 - \alpha\, p_j)\, d_j^2}$$

U est la variable réduite de la loi normale par laquelle on estime la qualité de fonctionnement P. Les valeurs de U pour les valeurs usuelles de P sont rappelées dans le tableau :

P%	99	98	97	96	95	90	80
U	2,32	2,05	1,88	1,75	1,64	1,28	0,84

Lorsque P = 100%, la formule de CLEMENT devient additive: le réseau est calculé pour la somme des débits.

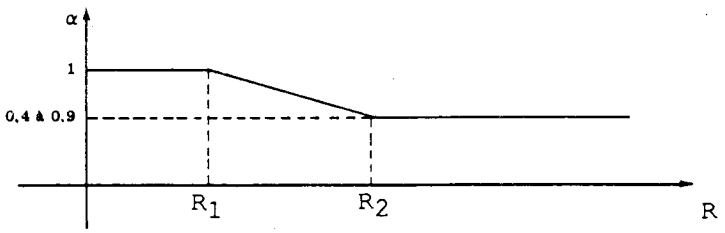


Figure I.6 - Variation de la probabilité d'ouverture en fonction de la superficie irriguée

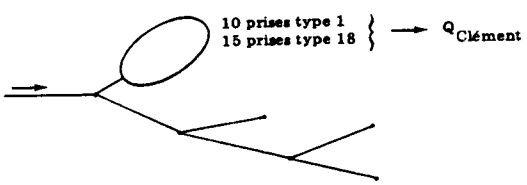


Figure I.7 - Sous-réseaux globalisés

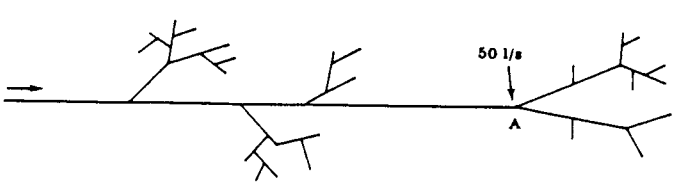


Figure I.8 - Injection de débit

On peut désirer une qualité de fonctionnement variable sur le réseau : on veut par principe que les sous-réseaux d'extrémité soient calculés pour la somme des débits (jusqu'à 4,6 ou 10 prises par exemple) : la probabilité pour que toutes les prises d'extrémité soient ouvertes en même temps ne peut être négligée.

On a donc deux catégories de fonctionnement : P = 100% jusqu'à 6 ou 10 prises, puis très souvent P = 90 ou 95% pour le reste du réseau. Dans le cas d'un réseau très important, on peut désirer trois catégories de fonctionnement ; par exemple : P = 100% jusqu'à 10 prises, P = 95% jusqu'à 200 prises et P = 90% pour le reste du réseau.

2.1.3. Sous-réseaux globalisés

Il peut arriver qu'un sous-réseau entier soit calculé par ailleurs ou que l'on ne puisse le calculer maintenant. Par contre, il faut réserver son débit. Si on le considérait comme une prise de probabilité 1, on fausserait tout le calcul des tronçons amont puisque la formule de CLEMENT n'est pas additive. Il faut donc indiquer qu'à la jonction du réseau principal, se trouve un sous-réseau de 10 prises de classe 01, 15 prises de classe 18, etc. (figure I. 7).

2.1.4. Injection de débit

Il peut arriver que l'on dispose de débits d'apport indépendants de la source principale. Un tel débit modifie les débits amont du point A (Figure I.8).

Il suffit de considérer cette injection comme une prise de débit nominal négatif (-50 l/s par exemple) et de probabilité de fonctionnement égale à 1. L'injection du débit sera faite systématiquement, puisque, quand la probabilité de fonctionnement est égale à 1, la formule de CLEMENT devient additive.

Pour tout tronçon, le débit de calcul doit être strictement positif. Si la valeur du débit d'injection est trop forte et entraîne un débit négatif sur certains tronçons, on devra soit déplacer, pour le calcul, le point d'injection vers l'amont, soit imposer le débit sur les tronçons en question.

Enfin, les prises à débit négatif ne doivent pas être comptabilisées dans le calcul des nombres de prises à partir desquels on change de catégorie de fonctionnement.

2.2. Débit imposé

Il existe de nombreux cas de réseaux pour lesquels la loi de la demande ne s'applique pas : réseau d'irrigation qui fonctionne au tour d'eau, ossature ramifiée de réseau d'adduction d'eau, desserte industrielle. Dans tous ces cas, on effectue préalablement le calcul à la main des débits. On peut cependant utiliser la loi de CLEMENT pour une partie du réseau et calculer les débits pour une autre partie (par exemple antenne maîtresse lorsqu'elle joue un rôle d'adduction).

3. OPTIMISATION

Nous disposons des données suivantes :

- tracé du réseau et débit de pointe de chaque tronçon ;
- cote piézométrique minimale à assurer en chaque noeud du réseau ;
- bordereau des canalisations disponibles ; pour chaque diamètre, on connaît le prix et la perte de charge au mètre linéaire ; on peut éventuellement réduire ce choix en fixant des conditions limites d'utilisation de chaque tuyau (vitesse, pression).

Dans la méthode discontinue de LABYE (1966), on détermine pour chaque tronçon la "loi" de la solution optimale en fonction de la cote piézométrique disponible en remontant de proche en proche des extrémités à la tête du réseau. Cette étape s'appelle la **montée**. La comparaison avec les conditions régnant en tête du réseau détermine alors la solution pour le tronçon de tête. Enfin, en redescendant vers les extrémités, on calcule les cotes piézométriques en chaque point et on détermine en chaque tronçon, grâce à sa courbe optimale, le diamètre à installer. Cette dernière étape est appelée la **descente** du réseau.

Lors de la confrontation avec les conditions régnant en tête du réseau, deux cas peuvent se présenter : ces conditions sont déjà connues (retenue, réservoir, station existante) ou sont à déterminer (station à calculer). Dans ce dernier cas, le plus fréquent, il est nécessaire de disposer, en plus des données précédentes, de données économiques, que l'on va préciser maintenant.

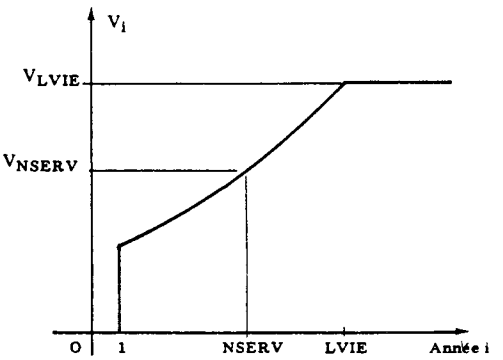


Figure I.9 - Evolution du volume consommé par le réseau

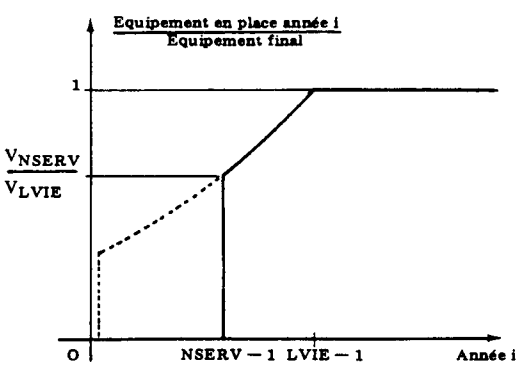


Figure I.10 - Echelonnement de l'équipement électro-mécanique de la station de pompage

3.1. Calculs économiques

3.1.1. Généralités

. **Durée de vie du réseau**. Dans les dépenses envisagées lors de la recherche du coût optimal du réseau, on fait intervenir des quantités payées à des dates différentes, les unes une fois pour toutes (dépenses d'investissement), d'autres à intervalles réguliers, donc variables en fonction du temps (dépenses de fonctionnement, d'entretien et de renouvellement). Il est par conséquent nécessaire de définir la durée sur laquelle on effectue le calcul du coût total. Le réseau ayant une durée de vie supérieure à celle des équipements électromécaniques, on utilise généralement cette première durée pour calculer le coût. Mais il faut bien voir qu'il s'agit là d'une notion économique, et que l'on pourra choisir une durée de vie "économique" inférieure à la durée de vie réelle du réseau : la durée à choisir en fait est la durée sur laquelle on désire rentabiliser les équipements (si le réseau est utilisé après cette date, le maître d'ouvrage est alors bénéficiaire). Cette durée est souvent appelée abusivement "durée de vie du réseau".

. **Actualisation**. Dans les dépenses intervenant à des dates différentes, on doit faire intervenir la notion d'actualisation : supposons que l'on doive acheter dans 10 ans un équipement qui coûte P francs (valeur actuelle) et que l'on désire mettre de côté aujourd'hui la somme nécessaire pour cette opération. Soit θ le taux d'actualisation ou loyer annuel de l'argent (taux d'intérêt en l'absence d'inflation) ; il suffit de disposer aujourd'hui d'une somme de :

$$\frac{P}{(1+\theta)^{10}}$$

et de la placer au taux θ pour disposer dans 10 ans de la somme

désirée. En effet, chaque année la somme détenue est multipliée par (1+θ) ; au bout de 10 ans on dispose bien de la somme P. Ainsi, il est possible de comparer des dépenses effectuées à des époques différentes en les "actualisant" pour les ramener à une date commune.

3.1.2. Hypothèses

On considère que le réseau est installé au cours de l'année 0 pour être mis en service l'année 1 et être utilisé jusqu'à la fin de l'année NVIE (durée de vie du réseau).

Le volume consommé en tête du réseau varie de l'année 1 à l'année LVIE suivant la courbe V_i (volume consomé l'année i) pour être constant au-delà de LVIE (figure I.9). Pour un surpresseur, on calcule le volume pompé proportionnellement au débit de pointe.

L'installation de la station de pompage et des surpresseurs est divisée en deux postes : le génie civil comprenant toutes les installations qu'il n'est pas nécessaire de renouveler, et l'équipement électromécanique que l'on renouvelle toutes les MVIE années.

Les stations sont mises en service l'année NSERV (pour la station de tête on a généralement NSERV = 1). Le génie civil est installé l'année précédente (NSERV-1). L'équipement électromécanique est installé à partir de la même année soit en totalité, soit proportionnellement aux besoins (volume pompé) de façon que l'équipement total l'année i suffise aux besoins de l'année suivante ; l'installation est alors faite entre les années NSERV-1 et LVIE-1 (Figure I.10).

3.1.3. Calcul du coût actualisé d'une station de surpression

Le coût total actualisé de la station de surpression est la somme des diverses dépenses ramenées à l'année 0 :

$$P_t = Pgc + Pem + Pener + Pentr + Pembis$$

Ces coûts sont exprimés en kilo Francs (kF).

. **Pgc, génie civil**

- Coût l'année d'installation :

$$Pgco = gc(1) + gc(2)\ Q^{gc(3)}\ H^{gc(4)}$$

où gc(1), gc(2), gc(3), gc(4) sont les paramètres d'ajustement de la courbe de prix.

- Coût ramené à l'année o : $Pgc = \left(\frac{1}{1+\theta}\right)^{NSERV-1} Pgc0$

. **Pem, équipement électromécanique**

- Coût l'année d'installation :

$$Pemo = em(1) + em(2)\ Q^{em(3)}\ H^{em(4)}$$

où em(1), em(2), em(3), em(4) sont les paramètres d'ajustement de la courbe de prix.

- Si l'équipement est entièrement installé l'année NSERV-1 :

$$Pem = \left(\frac{1}{1+\theta}\right)^{NSERV-1} Pem0$$

- Si l'équipement est installé proportionnellement au volume pompé (un équipement installé l'année i doit être adapté au volume V_{i+1}) :

Posons $R_{NSERV-1} = 0$ et $R_i = V_i$ volume pompé pour $i \geq$ NSERV

Dépense (non actualisée) l'année i : dP_i

$$dP_i = \frac{R_{i+1} - R_i}{V_{LVIE}} Pem0$$

soit $$Pem = \sum_{i=NSERV-1}^{i=LVIE-1} \left(\frac{1}{1+\theta}\right)^i dP_i$$

. **Pembis, renouvellement de l'équipement électromécanique.**

L'équipement électromécanique doit être renouvelé tous les MVIE années ; dP_i étant la dépense (non actualisée) en électromécanique l'année i :

dP_i = Pemo l'année NSERV-1 Si l'équipement est entièrement
$dP_i = 0$ les autres années installé l'année NSERV-1

$dP_i = \frac{R_{i+1} - R_i}{V_{LVIE}} Pem0$ si l'équipement est progressif

L'équipement de l'année i devra être renouvelé les années i+MVIE, i+2MVIE..., i+kMVIE, etc... tant que i+kMVIE<NVIE, durée de vie du réseau. A chacun de ces renouvellements correspond un coût :

$$\left(\frac{1}{1+\theta}\right)^{i+kMVIE} dP_i$$

. Pener, fonctionnement (énergie + prime à la puissance)

Chaque année, à partir de l'année NSERV, cela représente la somme de deux dépenses :

- dépense d'énergie, B_i :

L'année i, le volume pompé en tête est V_i (en milliers de m^3). Si l'on appelle α le rapport du débit de pointe de la station au débit de pointe du réseau, on estime par αV_i le volume pompé à la station. α est égal à 1 pour la station de tête.

L'énergie consommée est alors :

$$\mathcal{P}_i = \frac{\rho g H \alpha V_i}{\eta} \qquad \text{en kW.s}$$

avec η, rendement global de la station de surpression, et ρ, masse volumique de l'eau.

$$\mathcal{P}_i = 2{,}725 \frac{H \alpha V_i}{\eta}$$

Dépense l'année i (Ct: Coût du kWh) :

$$B_i = \frac{Ct\mathcal{P}_i}{1000} \qquad \text{en kF}$$

- prime à la puissance installée, C_i :

Puissance installée : $P = \rho g Q H/\eta = 0{,}00981\ Q H/\eta$ (Pen kW, Q en l/s, H en m). Soit, chaque année une prime à la puissance

installée (Pr, prime en F par kW installé) :

$$C_i = \frac{P\,Pr}{1000} \qquad \text{en kF}$$

D'où la dépense de fonctionnement (actualisée) de l'année NSERV à l'année NVIE :

- si l'équipement électromécanique est installé en totalité l'année NSERV :

$$Pener = \frac{2{,}725\,H\,\alpha\,Ct}{1000\,\eta} \sum_{i=NSERV}^{i=NVIE} \frac{V_i}{(1+\theta)^i} + \frac{1}{\theta}\left[\left(\frac{1}{1+\theta}\right)^{NSERV-1} - \left(\frac{1}{1+\theta}\right)^{NVIE}\right] \frac{0{,}00981\,Q\,H}{1000\,\eta}\,Pr$$

- si l'équipement électromécanique est installé progressivement :

$$Pener = \frac{2{,}725\,H\,\alpha\,Ct}{1000\,\eta} \sum_{i=NSERV}^{i=NVIE} \frac{V_i}{(1+\theta)^i} + \frac{0{,}00981\,Q\,H}{1000\,\eta\,V_{LVIE}} \sum_{i=NSERV}^{i=NVIE} \frac{V_i}{(1+\theta)^i}$$

. Pentr, entretien de l'équipement électromécanique

Soit **acte1** le coût de l'entretien annuel des équipements électromécaniques en fraction de l'investissement initial :

- l'année i, on fait un investissement égal à dP_i ; chaque année qui suit, l'entretien est égal à acte1.dP_i ; en ramenant à l'année i l'entretien total sur cet investissement, on a la somme :

$$\sum_{j=i+1}^{j=NVIE} \frac{acte1\ dP_i}{(1+\theta)^{j-i}}$$

(l'entretien commence l'année suivant l'installation).

- sommons sur les investissements dP_i effectués de l'année NSERV-1 à l'année NFIN (NFIN=NSERV-1 si l'installation est

entièrement faite l'année NSERV-1 et NFIN=LVIE-1 si l'installation est progressive) :

$$Pentr = \sum_{i=NSERV-1}^{i=NFIN} \frac{1}{(1+\theta)^i} \sum_j \frac{acte1\ dP_i}{(1+\theta)^{j-i}} = acte1 \sum_{i=NSERV-1}^{i=NFIN} dP_i \sum_j \frac{1}{(1+\theta)^j}$$

avec: $$\sum_{j=i+1}^{j=NVIE} \frac{1}{(1+\theta)^j} = \frac{1}{\theta}\left(\frac{1}{(1+\theta)^i} - \frac{1}{(1+\theta)^{NVIE}}\right)$$

D'où : $$\frac{\theta\ Pentr}{acte1} = \sum_{i=NSERV-1}^{i=NFIN} \frac{dP_i}{(1+\theta)^i} - \sum_{i=NSERV-1}^{i=NFIN} \frac{dP_i}{(1+\theta)^{NVIE}} = Pem1 - \frac{Pem0}{(1+\theta)^{NVIE}}$$

Finalement : $$Pentr = \frac{acte1}{\theta}\left[Pem1 - \frac{Pem0}{(1+\theta)^{NVIE}}\right]$$

3.1.4 Coût du réseau

Les dépenses totales du réseau se divisent en deux postes : investissement et entretien.

Investissement :

En principe, l'installation du réseau est faite l'année 0 et l'utilisation commence l'année 1. Toutefois, on poura différer l'investissement d'une partie du réseau en utilisant pour cette partie un bordereau de prix des canalisations tenant compte du décalage. Si l'on appelle P_0 le prix d'une canalisation de l'année 0, le prix P_i de cette canalisation installée l'année i sera donné par :

$$P_i = \frac{1}{(1+\theta)^i} P_0$$

Entretien :

Soit actec1 le coût annuel de l'entretien des canalisations en fraction de l'investissement initial. On a alors une dépense totale d'entretien (en fraction du coût initial) :

$$\frac{actec1}{\theta}\left(1 - \frac{1}{(1+\theta)^{NVIE}}\right)$$

3.2. Théorie de la méthode de LABYE

Notations :

Δhi	: perte de charge sur le tronçon i ;
$p_i(\Delta h)$	: prix minimal du tronçon i lorsque la perte de charge sur celui-ci est Δh ;
Z_j	: cote piézométrique au noeud j ;
$\mathcal{P}_j(Z)$	: prix minimal du réseau situé à l'aval du point j lorsque la cote piézométrique en ce point est Z.

3.2.1. Prix minimal d'un tronçon à perte de charge donnée ; courbe P(Δh)

Soit un tronçon de longueur L. Cherchons, pour chaque perte de charge possible, la solution conduisant au coût minimal. Soit le bordereau de canalisations disponibles (n canalisations) :

- diamètres : D_1 ——— D_n
- prix unitaire : P_1 ——— P_n
- perte de charge unitaire : j_1 ——— j_n

Pour une perte de charge donnée, le prix d'un tronçon ne peut être minimal que lorsqu'il porte au plus deux canalisations

différentes. Soit en effet un tronçon équipé de trois diamètres couvrant les longueurs x_1, x_2, et x_3. On a les relations suivantes :

$x_1 + x_2 + x_3 = L$ (longueur du tronçon)
$j_1x_1 + j_2x_2 + j_3x_3 = \Delta h$ (perte de charge)
$p_1x_1 + p_2x_2 + p_3x_3 = P$ (prix)

Etant donné L et Δh, il est possible de choisir d'une infinité de manières (x_1, x_2, x_3) de façon à satisfaire les deux premières équations, le prix P variant avec ce choix. En éliminant x_2 et x_3 entre ces trois équations, on obtient une relation de la forme $P = Ax_1 + B$, où A et B sont des constantes indépendantes de (x_1, x_2, x_3). P étant une fonction linéaire de x_1, il est possible de faire varier x_1, de façon à réduire P tant que A n'est pas nul, c'est-à-dire qu'aucune des longueurs (x_1 x_2 x_3) n'est nulle. Lorsque l'une de ces valeurs s'annule, on a déterminé une solution à deux diamètres de coût inférieur à la solution initiale.

Pour un tronçon équipé de plus de trois diamètres, on se ramène au cas précédent en considérant un sous-tronçon de trois diamètres et, de proche en proche, on obtient une solution de coût moindre ne comportant que deux diamètres.

Pour un tronçon de deux diamètres, il n'est plus possible de réduire le coût lorsque L et Δh sont donnés. En effet, les relations $x_1 + x_2 = L$ et $j_1x_1 + j_2x_2 = \Delta h$ imposent les valeurs de x_1 et x_2. Il n'existe donc qu'une seule solution dont le coût est déterminé par la relation $p_1x_1 + p_2x_2 = P$.

Equipons le tronçon du diamètre D_k sur toute sa longueur. Il lui correspond un coût $P_k = p_kL$ et une perte de charge $\Delta h_k = j_kL$ (point M_k, figure I.11). De même, à un diamètre D_e correspondent P_e, Δh_e et M_e.

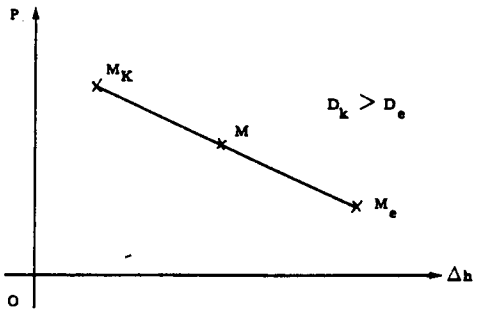


Figure I.11 - Prix d'un tronçon équipé du diamètre D_k, du diamètre D_e, ou d'un mixage de ces deux diamètres

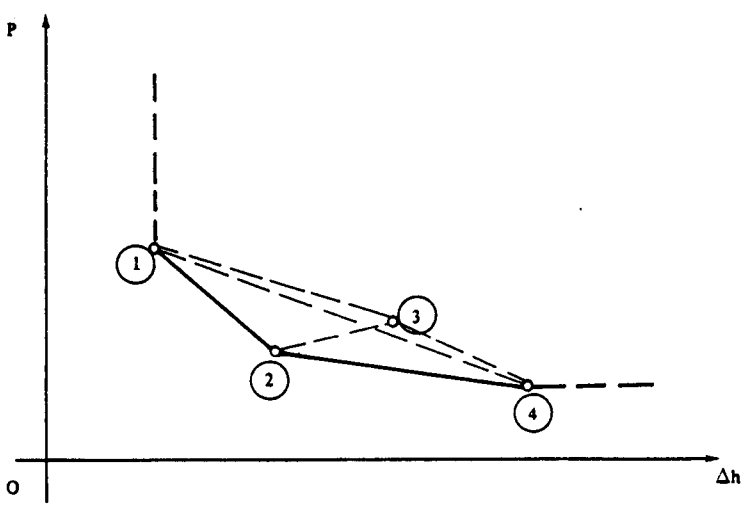


Figure I.12 - Courbe du prix minimal d'un tronçon en fonction de la perte de charge Δh

Lorsque le tronçon est équipé du diamètre D_k sur la longueur xL (0<x<1) et du diamètre D_e sur la partie restante, on a le point figuratif M de coordonnées :

coût : $P = xP_k + (1 - x) P_e$

Perte de charge : $\Delta h = x \Delta h_k + (1 - x) \Delta h_e$

Soit en éliminant x : $$\frac{P - P_e}{P_k - P_e} = \frac{\Delta h - \Delta h_e}{\Delta h_k - \Delta h_e}$$

Le point M est donc situé sur le segment $M_k M_e$ (Figure I.11). Ce segment est de pente négative : en effet, de deux canalisations, celle qui a le plus gros diamètre aura le prix le plus élevé et la perte de charge la plus faible ; lorsque les canalisations du bordereau font partie d'une même série commerciale (matériau et classe identiques), la courbe $P(\Delta h)$ est constituée par tous les points M_k pris dans l'ordre des diamètres décroissants, la perte de charge croissant de plus en plus vite à mesure que le prix décroît. Par contre, ceci peut être faux dans certains cas particuliers où l'on compare deux matériaux différents. Dans ce cas, le point supérieur devra être éliminé puisqu'il existe un équipement moins cher donnant de meilleurs résultats.

L'ensemble des combinaisons de deux diamètres sur le tronçon peut donc être représenté par les segments liant les points $(P_k, \Delta h_k)$ entre eux. De tous ces segments, on retiendra l'enveloppe inférieure qui exprime le prix minimal du tronçon en fonction de la perte de charge admise sur celui-ci.

On prolonge cette courbe par deux demi-droites (en pointillé sur la figure I.12) :

- la première est **verticale** à partir du point de perte de charge minimale, ce qui exprime qu'on ne peut véhiculer le débit sous une perte de charge inférieure ;

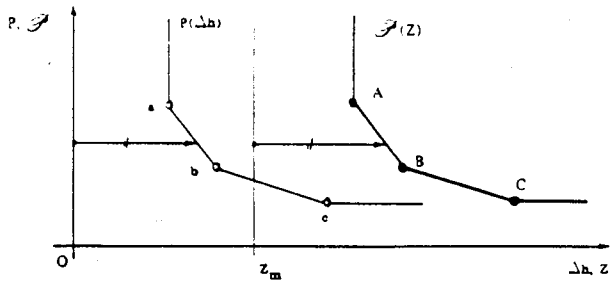


Figure I.13 - Courbe de prix d'un tronçon extrémité

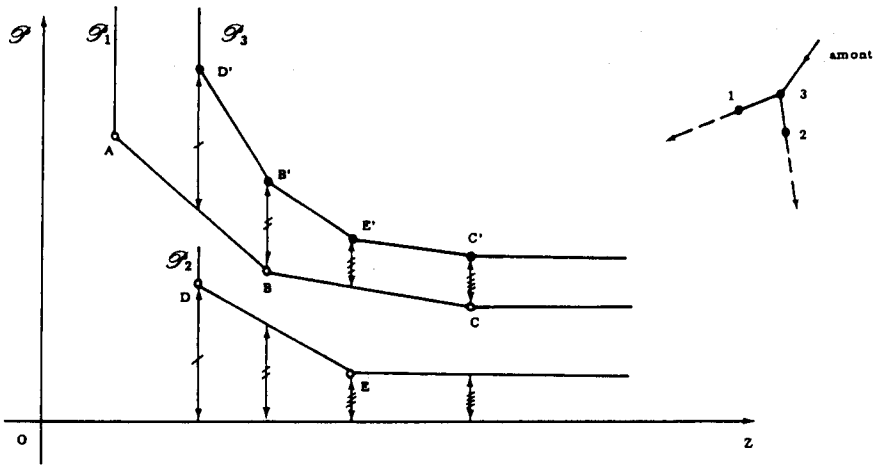


Figure I.14 - Courbes de prix : addition en parallèle

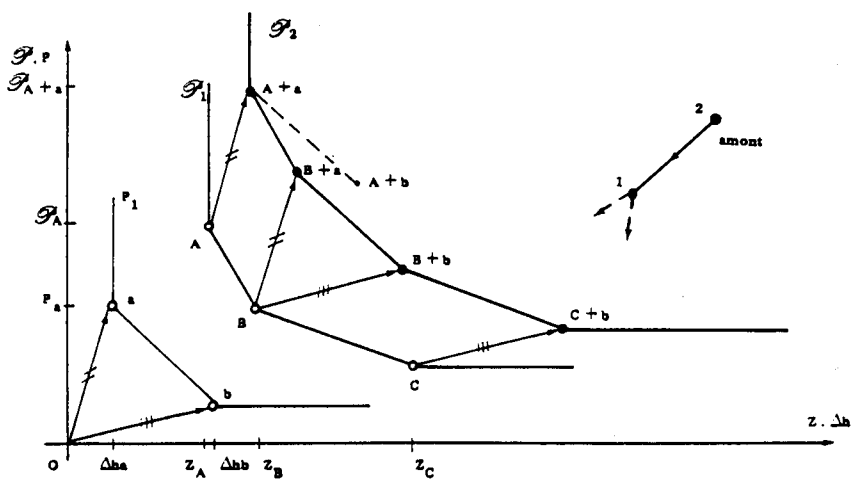


Figure I.15 - Courbes de prix : addition en série

- la deuxième est **horizontale** à partir du point dont le prix est le plus faible : on ne peut en effet réduire le prix du tronçon même si l'on dispose d'un excédent de charge.

3.2.2. Courbe $\mathcal{P}(z)$ d'un tronçon extrémité

Considérons un tronçon extrémité, au noeud aval duquel doit être assurée une cote piézométrique minimale Z_m. Le prix minimal du tronçon en fonction de la cote piézométrique en tête de celui-ci est alors obtenu par translation de sa courbe $P(\Delta h)$ de Z_m le long de l'axe Δh (figure I.13).

3.2.3. Addition en parallèle

Soit une jonction (noeud 3). Nous connaissons les deux courbes $\mathcal{P}_1(Z)$ et $\mathcal{P}_2(Z)$ à l'aval immédiat de celle-ci.

Si l'on dispose de la cote piézométrique Z au noeud 3, on a aussi cette charge aux noeuds 1 et 2. Le prix minimal du sous-réseau situé à l'aval de 3 est donc : $\mathcal{P}_3(Z)=\mathcal{P}_1(Z)+\mathcal{P}_2(Z)$.

On construit ainsi aisément la courbe $\mathcal{P}_3(Z)$ par sommation de $\mathcal{P}_1(Z)$ et $\mathcal{P}_2(Z)$ (figure I. 14).

3.2.4. Addition en série

Soit un tronçon dont on connaît la courbe $P_1(\Delta h)$ et la courbe $\mathcal{P}_1(Z)$ de son noeud aval. Cherchons à déterminer la courbe $\mathcal{P}_2(Z)$ de son noeud amont (figure I.15).

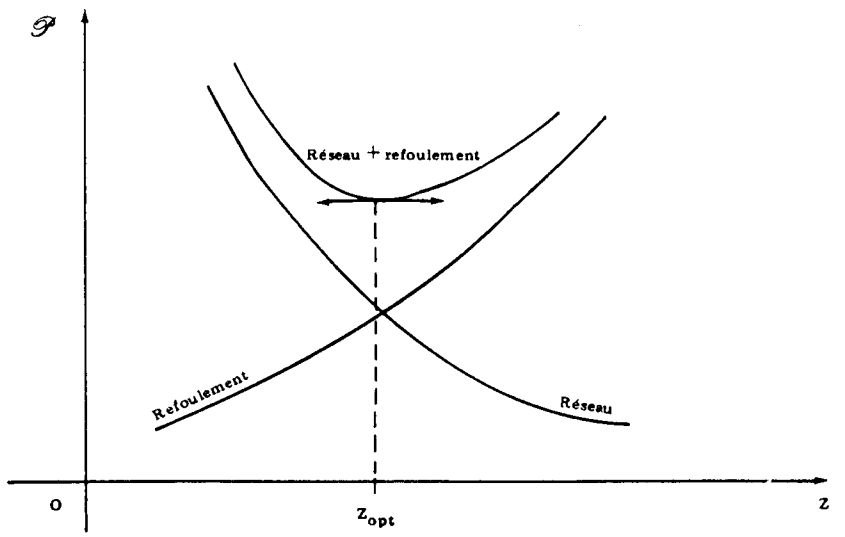


Figure I.16 - Optimisation de la cote piézométrique de tête

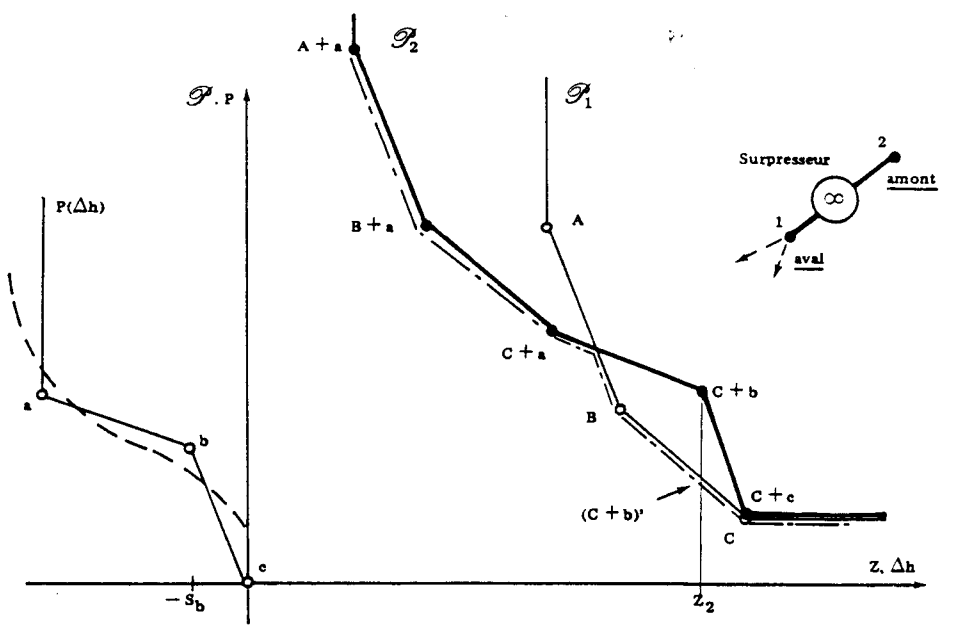


Figure I.17 - Surpresseur : courbe P (Δh) et addition en série

La cote piézométrique minimale nécessaire au noeud 2, Z_{A+a}, correspond à celle du noeud 1, Z_A (figure I.15) augmentée de la perte de charge minimale possible sur le tronçon, Δha. A cette solution correspond le coût $\mathcal{P}_1(Z_A) + \mathcal{P}_1(\Delta ha)$.

Si l'on dispose au noeud 2 d'une cote piézométrique Z un peu supérieure à Z_{A+a}, on devra dissiper le supplément de charge $Z-Z_{A+a}$ sur la portion où le diminution correspondante du coût sera la plus grande. Sur cet exemple, on voit que, sur le réseau situé à l'aval du noeud 1, on ne peut escompter une réduction du prix plus importante : segment (A + a) - (B + a), qu'en augmentant la perte de charge sur le tronçon 1-2 : segment (A + a) - (A + b). On obtient ainsi le deuxième point de la courbe : (B + a).

En répétant le raisonnement précédent, on trace de proche la courbe $\mathcal{P}_2(Z)$ du noeud amont.

On remarque que ce tracé revient à joindre, à partir du point correspondant à la cote minimale, tous les segments des deux courbes $\mathcal{P}_1(Z)$ et $P_1(\Delta h)$ dans l'ordre des pentes croissantes (ou décroissantes en valeur absolue).

3.3 Etapes de calcul

3.3.1. Montée. Par les procédés présentés ci-dessus, on obtient de proche en proche la courbe $\mathcal{P}(Z)$ du réseau total exprimant le prix minimal du réseau en fonction de la charge en tête de celui-ci et, au passage, on a déterminé les courbes $\mathcal{P}_i(Z)$ de chacun des noeuds i.

3.3.2 Cote piézométrique en tête de réseau. Lors de la "montée", on n'a fait aucune hypothèse sur les cotes piézométriques aux noeuds, si ce n'est sur leur limite inférieure. Pour chacune des charges envisageables, il existe une répartition des diamètres dont le coût est minimal, ce coût étant déterminé par la courbe $\mathcal{P}(Z)$.

On peut donc déterminer la cote piézométrique en tête du réseau de plusieurs manières :

- soit en imposant la cote pour des raisons de commodité, de topographie ou même d'esthétique ;

- soit (figure I.16) en la calculant en optimisant le prix total (réseau + station de refoulement) ; en effet, le prix de la station de refoulement (ensemble des organes permettant de délivrer en tête du réseau le débit et la pression désirés : station de pompage, réservoir, conduite de refoulement, etc.) est une fonction croissante de la pression et celui du réseau une fonction décroissante ; la somme de ces deux prix passe donc par un minimum ; on comprendra dans le prix les frais de fonctionnement actualisés ;

- enfin, on peut désirer que l'optimum soit pris dans une fourchette de surpression.

En fait le prix total est une fonction assez plate autour de l'optimum et l'on pourra ainsi être amené à choisir, suivant d'autres considérations que le prix, une cote de refoulement différente de l'optimum sans augmenter considérablement le prix total.

3.3.3. Descente ; mixage. Une fois la cote piézométrique en tête du réseau déterminée, les courbes $\mathcal{P}(Z)$ de chaque noeud permettent de proche en proche de déterminer les diamètres et les cotes piézométriques sur chaque tronçon.

En pratique, les mixages ne sont pas tous conservés ; ils seront supprimés lorsqu'ils aboutissent, sur un tronçon, à créer un changement de diamètre sur une longueur trop faible. En tenir compte compliquerait les travaux de pose pour un gain faible ou nul, puisqu'un mixage entraîne la présence d'une pièce spéciale (réduction) supplémentaire.

Lorsque le mixage est supprimé, on donne au tronçon le diamètre dont la longueur est la plus grande ; cependant, afin d'éviter un déficit de pression, on donne au tronçon le diamètre le plus gros si on se trouve en présence d'un tronçon d'extrémité.

3.4. Cas des surpresseurs en ligne

Des surpresseurs peuvent être installés en certains noeuds de façon à rehausser la cote piézométrique des sous-réseaux situés à l'aval. Un surpresseur peut être considéré comme un tronçon à perte de charge négative et son prix augmentant avec la hauteur de refoulement, sa courbe $P(\Delta h)$ est une courbe à pente négative située dans le quart de plan ($\Delta h<0$, $P>0$). On peut donc introduire le surpresseur dans l'optimisation du réseau et résoudre le problème suivant : vaut-il mieux avoir une forte hauteur de refoulement avec des canalisations de petit diamètre ou le contraire ?

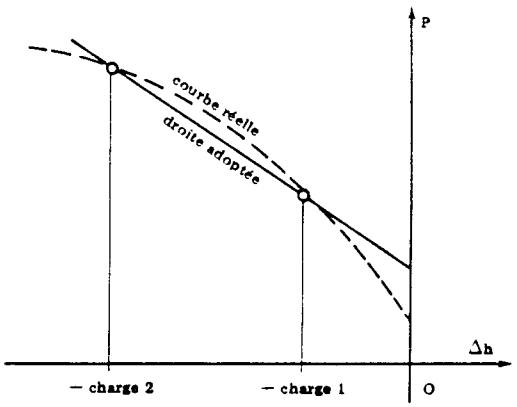


Figure I.18 - Surpresseur : approximation de la courbe de prix

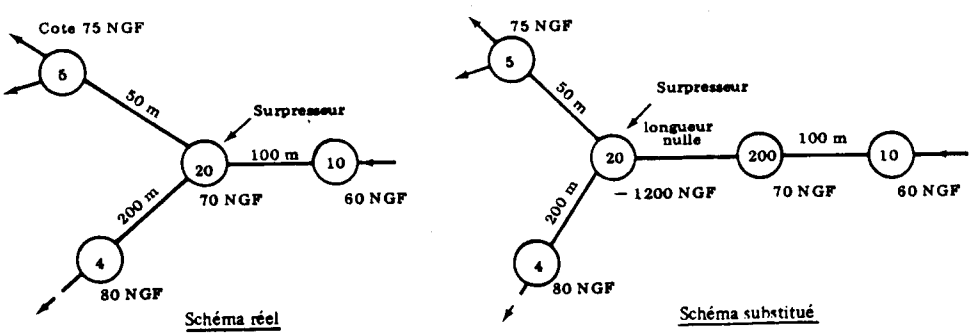


Figure I.19 - Surpresseur : schématisation par un tronçon fictif

3.4.1.Fourchette de surpression

Les courbes de prix des surpresseurs en fonction de leur hauteur de refoulement ont une forme telle (la concavité n'est pas toujours positive) qu'il n'est pas possible de déterminer d'emblée la hauteur de surpression optimale dans toute la plage possible (surpression nulle ou surpression quelconque à calculer).

Sur la figure I.17 ,sont représentées la courbe $\mathcal{P}_1(Z)$ du noeud aval (1), la courbe $P(\Delta h)$ du surpresseur et la courbe résultante $\mathcal{P}_2$ (Z) du noeud amont telle qu'elle serait calculée par addition en série.

On voit sur cet exemple que, si on dispose de la cote piézométrique Z_2 au noeud 2, la solution C + b consistant à adopter la solution C au noeud 1 et une surpression S_b est plus coûteuse que celle sans surpresseur (C + b)'. On ne peut donc pas calculer l'optimum suivant l'algorithme présenté précédemment. On pourrait obtenir sans trop de difficultés la courbe optimale (en trait mixte sur la figure), mais la courbe ainsi obtenue ne présenterait pas une concavité positive et ne pourrait pas être utilisée dans la suite de la montée suivant la méthode discontinue.

On est donc conduit à assimiler la courbe de prix du surpresseur à un segment de droite et la réalité est ainsi d'autant mieux représentée que la droite est proche de la courbe réelle (figure I.18). Dans ce but on choisit une fourchette de surpression permettant de caler la droite autour du point présumé de fonctionnement. Le résultat de l'optimisation permet de proposer éventuellement une nouvelle fourchette au cas où la première estimation se révèlerait franchement mauvaise.

3.4.2 Description des surpresseurs en ligne

Afin de dissocier l'optimisation de la hauteur de refoulement du surpresseur et celle du diamètre du tronçon sur lequel il se trouve, on substitue au schéma réel un schéma fictif dans lequel le surpresseur se trouve sur un tronçon de longueur nulle (figure I.19).

3.4.3 Recommandations lors de l'optimisation de la hauteur de refoulement d'un surpresseur

L'utilisation de la méthode discontinue définit la solution optimale comme la solution de coût minimal. En fait, en modifiant certaines caractéristiques du réseau par rapport à l'optimum, on peut obtenir des solutions assez différentes de coûts à peine supérieurs. Plus particulièrement, lorsque le réseau comporte des surpresseurs, il est généralement possible de choisir une hauteur de refoulement très différente de la valeur optimale pour un coût total analogue : ainsi, dans un cas concret, la surpression dans la solution optimale était de 250 mCE ; avec la valeur de 190 mCE, le coût total (réseau + surpresseur) n'a augmenté que de 0,2 % . Comme il n'est pas toujours possible d'inclure les problèmes technologiques dans les fonctions économiques (protection anti-bélier particulière, pompes particulières, etc ...), il est donc intéressant d'examiner dans ces cas des solutions différentes de l'optimum mais plus facilement réalisables techniquement.

Les courbes de prix des stations de pompage en fonction de la hauteur de refoulement présentent des discontinuités parfois importantes aux points où l'augmentation de la surpression nécessite une technologie différente : par exemple, elles ont une ordonnée à l'origine non nulle (coût des organes statiques) et, au-delà de 8-10 bars, il faut utiliser des pompes multicellulaires. La loi de l'optimum total (réseau + surpresseurs) présente ainsi dans

la réalité des discontinuités qui ne sont pas prises en compte dans la méthode où les courbes doivent être continues. De cette manière, on peut déceler un optimum mathématique alors qu'il existe une solution de coût inférieur dans la réalité. Sur l'exemple de la figure I.20, la solution sans surpresseur a un coût moindre que celui de l'optimum calculé.

Ainsi, lorsque la surpression optimale est assez faible, il faut tester la solution sans surpresseur qui peut s'avérer moins coûteuse. D'une manière générale, lorsque l'optimum se trouve légèrement au-dessus d'une discontinuité de la courbe de prix, on a intérêt à tester l'hypothèse d'une hauteur de refoulement inférieure dans une technologie moins chère.

3.4.4 Méthode d'obtention de l'optimum lorsqu'il y a plusieurs surpresseurs

Lorsqu'il y plusieurs surpresseurs, le résultat devient plus délicat à obtenir. En effet le choix de la fourchette de surpression choisie influe non seulement sur le résultat du surpresseur considéré, mais aussi sur le résultat des autres surpresseurs. Il faut donc réajuster éventuellement le choix des fourchettes de surpression jusqu'à ce que tous les résultats obtenus soient cohérents avec ce choix. Enfin, un surpresseur de faible hauteur de refoulement est rarement une bonne solution économique.

Un exemple réel représenté figure I.21 illustre ces points. Le réseau projeté possède une station en bordure de rivière et doit irriguer un plateau après avoir franchi une falaise en quatre points éloignés les uns des autres. A priori, il semblait logique de prévoir une station de tête de hauteur de refoulement modérée et quatre surpresseurs placés au pied de la falaise (surpresseurs 2001, 3001, 4501 et 5001). Un cinquième surpresseur, sur le plateau, était prévu pour desservir une zone plus haute

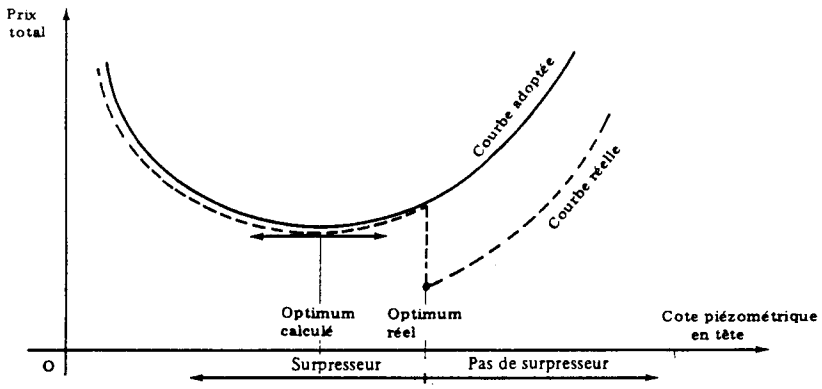


Figure I.20 - Optimum calculé et optimum réel

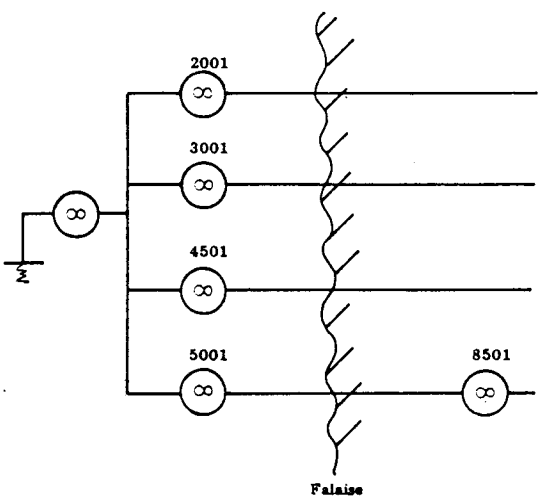


Figure I.21 - Réseau comportant plusieurs surpresseurs : exemple

(surpresseur 8501). Un premier calcul d'optimisation a été effectué avec des fourchettes larges ; les résultats obtenus (tableau ci-dessous) pour les hauteurs de surpression H sont tous largement hors des fourchettes prévues ; l'erreur faite sur l'estimation de chaque prix est trop forte pour être acceptée. On note que deux surpresseurs sont supprimés lors de l'optimisation.

Surp.	Four-chette	H (m)	Four-chette	H(m)	Four-chette	H (m)
	N° 1		N° 2		N° 3	
2001	100-300	0	0-100	0	0-50	0
3001	200-400	101	0-150	30	0-40	4
4501	100-300	63	0-100	0	0-50	0
5001	100-300	41	0-100	0	0-50	0
8501	0-100	0	0- 50	7	0-10	0

Un deuxième calcul a donc été effectué avec de nouvelles fourchettes, encore assez larges. Seuls deux surpresseurs sont conservés, dont l'un de très faible hauteur de refoulement (H = 7 m). Finalement, le troisième calcul ne conservera qu'un surpresseur (H = 4 m) qui, bien sûr, ne sera pas installé en pratique. La solution la plus économique, loin d'être évidente, consistait donc à n'avoir qu'une station en tête de réseau, de forte hauteur de refoulement.

CHAPITRE II

RENFORCEMENT D'UN RESEAU RAMIFIE SOUS PRESSION

1. DEFINITION DU RENFORCEMENT

Le renforcement d'un réseau est l'action qui consiste à modifier un réseau existant pour l'adapter aux besoins que l'on attend de lui. Une action de renforcement peut donc consister en une ou plusieurs des opérations suivantes :

- doublement de certains tronçons par de nouvelles canalisations, permettant à l'ensemble de véhiculer dans chaque tronçon le débit désiré (le nouveau diamètre n'est pas forcément identique au premier) ;
- extension du réseau dans une nouvelle zone ;
- modification de la hauteur de refoulement de la station de tête ;
- modification des hauteurs de surpression des stations intérieures au réseau ;
- adjonction de nouvelles stations de surpression.

On conçoit qu'il y ait souvent une grande possibilité de solutions possibles aux problèmes posés par un renforcement.

L'intérêt de la méthode exposée est de déterminer la solution la plus économique. Il s'agit donc d'une optimisation du renforcement permettant de choisir entre plusieurs solutions : par exemple, vaut-il mieux doubler certaines canalisations, augmenter le cote en tête en changeant les pompes, ou faire les deux opérations à la fois? Vaut-il mieux renforcer des canalisations ou introduire une station de surpression et à quel endroit?

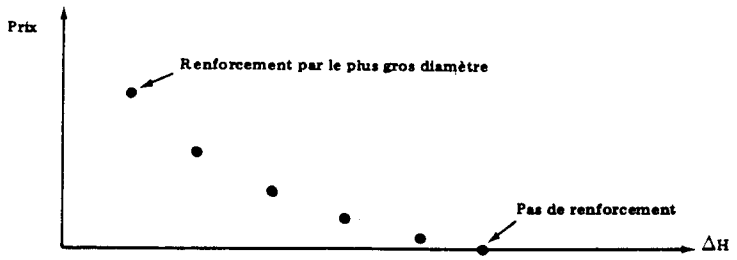


Figure II.1 - Prix d'un tronçon à renforcer

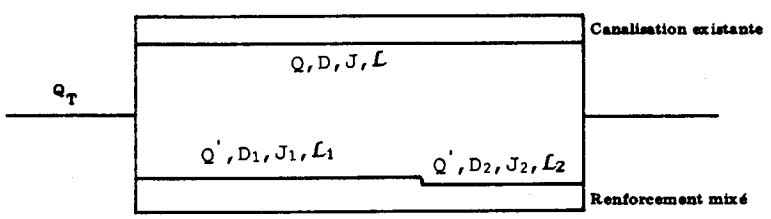


Figure II.2 - Mixage du renforcement d'un tronçon

2. EXTENSION DE LA METHODE DE LABYE

Dans la méthode de LABYE (chapitre 1, section 3.2), au cours de la phase montée, on combine les courbes de prix de chaque tronçon pour obtenir la courbe de prix de tout le réseau lorsqu'on arrive au tronçon de tête. Au cours de la montée, il suffirait donc, si le tronçon considéré est à renforcer, d'introduire la courbe de prix du tronçon renforcé, si sa forme est analogue à la courbe d'un tronçon dont le diamètre est à optimiser.

Dans tout ce qui suit on distinguera donc les tronçons pour lesquels on veut optimiser le diamètre (tronçons dits à **optimiser**) et les tronçons pour lesquels une canalisation existe déjà et pour lesquels on veut optimiser un diamètre de renforcement (tronçons dits à **renforcer**).

2.1. Prix d'un tronçon à renforcer

La canalisation existant sur le tronçon peut être renforcée par une canalisation choisie dans un bordereau. A chaque canalisation du bordereau correspond un prix et une perte de charge de l'ensemble "canalisation existante + nouvelle canalisation". On ajoute, bien entendu, la possibilité de ne pas renforcer (c'est-à-dire de renforcer par un diamètre nul) et, dans ce cas, le prix est nul et la perte de charge est celle obtenue lorsque le débit total du tronçon traverse la canalisation existante. On obtient donc, dans le plan "prix, pertes de charge", une série de points correspondants aux différentes canalisations possibles pour le renforcement (figure II.1).

2.2. Courbe de prix du tronçon renforcé

Chaque point de la figure II.1 correspond ainsi au renforcement du tronçon par un seul diamètre sur toute la longueur du tronçon. On doit, bien sûr, étudier la possibilité de renforcer le tronçon existant par un mixage de deux canalisations différentes.

Le calcul des pertes de charge est effectué suivant la formule de CALMON et LECHAPT :

$$J = L \frac{Q^M}{D^N}$$

dans laquelle (cf. annexe I) :

Q est le débit exprimé en m^3/s ;
D le diamètre en mètre ;
J le coefficient de perte de charge en mm/m ;
L, M et N des coefficients dépendant du type de matériau.

Soient Q, D, J, $\mathcal{L}$, les caractéristiques de la canalisation existante (débit, diamètre, coefficient de perte de charge, longueur) et Q', D_1 et D_2, J_1 et J_2, $\mathcal{L}_1$ et $\mathcal{L}_2$ les grandeurs correspondantes des deux canalisations de renforcement (Figure II.2). Soit Q_T le débit total du tronçon :

$$Q_T = Q + Q'$$

Nous supposons de plus que $D_1 > D_2$ et que les trois canalisations sont de même nature du point de vue des pertes de charge (mêmes coefficients L, M, et N). La perte de charge ΔH est la même pour les deux branches du tronçon :

$$\Delta H = J \mathcal{L} Q^M = J_1 \mathcal{L}_1 Q'^M + J_2 \mathcal{L}_2 Q'^M$$

Tous calculs faits, en posant $x = \frac{\mathcal{L}_1}{\mathcal{L}}$, on obtient :

$$\Delta H = J \mathcal{L} Q_T^M \frac{J_1 x + J_2(1 - x)}{\left(J^{1/M} + [J_1 x + J_2(1 - x)]^{1/M}\right)^M}$$

La courbe représentative de la perte de charge en fonction de x n'est pas une droite ; son allure est représentée figure II.3. Les pentes des tangentes à la courbe en A et B sont en effet toutes deux négatives et la pente de la tangente en B est supérieure, en valeur absolue, à la pente de la tangente en A. Par contre, le prix des tuyaux de renforcement est une fonction linéaire de x.

La courbe représentant le prix en fonction de la perte de charge est donc constituée d'une suite d'arcs de courbe, alors que dans la méthode classique, ce sont des segments de droite. Comme la méthode de LABYE consiste à comparer les pentes des segments de droite pour toutes les courbes de prix de tous les tronçons du réseau, on conçoit qu'avoir des arcs de courbe à la place de segments de droite compliquerait la méthode. On va donc essayer de "linéariser" les arcs de la courbe (Figure II.4).

2.3 Linéarisation de la courbe de prix du tronçon renforcé

Reprenons l'exemple précédent en réalisant une jonction entre les deux branches du tronçon, à l'endroit du mixage (figure II.5).

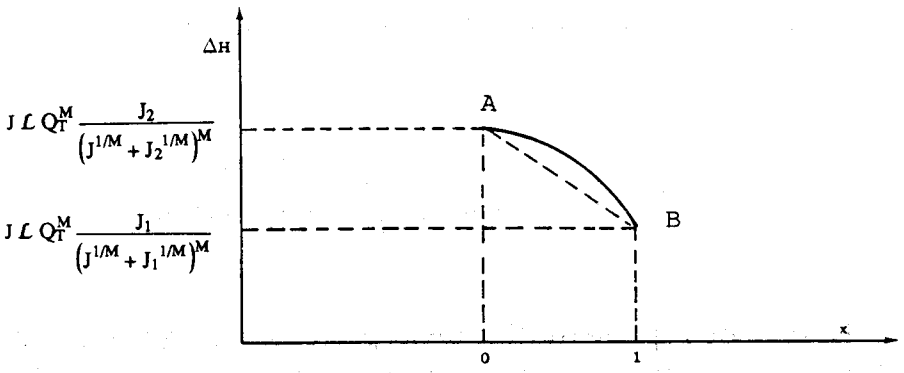


Figure II.3 - Courbe de prix : allure entre deux points consécutifs

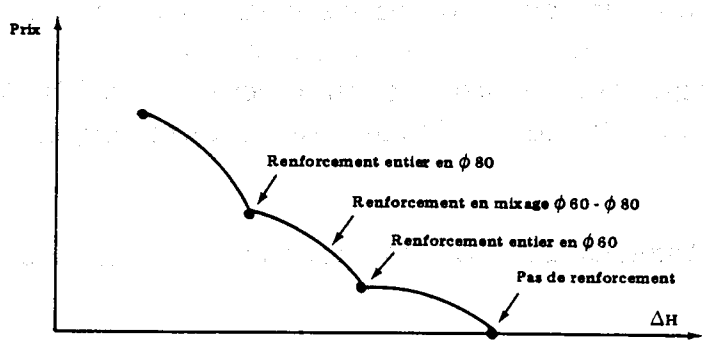


Figure II.4 - Courbe de prix : représentation complète

La présence de la jonction entraîne une diminution de la perte de charge totale sur le tronçon, car elle équilibre les débits. Tous calculs faits, on obtient, en supposant les diverses canalisations de même nature :

$$\Delta H = J \mathcal{L} Q_T^M \left(\frac{J_1 x}{\left(J^{1/M} + J_1^{1/M}\right)^M} + \frac{J_2 (1 - x)}{\left(J^{1/M} + J_2^{1/M}\right)^M} \right)$$

La perte de charge sur le tronçon est cette fois une fonction linéaire de x. La courbe de prix entre deux points est un segment de droite (figure II.6).

Cette démarche a trois conséquences:

- la perte de charge sur le tronçon est légèrement sous évaluée d'une quantité toujours inférieure à 10 % ;
- la courbe de prix est composée de segments de droite, et l'on peut sans problème rencontrer dans le même réseau des tronçons à optimiser et des tronçons à renforcer;
- le mixage entre un diamètre réel et le diamètre nul se conçoit aisément, du fait de la jonction.

En pratique, deux cas se présentent. Si le mixage du renforcement comporte le diamètre nul, il est, bien sûr, obligatoire de construire la jonction entre les deux branches du tronçon (Figure II.7). Si le mixage est réalisé à l'aide de deux diamètres réels et si l'on ne construit pas la jonction, la perte de charge réelle sur le tronçon sera légèrement supérieure à celle calculée. Etant donné, pour un réseau, le faible nombre de tronçons renforcés par un mixage et l'incertitude sur la valeur réelle des pertes de charge, les conséquences pratiques sont négligeables.

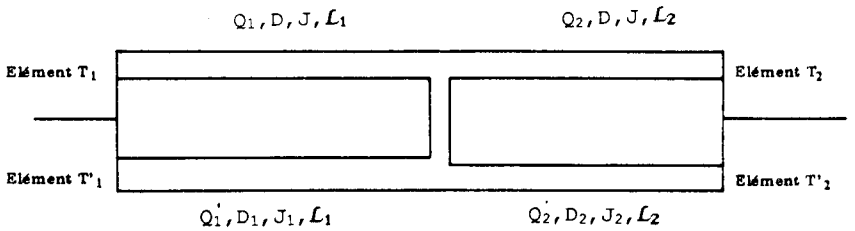


Figure II.5 - Tronçon mixé : jonction

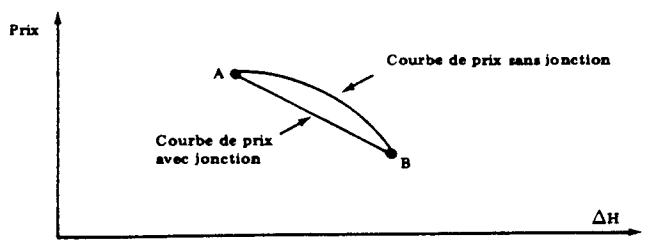


Figure II.6 - Tronçon mixé : conséquence de la présence d'une jonction

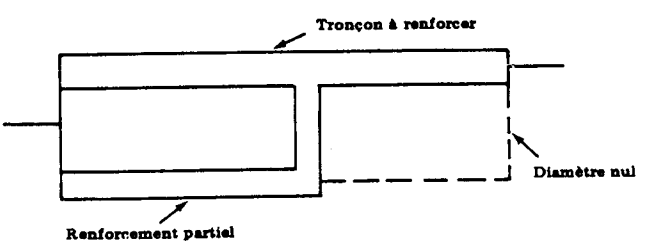


Figure II.7 - Renforcement partiel d'un tronçon

2.4 Particularités de la méthode de LABYE étendue aux renforcements

2.4.1. Concavité de la courbe de prix

La courbe de prix d'un tronçon à optimiser est le plus souvent convexe sans qu'il soit besoin d'éliminer des points. Il n'en est pas de même en général pour la courbe de prix du tronçon à renforcer, du fait de la présence du dernier point (prix nul). Les petits diamètres sont en effet à éliminer pour rendre la courbe convexe : on justifie par là la règle pratique qui veut que l'on renforce une canalisation par une autre dont le diamètre est de grandeur comparable (figure II.8).

2.4.2. Influence d'une différence de rugosité des canalisations d'un mixage

Nous avons supposé que toutes les canalisations étaient de même nature du point de vue des pertes de charge, ce qui est le cas général. Mais même lorsque les deux canalisations d'un mixage ont des rugosités différentes, on démontre que la courbe de prix est toujours formée de segments de droites, si l'on suppose la jonction réalisée. Mais dans ce cas, le calcul du débit ne peut se faire de façon analytique, et est effectué par itération.

2.5 Détermination des débits pour un tronçon à renforcer

Le débit véhiculé étant connu, il faut le répartir entre la canalisation existante et la canalisation de renforcement pour tous les diamètres possibles pour le renforcement (figure II.9). Les formules sont les suivantes :

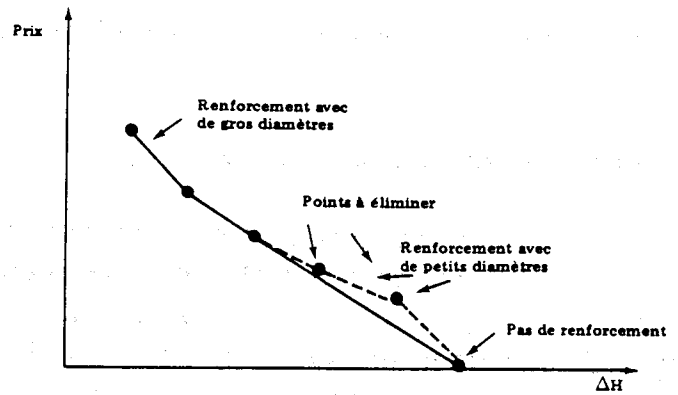


Figure II-8 - Renforcement d'un tronçon : élimination des petits diamètres

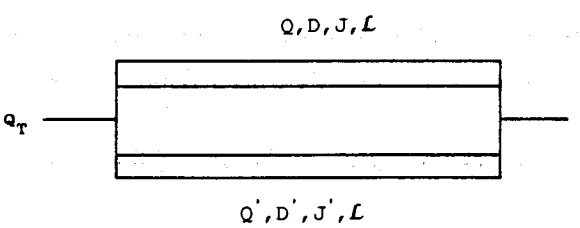


Figure II.9 - Détermination des débits pour un tronçon à renforcer

2.5.1 Tronçon renforcé non mixé

a) Tuyaux de même rugosité

Le coefficient M (exposant du débit) est le même dans les deux branches du tronçon :

$$J L Q^M = J' L Q'^M \qquad Q_T = Q + Q'$$

$$Q = Q_T \frac{J'^{1/M}}{J^{1/M} + J'^{1/M}}$$

b) Tuyaux de rugosités différentes

L'exposant du débit n'est pas le même pour les 2 branches:

$$J L Q^M = J' L_1 Q'^M \qquad Q_T = Q + Q'$$

Le débit Q est fourni implicitement par :

$$\frac{Q^M}{(Q_T - Q)^{M'}} = \frac{J'}{J}$$

Le calcul se fait par approximations successives (méthode de NEWTON, par exemple).

2.5.2. Tronçon renforcé mixé

En admettant que la jonction est faite à l'endroit du mixage, on se ramène au cas précédent en considérant que le tronçon à renforcer a été transformé en deux tronçons, renforcés par des canalisations différentes.

CHAPITRE III

ANALYSE DU FONCTIONNEMENT D'UN RESEAU RAMIFIE D'EAU SOUS PRESSION

PREAMBULE

Dans les chapitres précédents on a traité des phases 2, 3 et 9 de l'élaboration d'un réseau ramifié (cf. l'Introduction). Mais en ce qui concerne la phase 2, on ne considère le calcul des débits qu'en vue du projet à réaliser, c'est-à-dire qu'en fait on ne calcule que le débit devant être véhiculé par le réseau ; dans le cas où l'on applique la formule de CLEMENT, c'est le débit qui, pour chaque tronçon, n'a qu'une faible chance d'être dépassé pendant la période de pointe, et l'on ne s'intéresse pas aux débits inférieurs ou supérieurs à celui-là. De même, en ce qui concerne la phase 3, on optimise les diamètres du réseau à partir des débits obtenus à la phase 2 et d'une cote en tête imposée ou calculée, mais on ne s'intéresse pas à ce qui se passe dans le réseau si la cote en tête est supérieure ou inférieure à la cote fixée.

Si on traduit toute cela dans le graphique Z(Q), où Z est la cote piézométrique en tête et Q le débit en tête, on peut dire qu'en fait, après l'application des phases 2 et 3, on a calculé un point (Z_{opt},Q_c) du quart de plan (Z,Q) dans lequel il faut analyser le fonctionnement du réseau (Figure III.1).

Regarder ce qui se passe dans tout le quart de plan, et spécialement dans les zones les plus intéressantes (celles où le débit Q est le plus probable) est le but de ce chapitre. On s'intéresse donc ici aux phases 4 (sur toute la plage de débits), 5, 6 et 8.

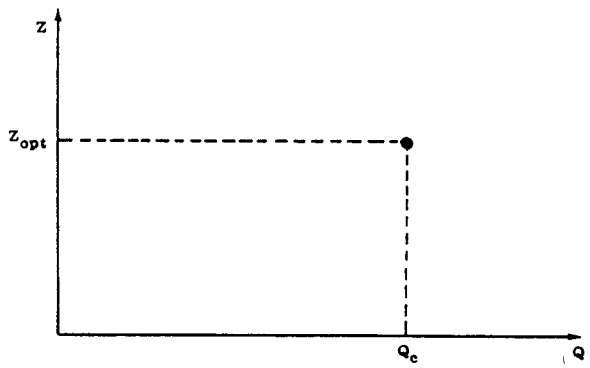


Figure III.1 - Débit de pointe : point de fonctionnement

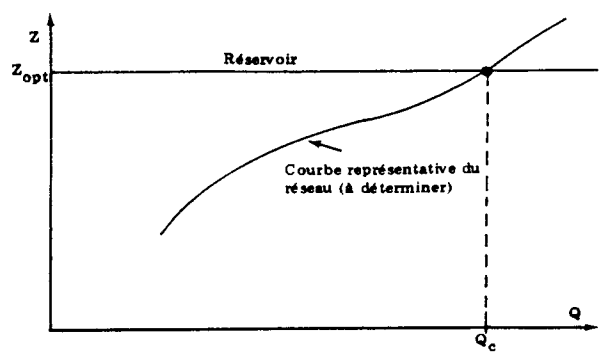


Figure III.2 - Courbe représentative du réseau

Sous le terme d'"analyse du fonctionnement d'un réseau ramifié", on va étudier, séparément et dans leurs interactions, les trois éléments qui constituent le système "périmètre d'irrigation" :

- les débits qui traduisent la demande des agriculteurs ;
- la réponse du réseau ;
- la réponse de la pompe.

1. INTERET DE L'ANALYSE DU FONCTIONNEMENT D'UN RESEAU

1.1. Réseau en projet

Plaçons-nous dans le cas d'un projet d'irrigation pour lequel on a déterminé, comme indiqué ci-dessus, un point (Z_{opt}, Q_c) du quart de plan Z, Q. Dans le cas où le débit est fourni en tête par un réservoir, on cale en général la cote du réservoir à Z_{opt} sans se poser plus de problèmes. Quand le débit en tête est fourni par une station de pompage, il faut caler la courbe caractéristique de celle-ci sur une courbe représentative du réseau. On peut admettre que cette courbe doive passer par le point (Z_{opt},Q_c) déjà trouvé, mais un point ne suffit pas à tracer une courbe ; la déterminer est donc nécessaire à la conception de la station de pompage (Figure III.2).

1.2. Réseau évolutif

Imaginons maintenant que le réseau ne soit pas tout de suite construit pour le stade exhaustif, mais qu'on envisage son extension progressive. Déterminer à l'avance quels tronçons seront à renforcer, quels surpresseurs seront à placer, à partir de quel débit en tête il faudra passer à la phase suivante de réalisation, permet de placer l'ensemble du projet dans une optique dynamique, et d'éviter de grosses erreurs de conception tout en ménageant l'avenir.

1.3. Réseau existant

Si, par contre, on a un réseau existant dont il est nécessaire de prévoir le renforcement ou l'extension, il faut alors analyser ses points faibles, ses défaillances, voir quand elles se produisent, pendant combien de temps, quelles sont les prises défaillantes, etc., pour éventuellement, en déduire des solutions.

1.4. Synthèse

On vient de faire le tour des problèmes qu'on peut regrouper sous le terme global d'"analyse du fonctionnement d'un réseau d'irrigation". On voit qu'ils sont complexes et qu'ils intéressent aussi bien la demande des débits (pendant combien de temps y a-t-il défaillance?), donc l'utilisation du réseau par les agriculteurs, que le fonctionnement du système matériel, composé des canalisations et de la pompe.

Il est donc nécessaire, lorsqu'on analyse le fonctionnement d'un réseau, de réfléchir simultanément à ces trois composantes du système. Nous allons maintenant les analyser séparément puis étudier leurs interactions.

2. APPEL DES DEBITS

La partie la plus délicate d'un projet d'irrigation est la détermination des débits véhiculés par le réseau : estimation des débits élevés pour dimensionner le réseau, estimation des fréquences de toute la plage de débits pour calculer les frais de pompage. En effet, ce calcul fait intervenir des disciplines diverses : agronomie et pédologie pour le calcul des besoins en eau, économie pour la détermination de la durée de retour à prendre en compte pour la sécheresse contre laquelle on veut se protéger, psycho-sociologie enfin pour passer des besoins des plantes aux débits nominaux des bornes et à leur temps de fonc-

tionnement. Nous nous intéresserons ici surtout à cette dernière étape du calcul des débits, dans le but d'appréhender le problème dans sa totalité lors du choix initial, pour un projet, et, pour un réseau existant, de comprendre comment les agriculteurs irriguent, quelle liberté ils ont, comment se produisent les défaillances constatées, etc.

2.1. Choix initial

2.1.1. Période de pointe

L'analyse de ce fonctionnement des bornes doit se faire en tenant compte, bien sûr, de ce qui a été prévu au départ : dans les pays d'agriculture planifiée (pays de l'Est) ou de très grandes parcelles (USA), où la variation des besoins en eau est faible d'une année sur l'autre, un calendrier prévisionnel des besoins peut être fait. Ce n'est en général pas le cas en France, et le seul effort de rationalisation qui peut être fait porte sur l'organisation des irrigations. On distingue généralement le "tour d'eau" et le fonctionnement "à la demande".

Dans le premier cas, les agriculteurs irriguent suivant un calendrier, chacun à leur tour. En imposant cette contrainte, on limite ainsi les investissements.

Dans le deuxième cas, les agriculteurs irriguent quand ils le veulent ; ils n'ont aucune contrainte concernant la date d'ouverture de leurs bornes. Le calcul des débits peut être fait alors de façon statistique suivant la méthode due à CLEMENT exposée au premier chapitre.

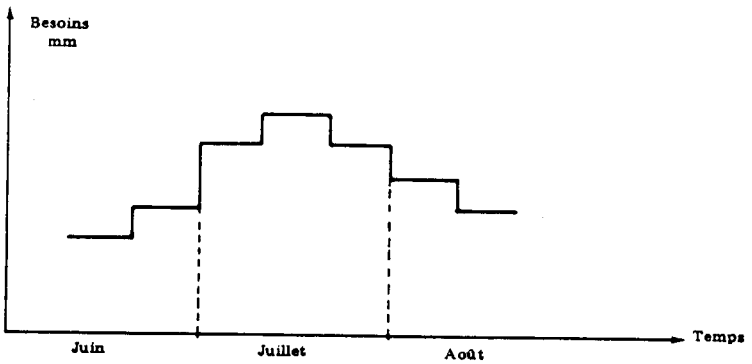


Figure III.3 - Besoins en eau : variation interdécadaire

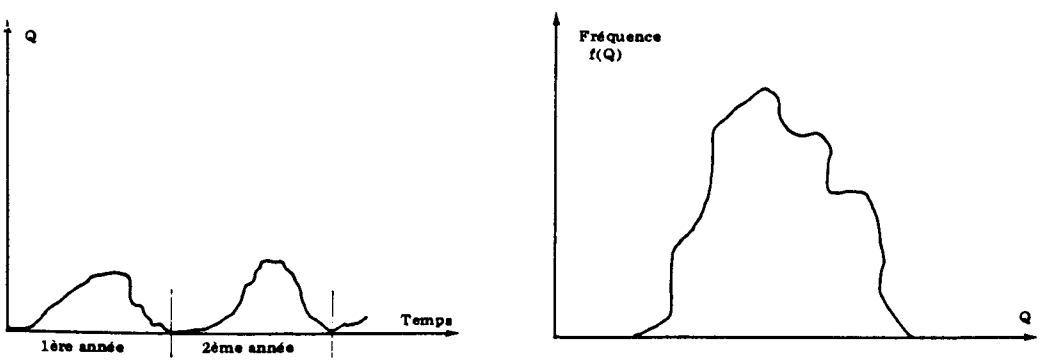


Figure III.4 - Besoins en eau : variation interannuelle ; fréquence des débits d'appel

2.1.2. En dehors de la période de pointe

En dehors de la période de pointe, les réseaux fonctionnant à la demande continuent de fonctionner à la demande, mais ceux pour lesquels est prévu un tour d'eau peuvent alors fonctionner à la demande ou avoir un tour d'eau moins contraignant : c'est une affaire de cas particulier.

2.1.3. Synthèse

L'étude agro-pédologique donne comme résultats les besoins, par exemple décadaires, pour toute la période d'irrigation. Suivant le type de calcul effectué, on aura cette courbe de besoins soit pour un grand nombre d'années, soit pour une année bien déterminée, dite "année de référence", auquel cas on néglige la variation interannuelle des besoins.

On a ensuite une deuxième variation du besoin au cours du temps, la "variation interdécadaire" (Figure III.3). On transforme ensuite ces besoins des plantes (exprimés en mm) en débit fourni par une station de pompage (exprimé en l/s ou m^3/h) en faisant intervenir le mode de fonctionnement du périmètre, donc la façon dont les agriculteurs irrigueront. Le débit, déjà variable comme le besoin en eau des plantes au cours du temps, d'une année sur l'autre, ou d'une décade sur l'autre, va en plus varier au cours du temps, suivant le calendrier fixé pour le tour d'eau, en suivant un rythme journalier pour les réseaux fonctionnant à la demande. On obtient donc finalement une courbe de variation du débit qu'on peut traduire par une loi statistique f(Q) des débits d'appel (figure III.4).

C'est à partir de cette loi statistique que l'on peut évaluer la gravité d'une défaillance du réseau. Son obtention est donc capitale. Suivant le but recherché, on peut calculer

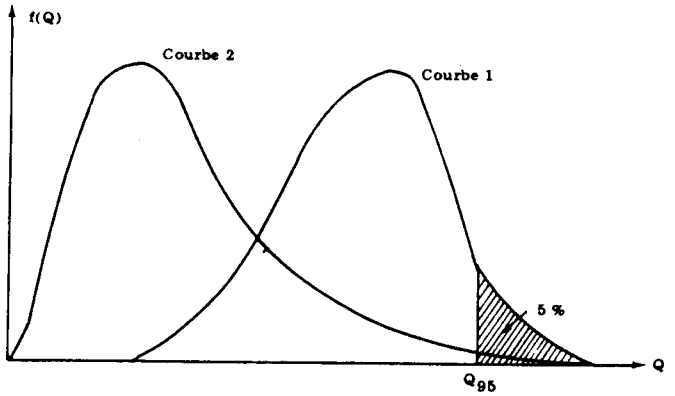


Figure III.5 - Fréquence des débits d'appel et probabilité de dépassement du débit de pointe choisi

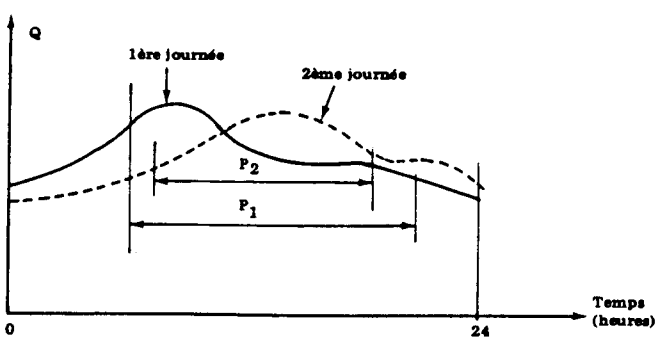


Figure III.6 - Méthode de calcul de r

cette densité de probabilité suivant différentes périodes du calendrier. Si l'on dimensionne le réseau, on prendra la période de pointe correspondant à une période de retour déterminée (courbe 1) ; si l'on optimise la station de pompage et qu'on calcule les frais d'énergie, on prendra toute la période d'irrigation, et en toute rigueur, sur plusieurs années (courbe 2). Si l'on a adopté un tour d'eau, on prendra pour dimensionner le réseau le débit maximal Q_{MAX} et, si l'on a choisi un fonctionnement à la demande, on prendra le débit Q_X correspondant à une probabilité de dépassement donnée (5% par exemple sur la figure III.5).

Cette procédure est hélas rarement utilisée lors d'un projet d'irrigation ; on se contente en général de calculer un débit maximal (probabilisé ou non) pour dimensionner le réseau et l'on optimise rarement une station de pompage en tenant compte des frais de fonctionnement probabilisés.

2.2. Réseau existant

2.2.1. Analyse de la situation existante

L'analyse de la situation existante est souvent difficile à faire de façon quantitative pour plusieurs raisons :

- les stations de pompage ne sont pas toujours équipées des appareils enregistreurs nécessaires ; on ne peut s'appuyer alors que sur les observations de l'organisme gestionnaire dont la qualité varie beaucoup d'un périmètre à l'autre ;
- le projet et les hypothèses de calcul initiaux sont souvent difficiles à retrouver : la confrontation du projet avec la réalité est alors impossible ;
- il est souvent très difficile de connaître la superficie réellement irriguée, les types de cultures irriguées, les périodes et les temps d'irrigation, la liste des prises en fonctionnement année par année, etc.

Lors des défaillances du réseau, il est très important d'avoir une estimation du débit de la station de pompage et de la superficie irriguée. En confrontant ces valeurs avec le débit nominal des bornes fonctionnant à ce moment-là et avec leurs temps de fonctionnement, on arrive à retrouver le débit fictif continu réel et l'on peut le confronter avec celui qui a été adopté pour le projet. Mais pour pouvoir effectuer cette recherche, il faut connaître le fonctionnement du réseau au niveau de la parcelle : quelle est la superficie couverte par le matériel mobile que possède l'agriculteur, en combien de temps effectue-t-il sa rotation, a-t-il encore un peu de liberté dans l'organisation de l'arrosage, quelles contraintes les défaillances constatées lui ont-elles imposées, comment arrosait-il les autres années, etc.? On peut, de plus, confronter ce qu'on sait du réseau étudié avec ce qui s'est passé sur les réseaux voisins, dans la mesure où ils sont similaires.

On voit que cette recherche, cet essai de compréhension du fonctionnement du réseau, n'est en général pas facile à faire ; il faut en effet raisonner le cas particulier sans avoir une méthode précise pour ce faire. La seule méthode de vérification qui existe dans ce domaine concerne le calcul d'un paramètre intervenant dans la formule de CLEMENT. Nous allons l'exposer maintenant.

2.2.2. Calage expérimental de la formule de CLEMENT

Pour appliquer cette méthode, plusieurs conditions sont requises qui en limitent l'application :

- il faut que le réseau fonctionne à la demande de façon à ce que les agriculteurs s'organisent comme ils le veulent (dans le cadre de leurs exploitations et en fonction du réseau collectif existant): c'est en effet ce comportement des agriculteurs que l'on va caractériser par la valeur du paramètre r (cf. chapitre 1, sections 2.1.1.et 2.1.2. pages 17 et 21).

- il faut que la technique d'irrigation utilisée soit à peu près homogène : un réseau qui aurait, par exemple, 50% d'irrigation localisée et 50% de machines à arroser ne pourrait, sauf exception, être analysé par cette méthode ;

- il faut que les débits en tête du réseau aient été enregistrés, sur la période la plus longue possible, et impérativement à des moments sans défaillance, pour caractériser le comportement habituel des agriculteurs.

La première étape consiste à déterminer le nombre de prises ayant fonctionné aux périodes pour lesquelles on a enregistré le débit en tête, avec leurs débits nominaux. On pourrait ensuite raisonner par classe de prises, en réévaluant leurs probabilités en fonction de la valeur de r. Mais, la plupart du temps, on est obligé de s'y prendre autrement par manque de données : si le réseau est homogène, on calcule le débit nominal moyen, soit d ; on fait alors comme si le réseau n'avait qu'une classe de prises, soit R prises de débit d ; puisque le réseau a fonctionné à la demande, et sans défaillance pendant la période considérée, on était dans le cadre d'application de la formule de CLEMENT, c'est-à-dire que le débit en tête devrait être donné par cette formule, soit :

$$Q = R\,p\,d + U\sqrt{R\,p\,(1-p)\,d^2}$$

où U est la variable réduite de la loi statistique du débit d'appel qui, dans le cadre de la formule de CLEMENT, est une loi normale, et où p est la probabilité de fonctionnement des prises qui, dans le cas particulier d'une classe unique de prises, s'écrit sous la forme :

$$p = \frac{S\,v}{r\,R\,d}$$

S : superficie réellement irriguée (ha) ;
v : débit fictif continu de la période considérée (l/s/ha) ;
r : paramètre d'ajustement.

En définitive, on peut exprimer la loi statistique théorique du débit de tête par l'expression :

$$Q = \frac{Sv}{r}\left(1 + U\sqrt{\frac{rd}{Sv} - \frac{1}{R}}\right)$$

La méthode proposée consiste simplement à calculer r de façon à ce que cette loi théorique coïncide à peu près avec l'échantillon des débits réels enregistrés. Mais pour cela, il faut que les données de débit enregistrées soient suffisamment nombreuses.

La deuxième étape d'application de la méthode consiste donc à choisir les journées pour lesquelles le fonctionnement du périmètre a été le même, ce qui peut être fait en traçant, sur un même graphique, les courbes de variation du débit en fonction de l'heure de la journée et en ne conservant pour la suite de l'analyse que les journées qui sont à peu près homogènes. On élimine ainsi les journées particulières : jours de fête, orages, etc.

On peut alors appliquer la troisième étape de la méthode à partir des enregistrements de débits des seules journées sélectionnées. On constitue un échantillon de débits expérimentaux en prenant un débit toutes les heures par exemple ; on calcule la moyenne et l'écart-type expérimentaux. La loi théorique exprimée ci-dessus a pour moyenne et écart-type respectivement :

$$\frac{Sv}{r} \qquad \text{et} \qquad \frac{Sv}{r}\sqrt{\frac{rd}{Sv} - \frac{1}{R}}$$

Pour r = 1, on peut déterminer la quantité Sv qui donne le volume total écoulé sur la période considérée. Si, d'ailleurs, on connaît la superficie réellement irriguée, on en déduit le débit fictif continu de pointe. Toujours avec r=1, connaissant la quantité Sv, on peut calculer l'écart-type théorique qui,

en général, n'est pas égal à l'écart-type expérimental. La loi statistique théorique ne correspond donc pas à la loi expérimentale des débits de toute la journée. Cela provient de ce que les agriculteurs n'ont pas un comportement aléatoire sur la journée : quand ils le peuvent, ils ne se lèvent pas à trois heures du matin pour ouvrir leur borne. On va donc utiliser la période de pointe à l'intérieur de la journée et comparer, à partir de ce nouvel échantillon expérimental, moyennes et écarts-types des lois théoriques et expérimentales.

L'égalité des moyennes permet de déterminer r (puisqu'on a calculé Sv) ; on peut ensuite calculer l'écart-type théorique pour cette valeur de r. On effectue ce calcul de r et cette comparaison des écarts-types jusqu'à ce que l'on obtienne, pour une période de pointe P donnée à l'intérieur de la journée, un bon accord entre les écarts-types théorique et expérimental. On peut dire alors que la valeur de r ainsi obtenue traduit le comportement des agriculteurs en ce qu'il n'est pas entièrement aléatoire (Figure III.6).

La démarche décrite dans les paragraphes précédents est lourde à mettre en oeuvre et est rarement utilisée en pratique. Elle ne peut être utilisée sur les réseaux en projet, puisqu'elle nécessite l'enregistrement des débits ; pour les réseaux existants devenus défaillants, on obtiendrait une valeur de r qui ne correspondrait pas à un réseau à la demande : les irrigants s'adaptent en pratique au réseau défaillant en modifiant leur pratique. Les estimations du paramètre r doivent donc être réalisés sur des réseaux existant fonctionnant réellement à la demande. Ceci a été fait dans la région d'Aix-en-Provence, par la Société du Canal de Provence et le CTGREF (Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts, devenu le CEMAGREF en 1981), (CLEMENT et GALAND 1979, CTGREF, 1974, 1977). Ces mesures ont confirmé que la formule de CLEMENT reposait sur des bases théoriques fragiles : les ouvertures de prises ne constituent pas, en fait, des événements indépendants.

Cependant, l'utilisation de la formule de CLEMENT permet de tenir compte simplement du fait que toutes les prises ne sont jamais ouvertes en même temps et qu'il serait inutile et coûteux de construire les réseaux pour le débit d'addition (somme des débits des prises). C'est pour pouvoir continuer à utiliser la formule de CLEMENT que le paramètre r, qui à l'origine était un rendement en temps, a vu sa signification évoluer pour n'être qu'un simple coefficient d'adaptation de la théorie à la réalité. En pratique, on adoptera pour r une valeur ayant déjà donné satisfaction pour un réseau analogue (surface, type de culture...).

Terminons sur ce point par un extrait de "l'irrigation par aspersion" (CLEMENT et GALAND, 1979) :

> « La "qualité de fonctionnement" P_q, qui constitue le deuxième paramètre de la formule de la demande, n'est relative qu'à la loi de probabilité des débits appelés (probabilité pour que le débit nominal du réseau ne soit pas dépassé). La réponse du réseau et les risques de défaillance doivent être analysés à travers les notions de :
>
> - *satisfaction* : pourcentage des configurations d'appel qui seront satisfaites ;
> - *qualité du service* : rapport entre le nombre d'heures pendant lesquelles l'irrigation a été satisfaite et le nombre d'heures pendant lesquelles elle était demandée. Cette qualité du service peut être envisagée au niveau d'une prise comme au niveau du réseau.
>
> Les défaillances sont appréhendées de manière plus fine par la notion de "qualité du service" que par la notion de "satisfaction" : dans cette dernière optique, toute configuration est, en effet, rejetée, même si une seule prise est défaillante. La quantification des défaillances potentielles est donc plus pessimiste que celle obtenue avec la qualité du service. Elle s'exprime, d'autre part,

globalement pour un réseau, sans permettre d'individualiser chaque prise.

Des études détaillées ont été menées en particulier sur deux réseaux témoins avec des données relatives à la région d'Aix-en-Provence. Nous avons vu qu'elles montraient que les normes habituelles de calcul (rendement du réseau de 0,75 - qualité de fonctionnement de 95%) conduisaient à des valeurs excellentes de la "satisfaction" ou des "qualités de service".»

2.2.3. Conclusion

A la fin de l'analyse de la loi d'appel des débits, il faut avoir une idée aussi claire que possible de la nature du problème (est-ce un problème de débit global de la station de pompage, de volume total délivré, de volume de stockage intermédiaire ?), mais en le replaçant dans un contexte dynamique et évolutif (les défaillances constatées sont-elles exceptionnelles parce que provoquées par une sécheresse exceptionnelle ? Sont-elles au contraire inéluctables parce que le projet existant ne peut répondre à la demande soit à cause d'une erreur au départ, soit à cause de l'extension de l'irrigation ?).

C'est de la réponse à ces questions que dépend la décision de renforcer le réseau. Si la réponse est positive, il faudra alors calculer la loi statistique des débits d'appel sur laquelle on basera la conception du réseau renforcé. On reprendra alors le processus explicité au paragraphe 2.1., mais en ayant cette fois une bonne connaissance des paramètres de base intervenant dans l'établissement de cette loi.

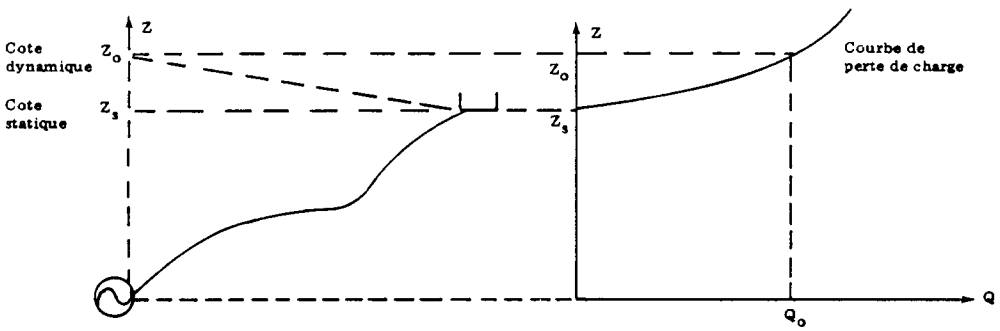


Figure III.7 - Courbe de perte de charge (conduite unique)

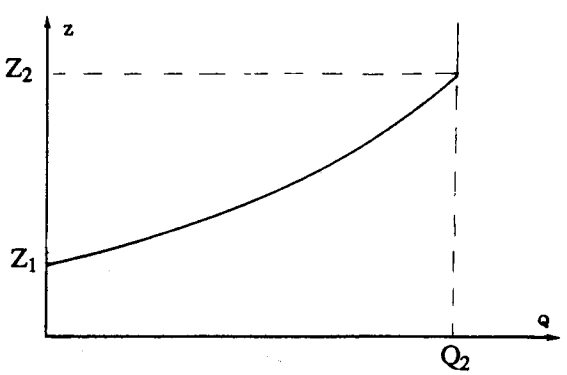


Figure III.8 - Courbe caractéristique du réseau pour une configuration donnée.

3. FONCTIONNEMENT DU RESEAU (CANALISATIONS)

Rappelons qu'on ne s'intéresse pas dans ce chapitre au fonctionnement de l'ouvrage de tête mais uniquement à celui du réseau : on recherche les cotes en tête nécessaires à la satisfaction du débit.

Pour analyser le fonctionnement du réseau, nous allons séparer deux points de vue : tout d'abord nous analyserons le fonctionnement de l'ensemble du réseau soit existant, soit en projet, c'est-à-dire que nous caractériserons ce qui sera appelé "bon fonctionnement du réseau" par une courbe dans le plan (Z,Q) au-dessous de laquelle la cote piézométrique en tête ne devra pas descendre ; puis, nous exposerons comment rechercher les points faibles d'un réseau, ceux sur lesquels devront porter en priorité les efforts pour améliorer la qualité du réseau.

3.1. Courbes caractéristiques

Pour pouvoir analyser le comportement d'un réseau, il faut l'avoir traduit dans le plan (Z,Q) par une ou plusieur(s) courbe(s) représentative(s) permettant ensuite de raisonner. Cette courbe doit, par exemple, permettre de savoir immédiatement la valeur de la cote Z_0 en tête minimale nécessaire pour qu'il n'y ait pas de défaillance, lorsque le débit que l'on veut délivrer est Q_0. On va donc, dans un premier temps, voir comment se pose le problème de l'obtention de cette courbe représentative, puis on essaiera de montrer quels renseignements on peut en tirer.

3.1.1. Caractéristiques réelles

Partons du cas le plus simple où le réseau est une conduite unique. On sait que pour monter l'eau au niveau du réservoir (cote statique Z_S) il faut, en fait, refouler à une cote initiale Z_0 supérieure à Z_S, à cause de la présence des pertes de charge. L'obtention de cette cote Z_0 est donc facile à obtenir (figure III.7).

Lorsqu'il s'agit d'un réseau d'irrigation, le problème est plus complexe. En effet, la courbe des pertes de charge dépend du nombre de bornes ouvertes, de leurs emplacements ; de plus, les limiteurs de pression influent sur la forme de cette courbe.

Imaginons, en effet, qu'il y ait une certaine configuration de prises ouvertes dans un réseau. Tant que la cote piézométrique en tête reste inférieure à la cote au sol de la borne la plus basse Z_1, le réseau ne peut pas débiter. La courbe caractéristique du réseau pour une configuration donnée de prises ouvertes démarre donc à une cote Z_1, connue et fixée ; si la cote piézométrique en tête croît au-delà de Z_1, la prise la plus basse débite un débit de plus en plus élevé et d'autres prises sont alimentées. Le débit croît donc progressivement jusqu'à ce que toutes les prises soient alimentées, et que pour toutes, le limiteur de débit fonctionne. Le débit est donc limité à une valeur Q_2 pour lequel la cote piézométrique en tête Z_2 peut être déterminée, puisque c'est la cote du siège de la prise la plus défavorisée, augmentée d'une part de la charge nécessaire au bon fonctionnement de la prise, et d'autre part des pertes de charge. Même si la cote piézométrique augmente au-delà de Z_2, le débit ne dépasse pas Q_2 (à la précision du limiteur de débit près) puisque les limiteurs de débit fonctionnent pour toutes les prises ouvertes (figure III.8).

On obtient donc la courbe caractéristique réelle du réseau. On voit que celle-ci n'est caractéristique du réseau que pour une configuration de prises ouvertes. On en obtient donc autant que de configurations de prises ouvertes, c'est-à-dire un très grand nombre. Il est donc logique d'analyser cet échantillon de courbes et de se situer en probabilité à l'intérieur de toutes ces courbes possibles.

3.1.2. Caractéristiques indicées en pourcentage de configurations des prises non défaillantes

Supposons que l'on ait calculé, pour toutes les configurations de prises possibles, les couples (Z_2,Q_2) de la figure III.8. On obtient, dans le plan (Z,Q), un nuage de points, représenté figure III.9, qu'il est possible d'analyser par les lois statistiques classiques à deux variables. On peut obtenir alors, pour un débit Q_0 donné, la distribution des cotes en tête nécessaires pour donner satisfaction aux configurations des prises ouvertes de débit d'appel Q_0. On en déduit les quantiles de cette distribution, c'est-à-dire les cotes pour lesquelles reçoivent satisfaction 75%, 90%, etc., de configurations de prises ouvertes de débit d'appel Q_0.

D'où le faisceau des courbes caractéristiques indicées par ce pourcentage de satisfaction qu'on appellera, dans la suite, courbes "caractéristiques indicées" C_i (Figure III.10).

Cet indice de satisfaction permet donc, sur toute la plage de débit entre O et Q_{MAX}, de connaître la satisfaction qu'apporte l'ouvrage de tête. C'est un outil très précieux ; il présente malgré tout l'inconvénient d'avoir été élaboré en réduisant les caractéristiques réelles à leurs points extrêmes (Z_2,Q_2), c'est-à-dire qu'est considérée comme défaillante chaque configuration de prises pour laquelle une seule prise est défaillante, même légèrement.

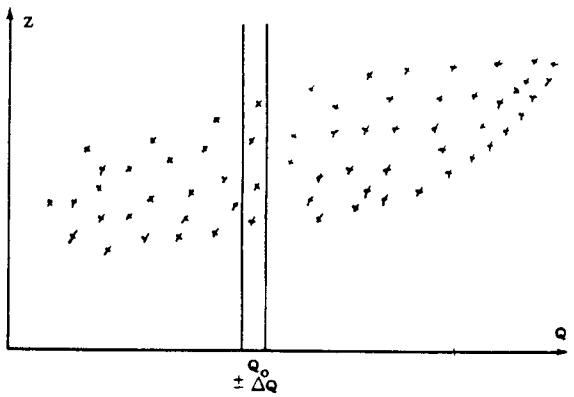


Figure III.9 - Ensemble des points représentatifs du fonctionnement

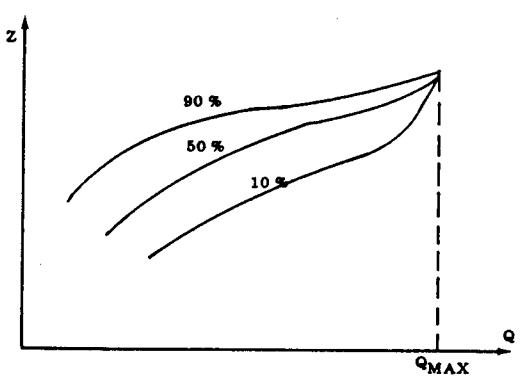


Figure III.10 - Courbes caractéristiques indicées en pourcentage de satisfaction

3.1.3. Caractéristiques indicées en pourcentage de configuration des prises défaillantes d'une quantité donnée

On sait que la courbe caractéristique d'une prise d'irrigation a la forme indiquée sur la figure III.11. Avec cette courbe caractéristique, lorsque la cote Z en amont de la borne est inférieure à Z_2 (cote piézométrique minimale), le débit Q n'est pas réduit dans les mêmes proportions, et peut être notablement inférieur à Q_2 (débit nominal) sans que pour autant la qualité de service soit catastrophique ; c'est-à-dire qu'on peut refaire l'analyse statistique à deux variables précédentes, non à partir des points (Z_2,Q_2) pour lesquels la configuration de prises reçoit entièrement satisfaction, mais à partir des points (Z_3,Q_3) pour lesquels on accepte que, pour seulement quelques prises (dont le nombre est fixé en pourcentage du total), le débit soit réduit dans une proportion fixée, par exemple, à 85% ou 90%. Le point (Z_2,Q_2) correspond à une qualité de service de 100% et le point (Z_3,Q_3) a une qualité de service acceptable qui peut être chiffrée. On admet souvent que lorsqu'une prise délivre 90% du débit nominal, la satisfaction effective est totale : la diminution n'est pas perçue par l'irrigant.

Les courbes indicées, obtenues avec ce nouvel indice permettront donc une analyse plus fine du fonctionnement du réseau, puisqu'on raisonne maintenant au niveau de la configuration de prise défaillante. Les caractéristiques obtenues sont en effet indicées en pourcentage de configuration de prises ouvertes de débit d'appel Q_0 pour lesquelles il y a moins de n prises qui reçoivent un débit inférieur à x% de leur débit nominal. Ce nouvel indice n'est, hélas, pas facile à manier ; de plus, l'obtention de ces courbes prendrait un temps de calcul important. On ne les utilise donc pas.

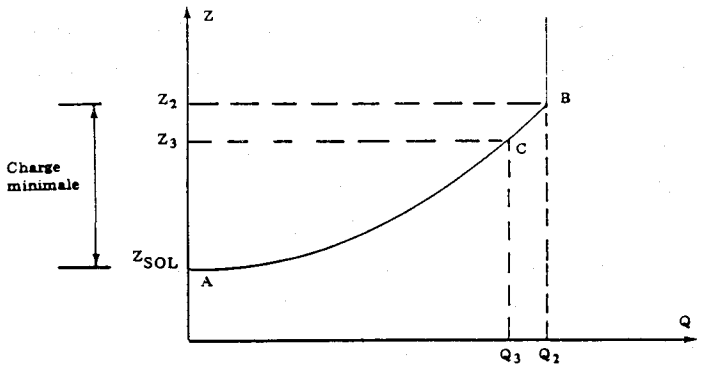


Figure III.11 - Courbe caractéristique d'une prise d'irrigation

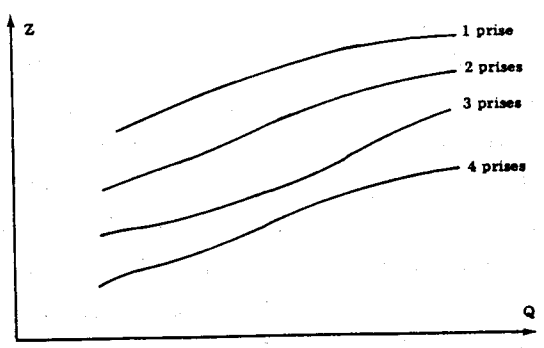


Figure III.12 - Courbes caractéristiques indicées en nombre de prises défaillantes à x %

3.1.4. Caractéristiques indicées en nombre de prises défaillantes à x%

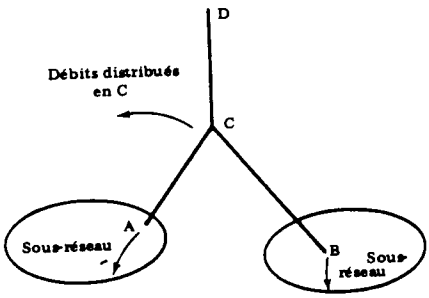
On préfère alors calculer, pour un couple (Z,Q) fixé, le nombre moyen de prises défaillantes à moins de x% pour les configurations de prises de débit d'appel Q fixé (Figure III.12). En refaisant le calcul pour plusieurs points (Z,Q) du plan, on peut alors tracer des courbes équi-nombre de prises défaillantes à x%. Ce troisième indice est beaucoup plus parlant que le second et est également très fin puisque pour chaque point du plan, on connaît n tel qu'on a 50 chances sur 100 pour qu'il y ait moins de n prises défaillantes à moins de x %. Cet autre indice n'est pas plus simple à obtenir que le précédent, et n'a pas connu de nombreuses utilisations pratiques.

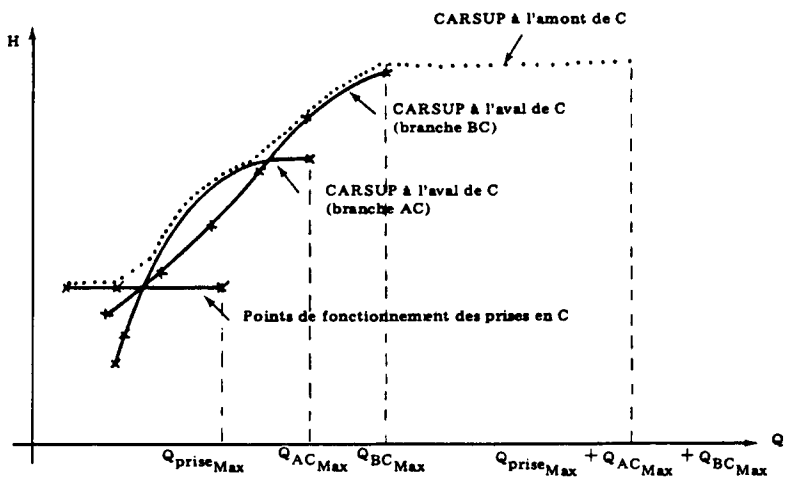
3.1.5. Conclusion

Il existe donc plusieurs indices permettant de tracer des courbes caractéristiques indicées. Celui que nous utilisons le plus couramment est le premier malgré son manque de finesse, car il est beaucoup plus simple et rapide à obtenir.

Dans la suite de ce guide, nous ne reparlerons que des caractéristiques indicées obtenues par cette méthode, mais il ne faudra pas oublier alors qu'on est placé du côté de la sécurité en raisonnant à partir de la configuration de prises défaillantes et non de la prise défaillante.

La détection de prises défaillantes, si nous ne l'utilisons pas pour calculer des courbes indicées, nous sert par contre pour approfondir notre connaissance du fonctionnement du réseau ainsi qu'on le verra au paragraphe 3.3.3. de ce chapitre.





Figures III.13 et III.14 - Calcul de la CARSUP

3.2. Détermination des tronçons sous-dimensionnés

Tout ce qui a été développé au paragraphe 3.1. ci-dessus repose sur l'idée d'analyser statistiquement des configurations de prises ouvertes. On va maintenant s'intéresser à des configurations de prises ouvertes bien particulières, les prises les plus défavorisées.

3.2.1. Caractéristique supérieure

En effet, pour un débit appelé, il y a, parmi le très grand nombre de configurations de prises ouvertes qui appellent ce débit, une configuration qui nécessite la plus grande cote piézométrique en tête. Cette cote piézométrique, donnée par la configuration la plus défavorable, délimite dans le plan (Z,Q) deux secteurs, celui du haut où toutes les configurations sont satisfaisantes, et celui du bas où, au moins, une configuration est insatisfaite.

La courbe qui délimite les deux secteurs est l'enveloppe de toutes les caractéristiques indicées (Ci). Elle est appelée "caractéristique supérieure" (CARSUP).

Cette courbe peut donc être considérée comme la caractéristique indicée à 100%, mais il n'est pas possible de l'obtenir à partir des échantillons de cote piézométrique constitués pour calculer les Ci. Il faudrait en effet extrapoler une loi ajustée sur l'échantillon ; or, on sait que les lois statistiques théoriques ne donnent une probabilité égale à 100% que pour l'infini. Si l'on peut obtenir une satisfaction de 100% dans le cas présent, cela provient du fait que le nombre de configurations de prises ouvertes est fini. On va donc obtenir la CARSUP par un autre procédé détaillé ci-après.

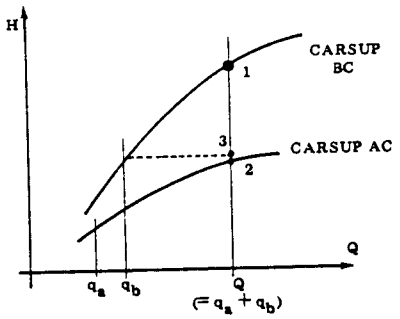


Figure III.15 - Calcul de la CARSUP : cas de deux sous-réseaux adjacents

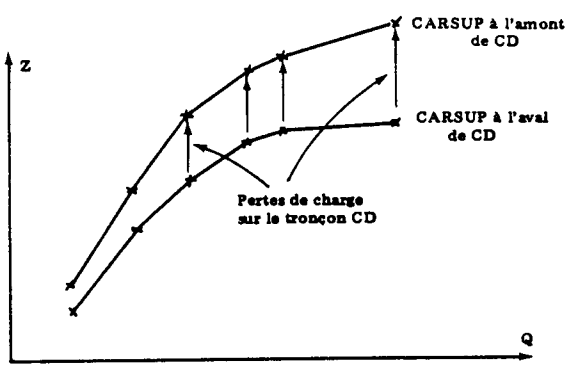


Figure III.16 - Calcul de la CARSUP : addition en série

3.2.2. Calcul de la caractéristique supérieure

Le calcul de cette courbe est très simple. Il suffit, en effet, de recenser à chaque noeud tous les points de fonctionnement (Z,Q) possibles et de ne retenir que la courbe-enveloppe de cet ensemble de points.

Dans la pratique (figure III.13), on procède en remontant le réseau avec le principe suivant : connaissant les courbes-enveloppes en C (c'est-à-dire les CARSUP à l'amont des branches AC et BC) ainsi que l'ensemble des points de fonctionnement des prises au point C, on veut connaître la courbe-enveloppe en D (c'est-à-dire la CARSUP à l'amont de la branche CD). On va découper le calcul en deux étapes.

a) Calcul de la CARSUP à l'amont d'un réseau

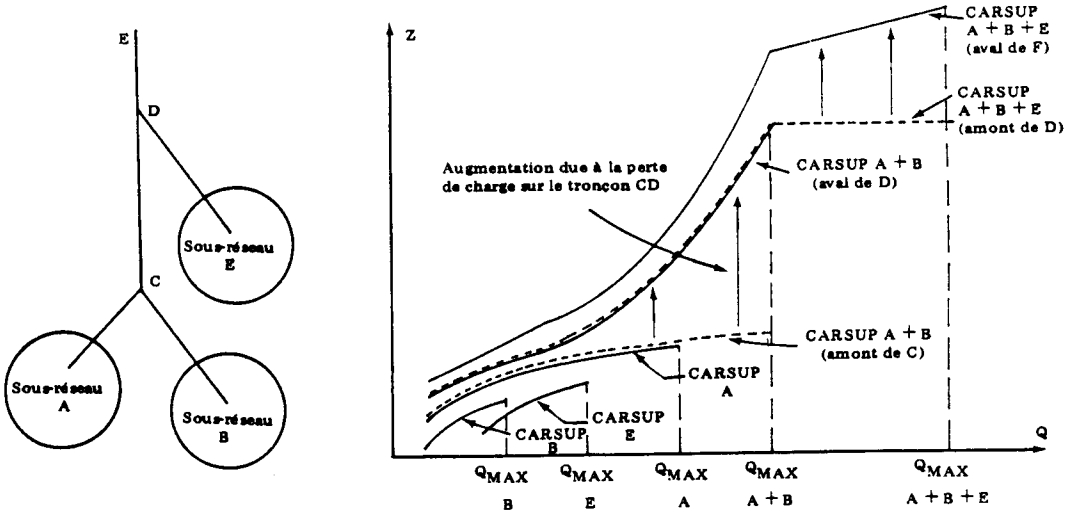
Dans un premier temps, on calcule la CARSUP à l'amont de C (aval du tronçon CD) ; cette courbe est constituée :

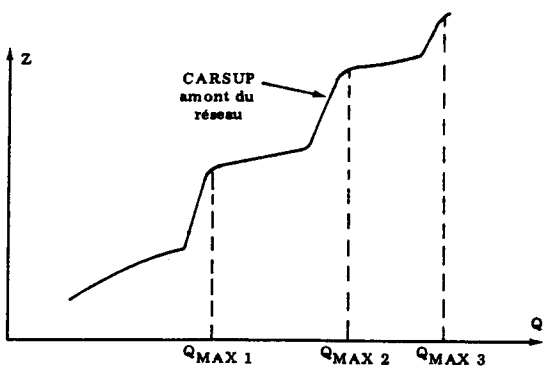
- d'une part, de l'enveloppe de ces différentes courbes et ceci jusqu'à la valeur du débit maximal trouvé ;
- d'autre part, d'une horizontale prolongeant la courbe jusqu'au point de fonctionnement maximal où le débit est la somme de tous les débits possibles ($Q_{ABmax}+Q_{BCmax}+Q_{prise\ max}$) et la cote est la valeur maximale déjà trouvée (Figure III.14).

En effet, on peut remarquer que si l'on veut fournir un débit Q donné, le cas le plus défavorable en cote est toujours celui où ce débit est fourni à la branche la plus défavorable (jusqu'à concurrence du débit maximal de cette branche).

Si l'on raisonne sur le cas de figure III.15, on verra que si l'on fournit le débit sur BC on est au point 1, sur AC on est en 2 et si on le fournit sur les deux branches à la fois, on est en 3, intermédiaire entre 1 et 2.

On voit ainsi que les combinaisons de débits sur A et B sont moins défavorables qu'un débit délivré uniquement sur la branche B.





Figures III.17 et III.18 CARSUP : détection des tronçons sous-dimensionnés

b) Addition en série

Il suffit, pour chaque point (Z,Q) de la CARSUP en C, de rajouter la partie de la charge correspondant au débit Q sur le tronçon CD. On obtient alors la CARSUP en D : (Z_D,Q_D) (Figure III.16).

3.2.3. Détection des tronçons sous-dimensionnés

Pour un réseau normalement dimensionné, la caractéristique supérieure a une allure régulière. Dans le cas où certains tronçons sont sous-dimensionnés cette CARSUP présente des "escaliers" (Figure III.17).

Prenons un tronçon CD. S'il est sous-dimensionné, la CARSUP Z(Q) du tronçon présente une forte pente au-delà d'un certain débit que nous pouvons appeler "de saturation" (car, au-delà de ce débit, la perte de charge sur ce tronçon devient très importante).

Lors du passage au tronçon amont DF, si celui-ci est largement dimensionné, il n'y a pas d'augmentation très forte, mais une légère surélévation de la nouvelle CARSUP due aux pertes de charge dans le tronçon amont. Cette CARSUP amont (tronçon FD) se prolonge alors pratiquement horizontalement au-delà du point terminal de la CARSUP CD.

Chaque tronçon sous-dimensionné provoque ainsi sur la CARSUP une brusque augmentation de pente, qui se conserve dans le calcul de chaque CARSUP des noeuds amont. On peut donc repérer sur la CARSUP du réseau complet, les remontées brusques, et trouver par quels tronçons elles sont provoquées puisque le débit de la fin de la "montée" est le débit maximal du tronçon incriminé (Figure 3.18).

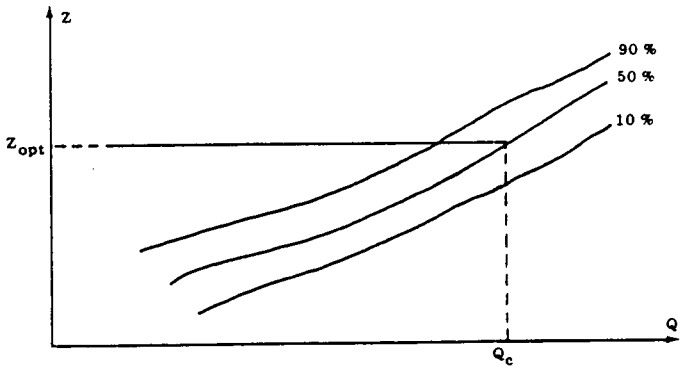


Figure III.19 - Position relative du faisceau de caractéristiques indicées et du point résultant de l'optimisation

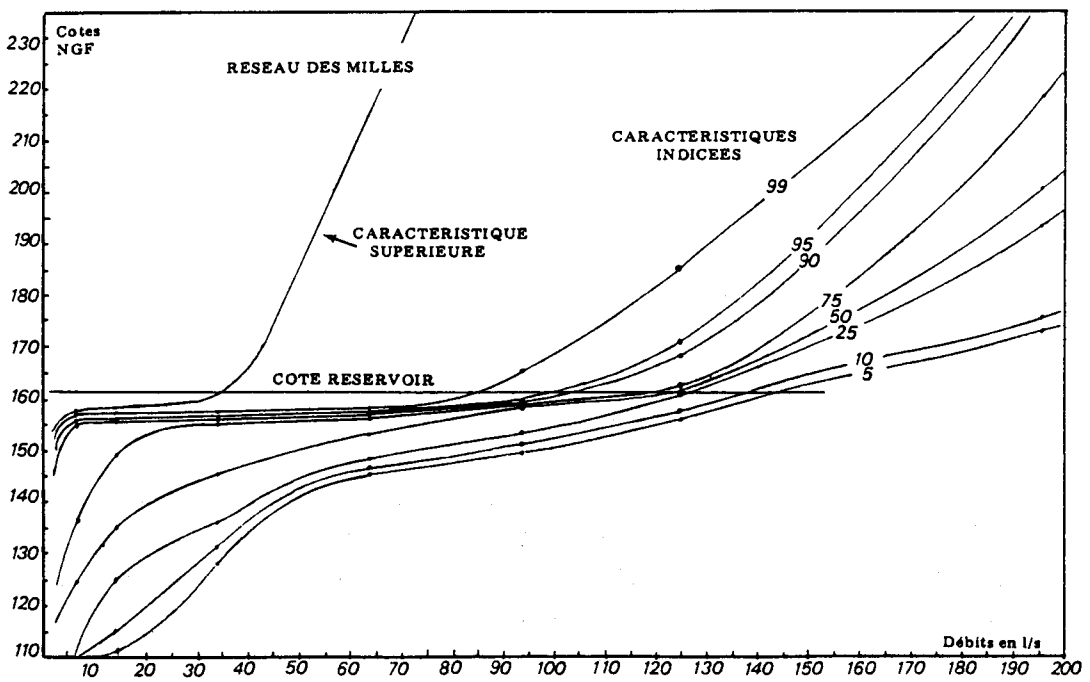


Figure III.20 - CARSUP et caractéristiques indicées. Exemple du réseau des Milles

3.3. Utilisation

Le principal intérêt des caractéristiques indicées est de permettre la détermination d'une courbe unique représentative du bon fonctionnement souhaité du réseau. Mais elles permettent également de tirer des renseignements sur le fonctionnement du réseau. Ces renseignements sont de deux ordres : d'une part, des renseignements globaux sur l'ensemble du réseau, d'autre part, des renseignements ponctuels portant sur le fonctionnement interne du réseau.

3.3.1. Courbe caractéristique représentative du réseau

Après la phase initiale de calcul (calcul des débits, optimisation des diamètres), on connaît un seul point du plan (Z,Q), le point (Z_{opt},Q_C), alors que, lorsque l'on a tracé les caractéristiques indicées, on connait, (figure III.19), la réponse du réseau pour tout point (Z,Q) du quart du plan (Z>0,Q>0). Pour les réseaux à la demande, pour lesquels les débits sont calculés par la formule de CLEMENT et les diamètres optimisés par la méthode discontinue de LABYE, le point (Z_{opt},Q_C) se trouve la plupart du temps à proximité de la caractéristique indicée à 50%. En réalité, les défaillances qui pourraient alors être observées sont de faible ampleur (quelques dizaines de centimètres par exemple) et ne portent que sur un petit nombre de prises. Elles ne sont généralement pas perçues en pratique.

Le faisceau de caractéristiques indicées est toujours montant : en effet, plus le débit de tête augmente, plus la cote piézométrique nécessaire en tête du réseau a des chances d'être forte.

On a vu que le faisceau de caractéristiques indicées était théoriquement obtenu par traitement statistique du nuage de points représentant toutes les configurations possibles de prises ouvertes. En pratique, on ne détermine qu'un échantillon

restreint du nuage complet ; on choisit des débits échelonnés dans la plage de débit que l'on souhaite étudier ; pour chacun de ces débits, on évalue la cote piézométrique nécessaire pour un grand nombre de configurations. On a pris l'habitude d'adopter pour ce nombre une valeur de même ordre de grandeur que le nombre total de prises installées sur le réseau ; on a en effet constaté que des simulations supplémentaires ne faisaient plus guère varier les caractéristiques indicées.

On obtient une configuration de prises ouvertes en "ouvrant" au hasard des prises jusqu'à l'obtention du débit total souhaité. Bien entendu il faut que chaque prise ait d'autant plus de chance d'être ouverte que sa probabilité d'ouverture est forte.

Quoiqu'il en soit, lorsqu'on a tracé le faisceau des Ci, on peut lui confronter la position du point (Z_{opt},Q_c) puis choisir une courbe caractéristique représentative du réseau, c'est-à-dire une courbe Z(Q) qui délimite le plan (Z,Q) en deux zones : l'une pour laquelle la cote en tête est supérieure à Z(Q), où l'on considère que le fonctionnement du réseau est acceptable, l'autre, au-dessous de Z(Q), pour laquelle le fonctionnement ne l'est pas.

On peut adopter une caractéristique indicée (à 90 % de satisfaction par exemple) ; on peut aussi vouloir une satisfaction plus importante pour certains débits déterminés (les plus probables). Souvent, cette courbe caractéristique part d'une zone à forte satisfaction pour les petits débits pour rejoindre progressivement le point (Z_{opt},Q_c). On voit qu'en fait, le choix de cette courbe caractéristique dépend du but poursuivi.

Constatons, pour terminer, qu'il ne peut être question d'adopter la CARSUP comme courbe représentative du réseau. La figure III.20 montre, sur un cas concret (réseau des Milles, à proximité d'Aix-en-Provence), l'écart qui existe entre la caractéristique indicée à 99% et la CARSUP.

3.3.2. Analyse globale

Rappelons tout d'abord que les courbes caractéristiques indicées sont toujours croissantes. Mais elles peuvent l'être plus ou moins. Un autre facteur d'analyse est le plus ou moins grand écartement des courbes indicées entre elles. Il n'est pas possible de donner ici une classification stricte de types de réseaux en liaison avec la forme du faisceau des courbes indicées (Ci), mais seulement d'avancer quelques indications :

- le faisceau des caractéristiques indicées d'un réseau refoulement-distribution est plus fortement montant que celui d'un réseau descendant, car la dénivelée compense les pertes de charge, en tout cas pour les débits faibles et moyens (Figure III.21) ;
- le faisceau des caractéristiques indicées d'un réseau très ramifié est normalement assez lâche : aucune partie du réseau n'est prépondérante, et, suivant l'endroit d'où est appelé le débit, la réponse sera très différente ;
- au contraire, pour les réseaux très allongés, ou dont une partie est surélevée par rapport au reste, les caractéristiques indicées sont assez rapprochées car, quoi qu'il arrive, c'est toujours la même partie du réseau qui impose la réponse.

Ces indications générales permettent parfois de déceler une anomalie, ou, le plus souvent, d'étayer des hypothèses faites par ailleurs.

3.3.3. Analyse interne du réseau

Pour obtenir les renseignements nécessaires au tracé des caractéristiques indicées, il est nécessaire d'effectuer un grand nombre de calculs de régimes hydrauliques pour un certain état de fonctionnement supposé du réseau. Ces calculs sont donc l'occasion de repérer des points caractéristiques du réseau, c'est-à-dire essentiellement les tronçons qui ont les plus fortes pertes de charge, et les prises qui sont les plus exigeantes, c'est-à-dire

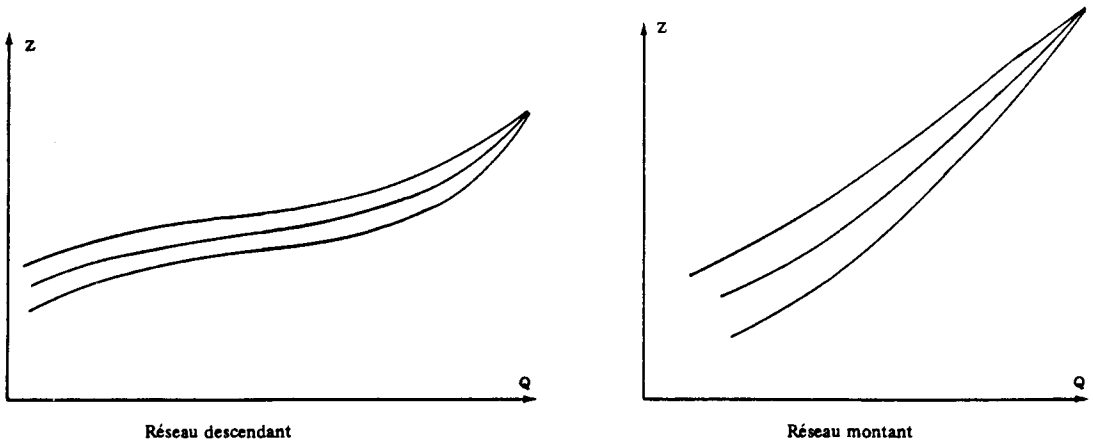


Figure III.21 - Faisceau des caractéristiques indicées : réseau montant, réseau descendant

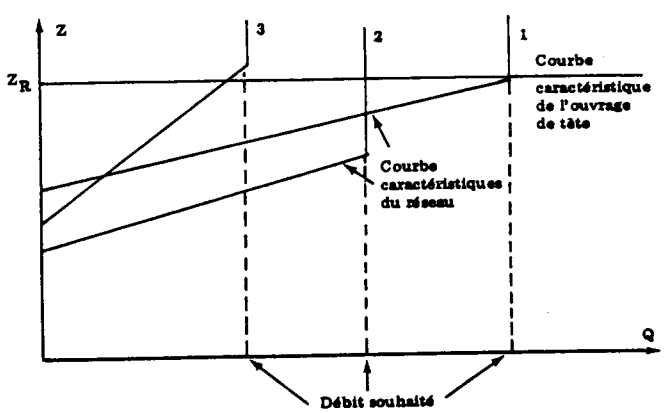


Figure III.22 - Calage de la cote d'un réservoir

celles qui fixent la position du point (Z_2,Q_2) de la caractéristique réelle. On peut penser également que ces tronçons sont ceux qu'il faudra alors renforcer. Il faut d'ailleurs confronter ces indications sur les tronçons à fortes pertes de charge avec la détection des tronçons saturés telle qu'on l'a vue au paragraphe 3.2. De même, l'indication des prises les plus exigeantes doit être confrontée avec la détection des prises défaillantes telle qu'exposée au paragraphe 3.2.2.b.

La détection des prises défaillantes ne peut se faire de façon globale par l'analyse des caractéristiques indicées. Elle se fait par simulation de régimes permanents permettant de classer les prises en fonction de leur fonctionnement. Une statistique sur le fonctionnement des prises peut être fait si l'on simule un nombre suffisant de régimes permanent de même débit total appelé (débit de pointe par exemple). Ce nombre varie en fonction de la taille du réseau ; il faut que chaque prise, au cours de tous ces régimes permanents, soit ouvertes (par tirage au hasard) un nombre de fois suffisant pour que l'on puisse bien apprécier son fonctionnement ; le nombre de régimes permanents nécessaire est rarement inférieur à vingt.

Il faut alors étudier l'emplacement de ces prises et de ces tronçons particuliers en fonction du débit d'appel. Si, quel que soit le débit d'appel, ce sont toujours les mêmes prises qui sont défaillantes, les autres ne l'étant que très peu, une action de renforcement de ces prises doit être envisagée. De même pour les tronçons. En règle générale, lorsque le réseau est équilibré, ces prises et ces tronçons particuliers sont à peu près répartis dans tout le réseau pour les faibles débits, au hasard des tirages au sort des prises ouvertes.

A mesure que croît le débit d'appel, interviennent de plus en plus les tronçons dont le dimensionnement est le plus "juste", en général ceux pour lesquels a joué la contrainte de vitesse maximale lors de l'optimisation des diamètres. De même, les prises défaillantes sont celles pour lesquelles la pression résiduelle était nulle lors de l'optimisation des diamètres, ou

celles qui se trouvent en aval de tronçons saturés (ou les deux). Si ces prises et ces tronçons restent répartis dans tout le réseau pour de forts débits, le réseau est très homogène ; un éventuel renforcement pourra peut-être passer par une action sur l'ouvrage de tête. Si ces prises et ces tronçons se déplacent vers une partie du réseau lorsque le débit croît, une action plus spécifique peut alors être entreprise (renforcement d'une antenne, surpresseur). Dans les deux cas, ces conclusions doivent être cohérentes avec les indications tirées de la forme des Ci.

4. OUVRAGE DE TETE

Nous avons étudié jusqu'ici l'appel des débits par les bornes d'irrigation et la traduction de cette demande par le réseau de canalisations. Nous allons maintenant étudier la troisième composante du système qu'est un périmètre d'irrigation : l'ouvrage de tête. On en distingue deux types : les réservoirs à surface libre et les stations de pompage.

4.1. Réservoirs à surface libre

On ne considère pas, dans ce paragraphe, les réservoirs à surface libre dits "de régulation" permettant la régulation discontinue à fonctionnement instable, ni les réservoirs d'écrêtement de la pointe. On ne traite que du réservoir de stockage, constitué soit par une retenue à l'amont du périmètre, soit par un réservoir surélevé.

Ces deux types de réservoirs se différencient par le fait que les seconds (les plus fréquents) constituent une rupture hydraulique entre leur propre alimentation et le réseau qu'ils

alimentent. Leur courbe caractéristique n'est donc fixée que par leur propre situation. Cette courbe est d'ailleurs pratiquement une horizontale (cote piézométrique constante), parce qu'on néglige habituellement le marnage dans ce genre d'ouvrage.

Quand le réservoir n'est pas vide : soit il délivre le débit demandé par le réseau, et il n'y a pas défaillance (caractéristiques réelles 1 et 2 de la figure III.22) ; soit, il y a défaillance, le débit réel étant inférieur au débit souhaité (caractéristique réelle 3). Ceci pose donc simplement le problème du calage de la cote du réservoir Z_R.

4.2. Stations de pompage

Nous ne parlerons ici ni de la technologie des stations de pompage, ni des différents modes de régulation ; pour ce dernier point, nous renvoyons le lecteur à un ouvrage général, comme celui de l'AGHTM, Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux (AGHTM, 1986).

Pour l'étude du fonctionnement d'un réseau, la station de pompage, comme le réservoir, n'intervient que par sa caractéristique.

4.2.1. Station équipée de pompes à vitesse fixe (pompes en parallèle)

La courbe caractéristique de la station tracée dans le plan (Z,Q), se déduit facilement de celle d'une pompe : pour plusieurs pompes à cote fixée, le débit est égal au débit d'une pompe multiplié par le nombre de pompes (Figure III.23).

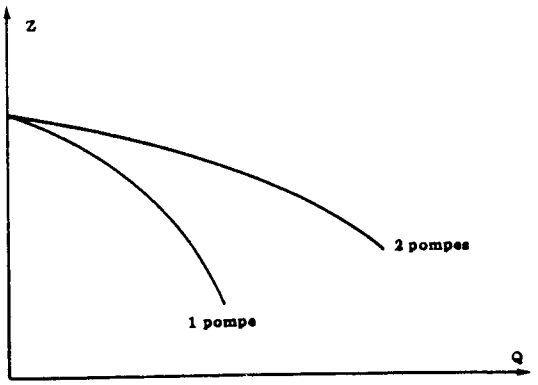


Figure III.23 - Courbe caractéristique d'une station équipée de pompes à vitesse fixe en parallèle

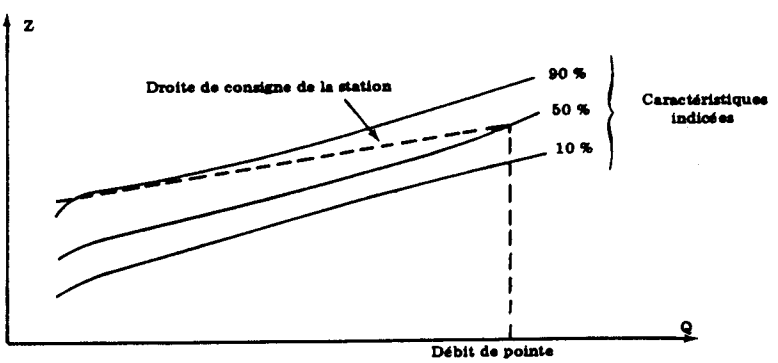


Figure III.24 - Station équipée de pompes à vitesse variable Droite de consigne

4.2.2. Station équipée de pompes à vitesse variable

La présence d'au moins une pompe à vitesse variable permet, au moyen d'un automatisme approprié, de suivre une caractéristique pratiquement quelconque pour la station. On pourra, par exemple, suivre une caractéristique montante qui présente l'intérêt d'économiser de l'énergie pour les petits débits.

Cette courbe de consigne (Figure III.24) doit évidemment être déterminée en fonction des autres éléments (réseau, agriculteurs) comme nous le verrons à la section suivante, en faisant une analyse globale du fonctionnement du réseau.

5. ANALYSE GLOBALE DU RESEAU (agriculteurs + réseau + ouvrage de tête)

5.1. Confrontation des courbes représentatives des trois composantes

Il est maintenant possible de confronter les courbes représentatives des trois composantes de l'aménagement dans un graphique global pour lequel on représente le comportement des agriculteurs par deux courbes, les histogrammes des débits en période de pointe et sur toute la période d'irrigation ; ces deux histogrammes sont d'ailleurs bornés supérieurement par le débit de la station de pompage puisque l'on s'occupe ici du **domaine de fonctionnement réel** de l'aménagement. On peut dire que l'aménagement représenté par les courbes de la figure III.25, inspiré d'un cas réel, fonctionne de façon satisfaisante, car le débit en période de pointe est très souvent inférieur au débit de la pompe et la satisfaction accordée par les pompes et le réseau est bonne. Le point de fonctionnement de pointe se trouve à peu près sur la caractéristique indicée à 40% sur laquelle on n'observe en général que quelques prises faiblement défaillantes. A titre de comparaison, rappelons que le point de fonctionnement

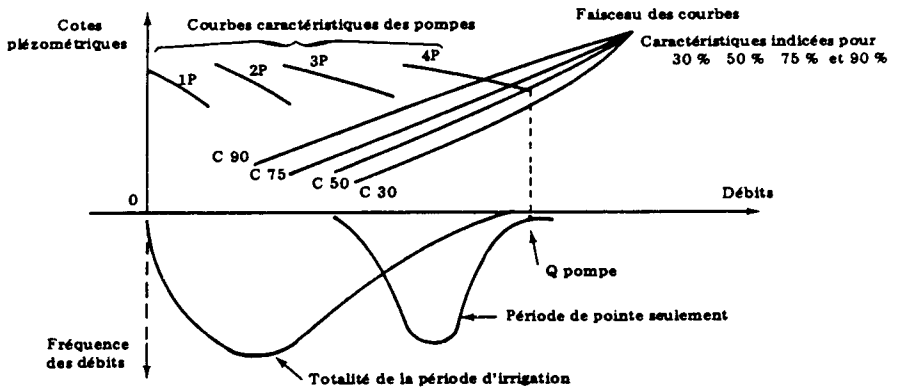


Figure III.25 - Confrontation des trois composantes : agriculteurs, réseau, ouvrage de tête

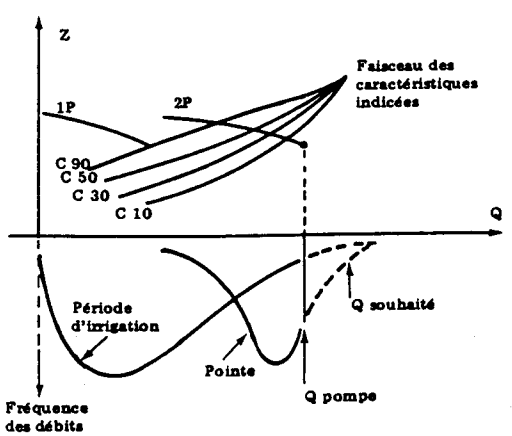


Figure III.26 - Exemple de réseau défaillant

usuellement calculé par les méthodes classiques lors d'un projet neuf se trouve aux environs de la caractéristique indicée à 50%.

La figure III.26 représente par contre un aménagement défaillant : d'une part, le débit souhaité par les agriculteurs est supérieur à celui que peut donner la pompe; d'autre part, même pour ce débit, la satisfaction est mauvaise (inférieure à 10% d'après les caractéristiques indicées). On voit que ce graphique indique les directions dans lesquelles on peut rechercher la solution : agir sur l'occurrence des débits pour que le débit maximal soit moins fréquemment atteint, donc modifier le comportement des agriculteurs (en organisant un tour d'eau par exemple), augmenter le nombre de pompes, abaisser le faisceau des caractéristiques indicées par renforcement du réseau, changer la hauteur de refoulement pratique (en changeant la régulation ou les pompes elles-mêmes). Toutes ces directions de solutions peuvent évidemment être utilisées conjointement.

On verra sur les figures III.27 et III.28 des cas plus simples, inspirés également de cas réels, où une solution technique (autre qu'un rationnement ou un tour d'eau) se dégage avec évidence :

- le débit souhaité est plus grand, le faisceau des caractéristiques indicées est assez plat (réseau descendant) ; ajouter une pompe devrait suffire ;
- le débit souhaité n'est pas beaucoup plus grand que le débit fourni par la station, mais la satisfaction n'est pas bonne pour les grands débits ; la pente du faisceau des caractéristiques indicées est forte (réseau montant et/ou fortes pertes de charge) ; ajouter une pompe ne servirait à rien, il faut changer les pompes ou renforcer le réseau.

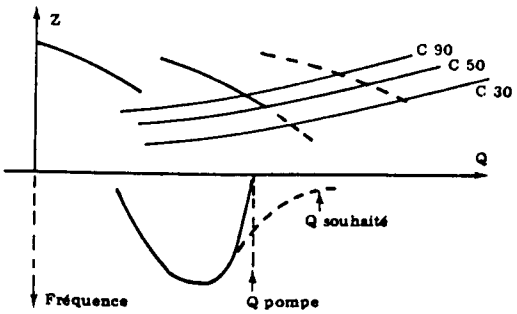


Figure III.27 - Réseau défaillant ; adjonction d'une pompe nécessaire

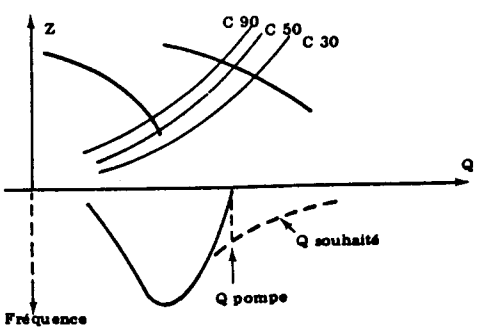


Figure III.28 - Réseau défaillant nécessitant le remplacement des pompes ou le renforcement des canalisations.

Une difficulté non négligeable se présente lorsqu'on analyse le domaine de fonctionnement réel d'un réseau : c'est que les trois composantes du système ne sont pas indépendantes. En effet, les agriculteurs s'adaptent au système matériel qui leur délivre de l'eau et essaient de l'utiliser au mieux et il est tout à fait possible que, avec un réseau non défaillant, leur comportement soit différent. Inversement, le réseau est représenté par des faisceaux de caractéristiques indicées différentes suivant qu'on l'utilise à la demande totale, restreinte ou au tour d'eau.

5.2. Analyse des défaillances et étude du renforcement de réseaux. Exemples

Il est important que le lecteur désirant mettre en oeuvre les méthodes exposées dans ce guide puisse le faire en s'apuyant sur l'expérience accumulée dans ce domaine par le CEMAGREF ; c'est pourquoi nous reproduisons in extenso (Annexe II) la communication faite au congrès de 1981 de la CIID (Commission Internationale de l'Irrigation et du Drainage) ; les études de fonctionnement et de renforcement effectuées depuis cette date ont confirmé la validité des indications et conclusions que l'on pourra y trouver.

ANNEXE I

RUGOSITE DES CONDUITES

Le calcul des pertes de charge est effectué suivant la formule de CALMON et LECHAPT :

$$J = L \frac{Q^M}{D^N}$$

J : perte de charge ;
Q : débit ;
D : diamètre.

où Q est en m^3/s, D en mètre, J en mm/m (valable pour une eau à 10° centigrades). L, M et N sont des coefficients dépendants de la rugosité.

D'après CALMON et LECHAPT, on peut établir une correspondance entre les rugosités équivalentes K de NIKURADSE, exprimées en mm, et les coefficients L, M, et N. Les rugosités équivalentes sont utilisées dans la formule de COLEBROOK.

K (mm)	L	M	N	REMARQUES
2	1,863	2,00	5,33	
1	1,601	1,975	5,25	
0,5	1,400	1,96	5,19	
0,25	1,160	1,93	5,11	
0,1	1,100	1,89	5,01	
0,05	1,049	1,86	4,93	
0,025	1,010	1,84	4,88	
0	0,916	1,78	4,78	0,05 ≤ D ≤ 0,2
0	0,971	1,81	4,81	0,2 < D ≤ 1
				(D en m)

On trouvera ci-après le classement de différents types de matériaux.

K = 2mm	**Fonte** non revêtue **Acier** non revêtu **Béton** grossier	eau moyennement corrosive
K = 1mm	**Fonte** non revêtue **Acier** non revêtu	eau peu corrosive
K = 0,5mm	**Fonte** revêtement ciment **Acier** revêtement ciment **Béton** (type Bonna-Socoman)	
K = 0,25mm	**Fonte** revêtement bitume **Acier** revêtement bitume **Béton** centrifugé	
K = 0,10 m	**Acier** laminé (neuf) soudé (neuf) **Béton** paroi lisse	
K = 0,05mm	**Fonte** revêtement centrifugé **Acier** revêtement centrifugé **Béton** précontraint (type Freyssinet)	
K = 0,025mm	**Amiante ciment** non revêtu	
K = 0 mm	**Amiante ciment revêtu**, tuyaux hydrauliquement lisses	

ANNEXE II

COMMISSION INTERNATIONALE DES IRRIGATIONS ET DU DRAINAGE

INTERNATIONAL COMMISSION ON IRRIGATION AND DRAINAGE

ONZIEME CONGRES Q. 36

ELEVENTH CONGRESS, R. 20

ANALYSE DES DEFAILLANCES ET ETUDE DU RENFORCEMENT DES RESEAUX D'IRRIGATION PAR ASPERSION*

J. BETHERY

M. MEUNIER

C. PUECH**

RESUME

Ce rapport traite du renforcement des réseaux d'irrigation par aspersion.

Dans une première partie, les auteurs montrent comment l'analyse des défaillances de l'aménagement existant peut être utile pour la connaissance de son domaine de fonctionnement réel. Par une approche de type analyse des systèmes, ils dégagent la dépendance qui existe entre les trois composantes du système que sont la station de pompage, le réseau de canalisations et les irrigants. C'est cette troisième composante qu'il est le plus difficile de connaître de façon quantitative.

Dans leur deuxième partie, les auteurs traitent tout d'abord du domaine de fonctionnement théorique de l'aménagement renforcé, qui peut être défini de façon précise grâce aux analyses explicitées dans la première partie ; puis sont exposées les méthodes de calcul proprement dites des renforcements. Des exemples sont donnés qui permettent de comprendre comment raisonner à partir des méthodes indiquées.

ABSTRACT AND CONCLUSIONS

This study deals with the methods of computation of reinforcement of underpressure irrigation networks.

In the first part of the study, the authors show how the failure analysis of the existing project allows a better knowledge of its real working field.

* Analysis of failure and study on the strengthening of sprinkler irrigation networks.

** Ingénieurs au Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts d'AIX-EN-PROVENCE—Division Irrigation.

Using a system analysis point of view, the authors show the dependency of the three factors of the system : pumping station, pipes network and farmers, the quantitative knowledge of the third factor being the most difficult.

In the second part of the study, the authors explain at the beginning how to use the conclusions given by the failure analysis given in the first part, in order to define a theoretically working field of the new reinforced project, in a precise way. Then, the proper computation methods of the reinforcement are explained. Examples are given, which make us understand how to use these methods.

INTRODUCTION

Il est question dans cette note du renforcement des réseaux d'irrigation par aspersion et des méthodes spécifiques qui peuvent être mises en oeuvre pour le calculer.

Nous supposons connues du lecteur les méthodes utilisées pour calculer un projet neuf et ferons ressortir la différence de point de vue entre l'étude d'un projet neuf et l'étude d'un renforcement. Nous prenons comme base descriptive de notre champ de réflexion, l'article de GALAND et JEAN (4) où sont passés en revue et explicités les paramètres qui interviennent dans la conception d'un réseau d'irrigation par aspersion. Ceux-ci sont séparés en deux classes: les *paramètres de contexte* (résultant du climat, du type de sol, du contexte foncier, agronomique et hydrotechnique) sur lesquels le projeteur n'a pas ou n'a que peu d'influence, et les *paramètres de décision* qui sont fixés après un choix qui n'est d'ailleurs, pas toujours explicité : on distingue ici la qualité de service rendu aux irrigants (satisfaction des besoins en eau des plantes, conditions d'accès à la prise d'irrigation, modalités utilisation de la prise, conditions hydrauliques de la desserte) et la conception technique du réseau (tracé, densité des équipements, prise en compte de l'évolution future).

L'ensemble de ces paramètres définit au niveau du projet un *domaine théorique de fonctionnement du réseau.* Si l'on parle d'un renforcement, c'est que domaine théorique et domaine réel de fonctionnement du réseau ne correspondent pas. Il se produit ce que l'on appelle une défaillance du réseau. Il est bien sûr tout à fait possible d'envisager un renforcement comme on conçoit un réseau neuf, c'est-à-dire en choisissant de nouveaux paramètres de décision et en recalculant le réseau, mais on peut aussi tenter d'éclairer ce choix à partir des enseignements que donne l'analyse du fonctionnement de l'aménagement existant et de ses insuffisances. C'est de cette recherche qu'il s'agit dans la première partie de cette étude, intitulée : Analyse des défaillances. Nous abordons ensuite dans la deuxième partie l'aspect renforcement proprement dit et les méthodes de dimensionnement qui lui sont spécifiques.

1. DEFAILLANCES

1.1 CAUSES DE DEFAILLANCES

Commençons par dire que beaucoup de raisons peuvent rendre un aménagement insuffisant ; tout d'abord il peut y avoir une mauvaise

définition du domaine théorique de fonctionnement ; lors de la conception du projet initial, on est contraint de se fixer les valeurs des paramètres de décision, et ce choix est souvent arbitraire : par exemple comment estimer de façon correcte le comportement futur des irrigants ? C'est la difficulté de cette estimation de la réalité future qui conduit à se "placer du côté de la sécurité" et à concevoir des réseaux surdimensionnés, Une deuxième catégorie de raisons qui provient de l'évolution inévitable de l'aménagement : extension de la superficie irriguée, changement de cultures, apparition de nouveaux matériels à la parcelle qui changent le comportement des irrigants, nouvelles demandes (industrie, eau potable), etc... C'est alors le domaine de fonctionnement réel de l'aménagement qui a varié au cours du temps. Pour ces deux catégories de raisons, un renforcement s'impose. Par contre, il convient d'être plus circonspect vis-à-vis d'autres causes de défaillance d'un réseau, celles qui proviennent de circonstances exceptionnelles par exemple ; en effet, certains paramètres de décision sont quantifiés en probabilité (les besoins en eau essentiellement) ; il n'est donc pas anormal que lors d'une sécheresse exceptionnelle, la pointure d'un réseau ou le volume des réserves soient insuffisants, et il n'est pas obligatoire d'en déduire que l'on doit renforcer le réseau.

On voit donc qu'une analyse des défaillances d'un aménagement est nécessaire à deux titres : tout d'abord, pour déterminer si les causes en sont conjoncturelles (phénomène exceptionnel) ou permanentes (mauvaise estimation d'un ou plusieurs paramètres de décision ou évolution de l'aménagement) ; ensuite, spécialement dans le deuxième cas, pour obtenir, à partir de l'aménagement existant, des valeurs des paramètres de décision représentatives de la réalité qui permettront alors un dimensionnement correct du renforcement.

1.2 ANALYSE DES DEFAILLANCES

Regardons maintenant comment, dans la pratique, se manifestent les défaillances : l'insuffisance d'une station de pompage, ou d'un réseau de canalisation entraîne une mauvaise qualité de service en aval, c'est-à-dire, au niveau de la prise. C'est par l'irrigant lui-même qu'on est averti de la défaillance. Par contre, l'insuffisance d'une réserve ou de l'alimentation est repérable directement à l'amont du réseau collectif, généralement par le gestionnaire. Nous allons envisager ces deux aspects separément.

1.2.1 Défaillances constatées à l'aval d'un réseau

(*a*) *An niveau de la prise* :

C'est souvent ainsi que les choses débutent, par des plaintes d'agriculteurs qui ont une mauvaise qualité de service. Comme il est souvent difficile de savoir exactement à quoi s'en tenir, on peut contrôler l'état réel de fonctionnement du réseau par simulation : on calcule alors prise par prise, dans un grand nombre de cas proches de celui où les défaillances ont été constatées, le débit réel théorique délivré par l'ouvrage de tête. Ce calcul effectué à l'aide du programme iCARE ([3]) peut sembler très théorique; il présente toutefois plusieurs intérêts : le premier est de *caler les paramètres du modèle hydraulique* utilisé pour représenter la réalité ; encore faut-il que cette réalité soit connue : il nous est en effet souvent arrivé dans cette

phase de calage du modèle, de faire vérifier leurs données aux gestionnaires de réseaux car celles-ci étaient erronées. Le deuxième intérêt est de permettre une *connaissance objective* du fonctionnement du réseau, des zones où se produisent le plus fréquemment les défaillances et des prises où la qualité de service est toujours trop mauvaise. Sur le plan quantitatif également on accède à une connaissance objective au niveau global, en classant les prises en fonction du rapport $\frac{\text{Débit délivré}}{\text{Débit nominal}}$ (Q/QN) ou $\frac{\text{Pression délivrée}}{\text{Pression requise}}$ (P/PN). Sur la Figure 1 relative au réseau de MARMANDE (Lot et Garonne), on peut voir que, si le rapport P/PN est très souvent supérieur à 1, il est parfois inférieur à 1 (zone en pointillés). A titre annexe, cette figure montre l'influence régulatrice satisfaisante des limiteurs de débit sans lequels (courbe 1) un nombre beaucoup plus élevé de prises ne reçoivent pas satisfaction. Si ce point ne présente pas d'intérêt pour les réseaux français où les bornes d'irrigation sont en général équipées de limiteurs de débit, il en a par contre pour les pays qui construisent des réseaux d'irrigation sous pression sans cet équipement.

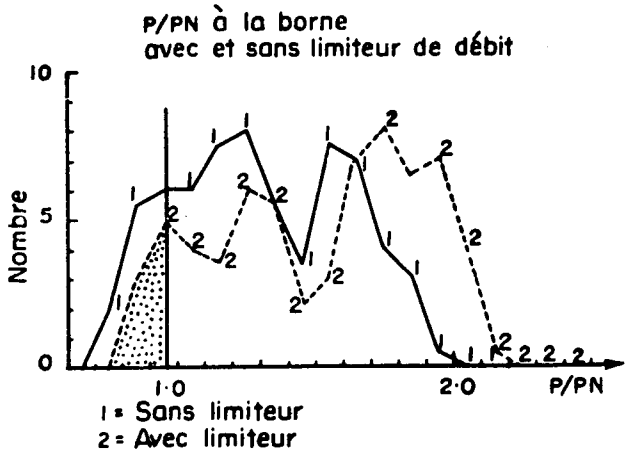


FIGURE 1 : Confort en pression au niveau des prises.
Réseau de MARMANDE.

Il n'en reste pas moins que cette analyse au niveau de la prise, si elle renseigne bien sur la physionomie du réseau et sur la réalité des défaillances, ne donne pas de renseignements sur le type de remèdes qu'il faut étudier. On est obligé pour cela de travailler avec d'autres outils qui donnent une représentation globale du réseau.

(*b*) *Au niveau global* :

Un réseau d'irrigation par aspersion a trois composantes : un ouvrage de tête (première composante) délivre par un réseau de tuyaux (deuxième composante) un débit et une pression à des agriculteurs (troisième composante).

(*i*) *1ère composante* : L'*ouvrage de tête* (pompe ou réservoir) est facilement représenté dans le plan (Z, Q) par une courbe ou un ensemble de courbes données

(*ii*) *2ème composante* : le *réseau de tuyaux* est plus délicat à représenter puisqu' un même débit de tête peut provenir d'un très grand nombre de configurations différentes de prises ouvertes. La représentation classique (simple) consiste à dire que la charge nécessaire pour tous les débits possibles est celle nécessaire pour le débit de projet. On arrive ainsi à une caractéristique réseau horizontale [Figure 2(*a*)]. Dans la réalité, un réseau d'irrigation peut fonctionner avec une multitude de configurations d'ouverture de prise. La représentation exacte du fonctionnement du réseau correspond donc à la Figure 2(*b*). Mais d'une part, ce nuage de points de fonctionnement est quasi impossible à déterminer (points trop nombreux), d'autre part, il est de peu d'intérêt pratique.

D'où l'idée de tracer des courbes représentant statistiquement ces différentes possibilités [Figure 2(*c*)] La *courbe indicée* C_α, pour $\alpha = 33\%$ par exemple, est telle que pour tout point situé au dessus d'elle, le réseau n'est pas défaillant pour au moins 30% des configurations de prises ouvertes. Le faisceau des courbes indicées est borné par la courbe C_0 en dessous de laquelle il y a toujours défaillance et la courbe C_{100} au-dessus de laquelle il n'y a jamais défaillance.

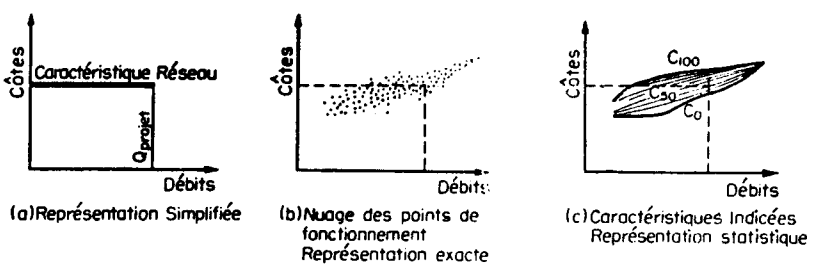


FIGURE 2: Représentation du fonctionnement d'un réseau.

En fait, le terme défaillance est pris ici dans un sens trés strict : il suffit qu'en une prise, la pression disponible soit inférieure à la pression requise, ne serait-ce que de 1 mm $_{CE}$, pour qu'on considère ou'il y a défaillance. On peut se demander ce que ça représente au niveau de la prise : on montre ci-dessous (Figure 3) pour les caractéristiques indicées du réseau de MARMANDE Sud (Lot et Garonne) à 10%, 50%, 90%, le pourcentage de prises ayant un déficit de pression supérieur à 10% de la pression nominale ; on y voit par exemple, que pour la caractéristique indicée à 90%, aucune prise n'a un déficit de pression supérieur à 10%. La représentation du fonctionnement du réseau par le moyen du faisceau des caractéristiques indicées est donc trés sévère. Nous devrons en tenir compte lors de l'établissement de la caractéristique de projet.

(*iii*) Il faut maintenant s'intéresser à la *troisième composante* du réseau d'irrigation, c'est-à-dire *les utilisateurs*, et c'est la partie la plus délicate lorsqu'on n'a pas un enregistreur de débit en tête du réseau. Il est en effet difficile d'obtenir des indications précises, même par enquête

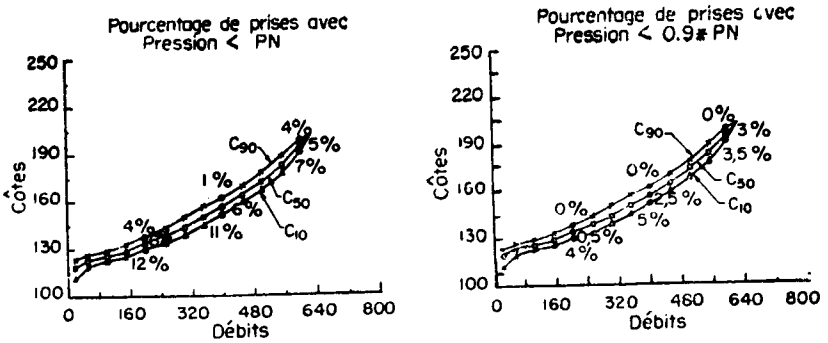


FIGURE 3 : Correspondance entre les caractéristiques indicées et le confort à la prise. MARMANDE Sud.

auprès des irrigants, sur la période de pointe, l'heure de pointe, la forme de la modulation journalière, etc... les renseignements donnés par les irrigants, sont indispensables, mais ils sont ponctuels et rarement quantitatifs ; les agglomérer au niveau global est de plus impossible.

Quand on fait l'analyse des défaillances, il importe de savoir si elles sont rares ou non ; il est donc intéressant d'obtenir l'histogramme des débits réels à partir d'enregistrements. La Figure 4 montre celui qu'on a obtenu pour le réseau de CHANAS (Isère) en prenant les débits de toute la période d'irrigation. On voit que les faibles débits sont de loin les plus fréquents, ce dont il faut se souvenir lorsqu'on choisit la régulation d'une station de pompage. Mais les histogrammes qu'il faut tracer lorsqu'on s'occupe des défaillances, sont ceux qui concernent la période de pointe.

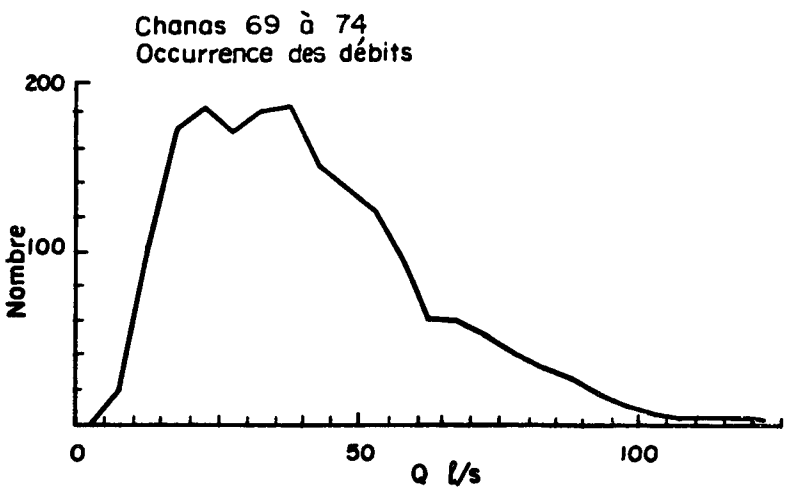


FIGURE 4 : Histogramme des débits pour toute la période d'irrigation. CHANAS.

La figure 5 montre nettement pour le réseau des Milles que lorsque l'on resserre la période d'oscultation du réseau, la courbe d'occurrence des débits voit son maximum se déplacer vers les forts débits.

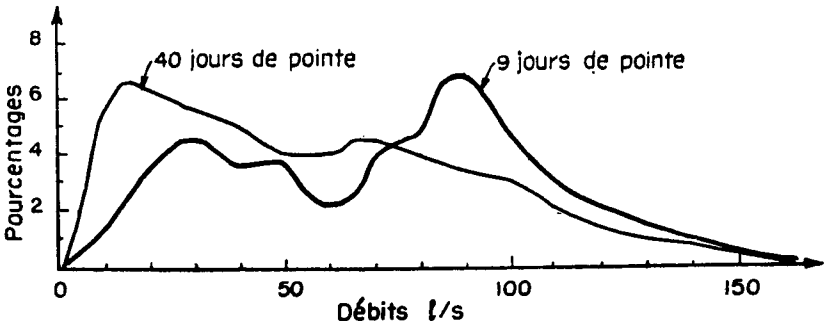


FIGURE 5 : Réseau des Milles pour les 9 jours de pointe et les 40 jours de pointe.

Il faut de plus faire remarquer ici le rôle de la modulation journalière: à volume consommé égal, si elle est faible, les risques de défaillance sont moins grands, comme le montre la Figure 6. La connaissance de cette modulation journalière est donc primordiale, car si elle est très marquée (réseau A), c'est que le réseau n'est pas saturé. Dans un tel réseau, les défaillances s'expliquent par une absence d'adaptation des irrigants au réseau. Le dépassement du débit de project et les défaillances qui en découlent pourraient être évités en modifiant les règles de gestion : un renforcement dans ce cas mériterait le nom de renforcement de confort. La connaissance de cette modification journalière est donc très utile dans une analyse de défaillances. Nous donnons (Figure 7) quelques formes de cette modulation journalière que nous avons pu déduire d'enregistrements de débits effectués sur des réseaux du Sud-Est de la France. On note par exemple qu'entre les réseaux de CHANAS et SAULCE (géographiquement très proches), il existe une grande différence : CHANAS est très modulé (réseau très "confortable"), SAULCE a peu de modulation. Ces différentes figures montrent que, s'il y a une certaine uniformité régionale, les différences peuvent être importantes d'un réseau à l'autre.

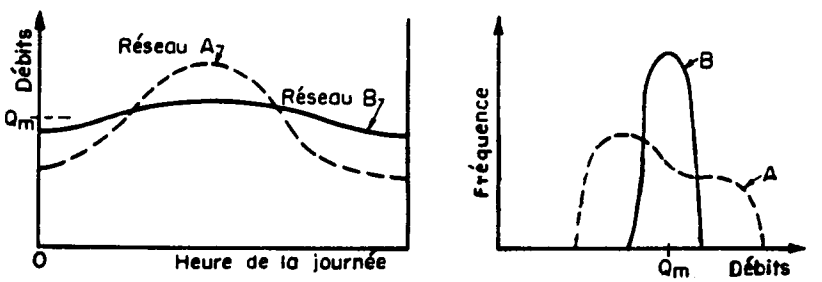


FIGURE 6 : Influence de la modulation journalière sur la loi statistique de débits.

Notons enfin qu'au niveau d'un projet de réseau, il est très difficile de connaître la modulation journalière bien qu'elle puisse être partiellement prévue (car peu marquée) dans le cas où les irrigants utilisent des machines à arroser ou pour un réseau moyenne pression automatisé avec couverture totale.

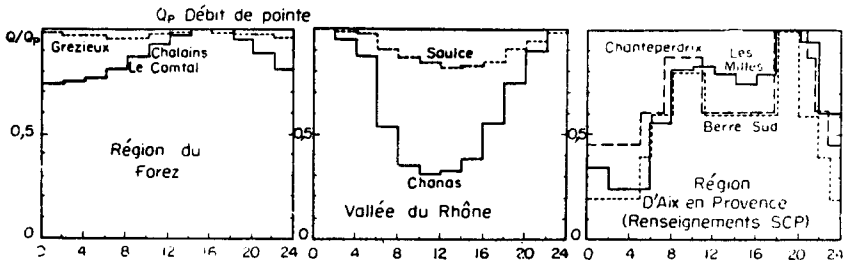


FIGURE 7 : Demande journalière d'eau d'irrigation par aspersion.

Grezieux	390 ha	Maïs et cultures fourragères irriguées par machines d'arrosage ou couverture totale.
Chalains Le Comtal	580 ha	Cultures fourragères. Maïs. Machines d'arrosage.
Chanas	140 ha	Verger. Aspersion classique.
Saulce	860 ha	Vergers et maïs. Couverture totale et machines d'arrosage.
Les Milles	210 ha	Polyculture (Maraîchage. Maïs. Fourrages). Asperion Classique.
Berre Sud	1140 ha	Maraîchage. Aspersion Classique.
Chanteperdrix	3480 ha	Polyculture. Aspersion classique.

(*c*) *Confrontation globale :*

Il est maintenment possible de confronter les courbes représentatives des trois composantes de l'aménagement dans un graphique global (Figure 8), pour lequel on représente le comportement des agriculteurs par deux courbes, les histogrammes des débits en période de pointe et sur toute la période d'irrigation : ces deux histogrammes sont d'ailleurs bornés supérieurement par le débit de la station de pompage puisqu'on s'occupe ici du *domaine de fonctionnement réel* de l'aménagement. On peut dire que l'aménagement représenté par les courbes de la Figure 8 fonctionne de façon satisfaisante car le débit en période de pointe est très souvent inférieur au débit de la pompe et que la satisfaction accordée par les pompes et le réseau est bonne ; la caractérististique indicée à 40 pour cent donne

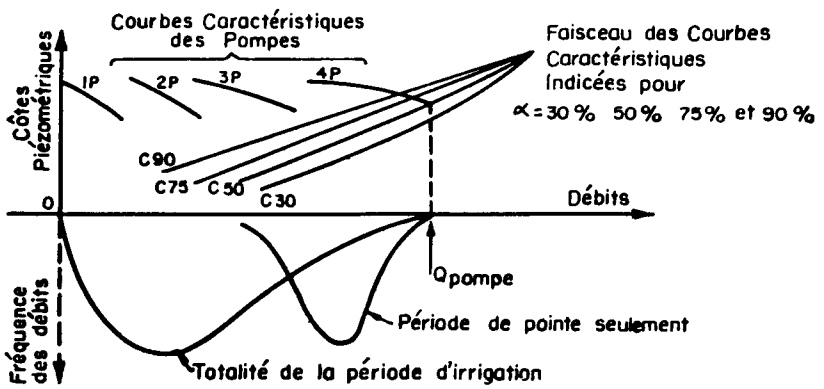


FIGURE 8: Représentation des trois composantes d'un aménagement.

quelques prises défaillantes mais pas beaucoup ; à titre de point de comparaison indiquons que le point de fonctionnement usuellement calculé par les méthodes classiques lors d'un projet neuf se trouve sur la caractéristique indicée à 50 pour cent.

La Figure 9 représente par contre un aménagement defaillant : d'une part, le débit souhaité par les agriculteurs est supérieur à celui que peut donner la pompe, d'autre part, même pour ce débit, la satisfaction est mauvaise (inférieure à 10 pour cent d'après les caractéristiques indicées). On voit que ce graphique indique les directions dans lesquelles on peut rechercher la solution : agir sur l'occurrence des débits pour que le débit maximal soit moins fréquemment atteint, donc modifier le comportement des agriculteurs (en organisant un tour d'eau par exemple) le nombre de pompes, abaisser le faisceau des caractéristiques indicées par renforcement du réseau, changer la hauteur de refoulement pratique (en changeant la régulation ou les pompes elles-mêmes). Toutes ces directions de solutions peuvent être utilisées conjointement évidemment.

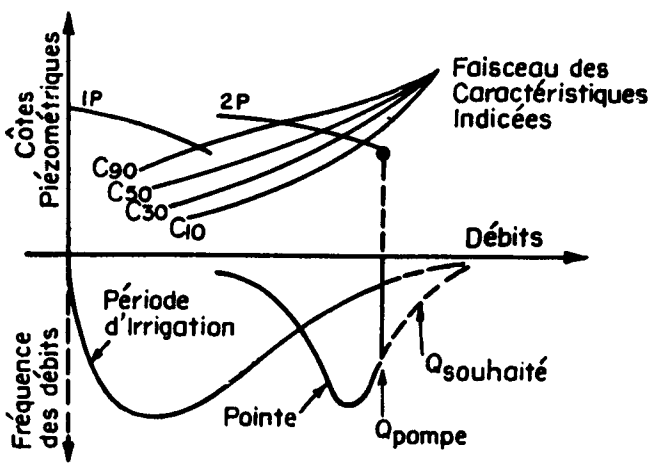


FIGURE 9 : Représentation d'un réseau défaillant

Nous présentons sur la Figure 10 des cas plus simples où une solution technique (autre qu'un rationnement ou un tour d'eau) se dégage avec évidence :

Le débit souhaité est plus grand, le faisceau des caractéristiques indicées est assez plat (réseau descendant) ; ajouter une pompe devrait suffire.

Le débit souhaité n'est pas beaucoup plus grand mais la satisfaction n'est pas bonne vers les grands débits. Le faisceau des caractéristiques indicées a une forte pente (réseau montant et/ou fortes pertes de charge). Ajouter une pompe ne sert à rien, il faut changer les pompes ou renforcer le réseau.

Une difficulté non négligeable se présente lorqu'on analyse le domaine de fonctionnement réel d'un réseau : c'est que *les trois composantes du*

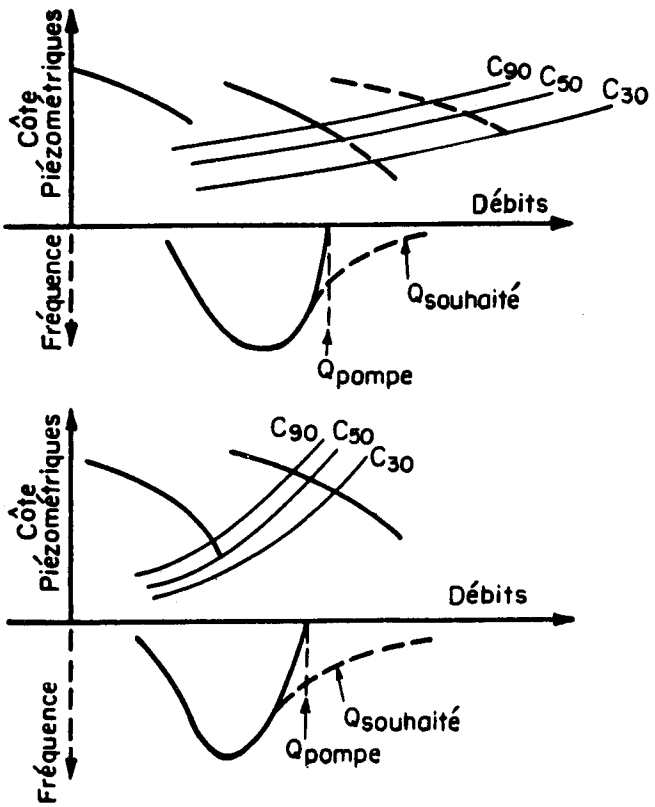


FIGURE 10 : Autres représentations de réseaux défaillants

système ne sont pas indépendantes. En effet, les agriculteurs s'adaptent au système matériel qui leur délivre de l'eau et essaient de l'utiliser au mieux et il est tout à fait possible qu'avec un réseau non défaillant, leur comportement soit différent. Inversement le réseau est représenté par des faisceaux de caractéristiques indicées différentes suivant qu'on l'utilise à la demande totale, restreinte ou au tour d'eau. L'exemple de MARMANDE Sud ci-après illustre bieu cette difficulté.

(*d*) *Point de vue statistique* :

L'analyse des défaillances d'un aménagement peut être faite sans que pour autant on décide d'y remédier. Intervient en effet dans la décision, le point de point de vue statistique : une défaillance observée en année exceptionnelle, peut en effet être tout à fait acceptable. La Figure 4 montre de façon éloquente la variabilité de la demande en irrigation. Il faut donc situer la durée de retour d'une défaillance constatée par rapport à celle de la séchdresse contre laquelle on a voulu se protéger lors du projet initial. C'est seulement de cette configuration que doit découler la décision d'un renforcement.

(e) *Exemple d'analyse du fonctionnement et de défaillance*

(i) *Réseau de GOOS (Landes)* : Ce réseau de la région du Sud-Ouest de la France semblait largement saturé à en croire les plaintes des irrigants. On constate une baisse de pression quasi générale pour un débit de l'ordre de 100 l/s. Le désir du gestionnaire était d'avoir au moins 140 l/s. L'installation d'un groupe supplémentaire perment-elle de résoudre le problème ? Traçons les courbes représentatives (Figure 11),

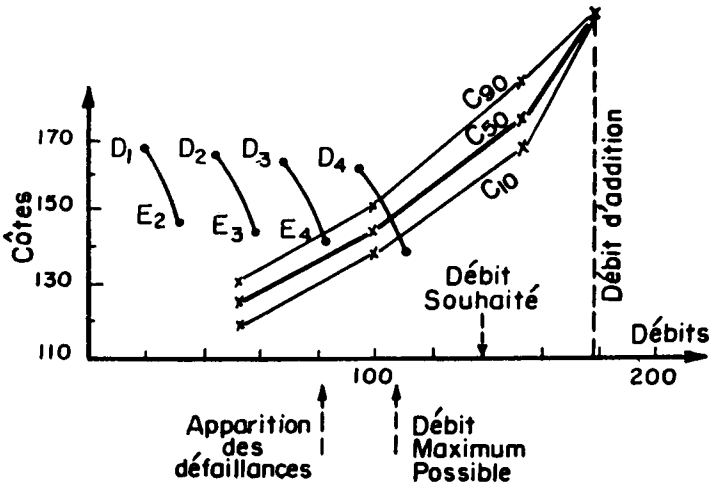


FIGURE 11 : Réseau de GOOS : état actuel

On voit sur ce schéma une régulation manométrique à 4 pompes dont les plages de fonctionnement recoupent les caractéristiques indicées dès la 3 ème pompe. Si l'on admet en première approximation que le réseau recommence à ressentir une défaillance lorsque l'on passe en dessous de la cararéristique indicée à 50 pour cent, on constate que cela commence dès que l'on enclenche la 4ème pompe donc dès le débit est plus grand que celui du point E_4 (environ 80 l/s), que la défaillance devient quasi générale à 100 l/s et que le réseau ne peut fournir plus de 110 l/s. Ces déductions recoupent parfaitement les constatations effecturées sur le terrain, on peut donc penser que la représentation du fonctionnement du réseau par les caractéristiques indicées est correcte.

En analysant ensuite le volet "débit demandé par les agriculteurs", on a de plus constaté qu'un des paramètres de décision du projet initial était sous-estimé et qu'après rectification, le débit de projet est en fait de l'ordre de 115 l/s. Un renforcement est donc nécessaire pour parvenir au moins à ce débit-là. Cherchons des directions de solution à partir des courbes de la Figure. La remontée assez forte des carractèristiques indiquées, montre que l'installation seule de groupes complémentaires n'améliorera absolument pas le fonctionnement. On peut par contre trouver dès à présent des remèdes efficaces :

- Si l'on veut éviter la défaillance jusqu'à 115 l/s, il faut soit changer les

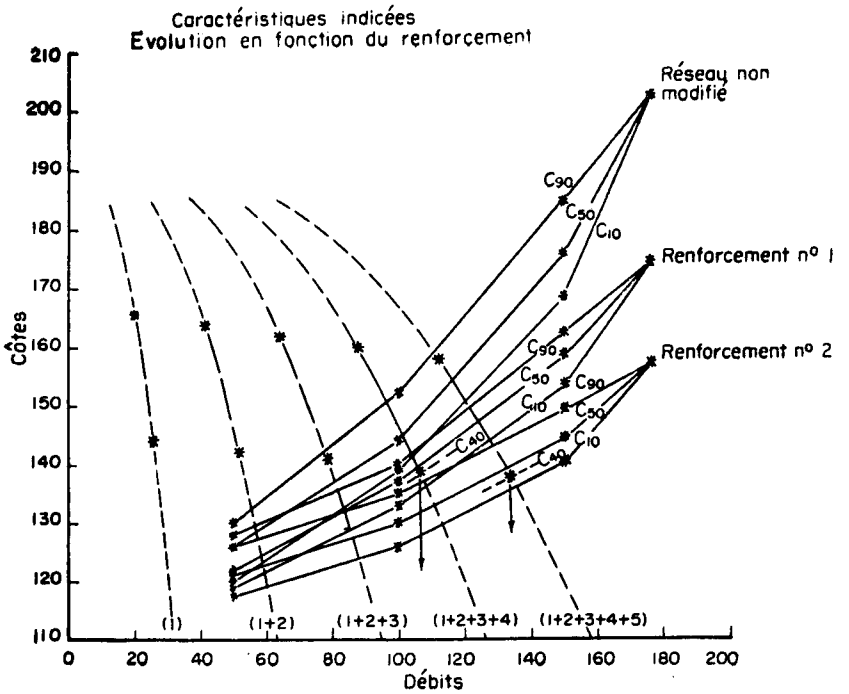


FIGURE 12 : Réseau de GOOS—Etat actuel et renforcements

pompes, soit plus valablement renforcer le réseau de façon à rabaisser le faisceau des caractéristiques indicées jusqu'à ce que la courbe de la 4ème pompe soit totalement au-dessus de la caractéristique indicée 50 pour cent;

- Si l'on veut éviter la défaillance jusqu'au nouveau débit de projet 140 l/s, la meilleure solution consiste en l'adjonction d'une 5ème à condition de renforcer également le réseau de façon à ce que la caractéristiqe 50 pour cent descende au-dessous de la courbe de la 5ème pompe (renforcement plus poussé bien entendu que dans l'hypothèse précédente).

(*ii*) *Réseau de LUSSAS (Ardèche)*: Il ne s'agit pas ici d'un réseau défaillant qu'il s'agirait de renforcer, mais nous avons analysé en prenant ce réseau comme exemple, l'effet des limiteurs de débit installés sur les bornes d'irrigation (nous supposons que leur présence ou absence va de pair avec celle d'un régulateur de pression aval). Il existe en France quelques réseaux où, par souci d'économie, on n'a pas installé ces dispositifs, mais ce n'est pas le cas général, au contraire de beaucoup de pays pour lesquels cette analyse présente donc de l'intèrêt.

On peut penser a priori qu'en ne mettant pas de limiteurs de débit, les prises les plus proches de l'ouvrage de tête ont un débit supérieur à ce qui leur est nécessaire, mais que cela se fait au détriment de celles qui sont

plus éloignées. On a déjà vu cet effet-là sur le réseau de MARMANDE Sud (Figure 1) qui est un réseau alimenté par une station dc pompage. Voyons ici le cas d'un réseau descendant alimenté par un réservoir.

Le réseau de LUSSAS possède 213 prises sur 140 ha pour un débit d'addition de 425 l/s, et un débit de projet de 150 l/s. La réserve est à la cote 380 m. On a situé sur la Figure 13 la caractéristique indicée à 50 pour cent. On voit que le point de fonctionnement prévu (380 m, 150 l/s) se trouve placé sur cette courbe, ce qui est souvent le cas au niveau des projets et qui indique un fonctionnement correct. Si on analyse les défaillances au niveau de la prise (Figure 14), pour 66 prises ouvertes (débit de 150 l/s), on constate que 3 d'entre elles seulement ont une défaillance qui est de plus très légère. Si on fait la même analyse en simulant des bornes sans limiteurs de débit, on constate que le débit délivré devient égal à 175 l/s car beaucoup de prises (55) ont alors un confort supérieur à ce qui leur est nécessaire, tandis que 11 autres présentent par contre une défaillance, parfois jusqu'à 10 pour cent du débit nominal. Pour éliminer ces défaillances, il faudrait augmenter la cote en tête de 8 m.

$$\left(\frac{\Delta H}{H} = 2\,\frac{\Delta Q}{Q} \text{ et } H = 40 \text{ m}\right)$$

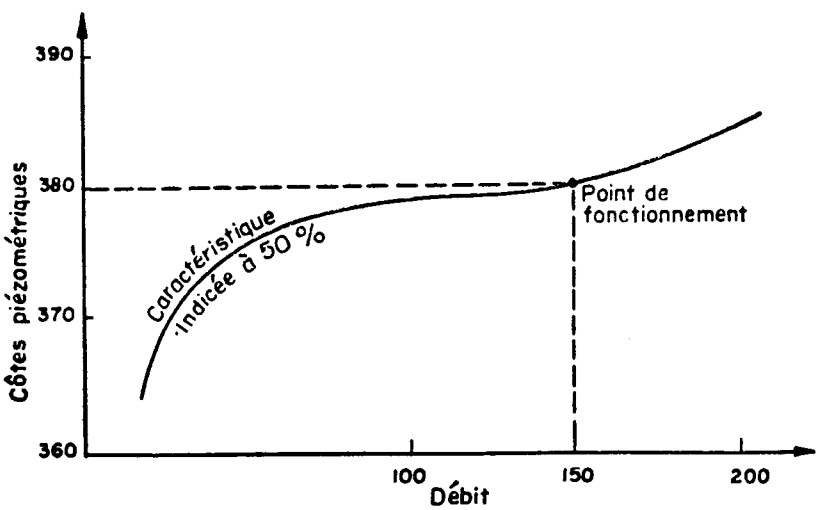


FIGURE 13 : Caractéristique indicée à 50 pour cent et point de fonctionnement. LUSSAS

(iii)Réseau de MARMANDE Sud (Lot-et-Garonne): Le réseau de MARMANDE Sud a une surface réellement irriguée de 6 à 700 hectares, dont les 3/4 son en maïs.

A la suite de l'évolution des surfaces irriguées et des cultures (le maïs était inexistant lors de la construction du réseau qui était prévu pour du tabac), le réseau est devenu insuffisant.

En attendant un renforcement, on a adopté une séparation du réseau tout d'abord en 4 secteurs (dont 3 pouvaient fonctionner simultanément)

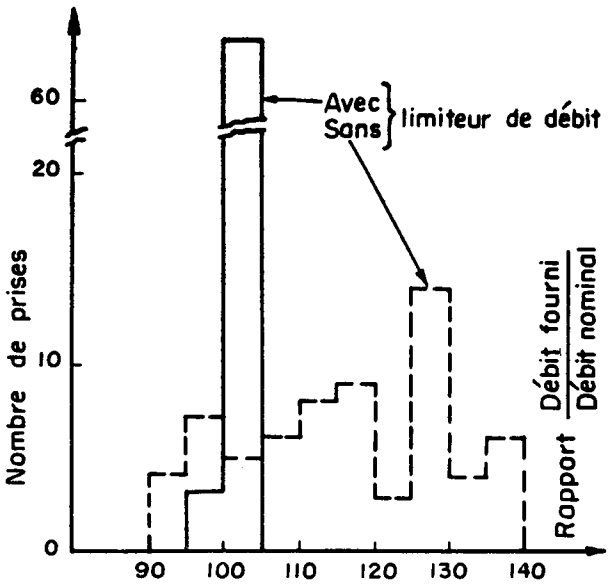


FIGURE 14 : Confort en pression au niveau des prises

puis en 3 secteurs dont 2 en fonctionnement simultané, et enfin en 2 secteurs en 1979.

Donc au moment du projet de renforcement, le fonctionnement de chaque secteur était autorisé pendant 3 jours consécutifs et interdit les 3 jours suivants.

Pendant la période de pointe, l'irrigation du maïs se fait d'une façon quasi continue; les parcelles sont équipées en quadrillage total, et chaque poste a une durée de 12 heures permettant, à partir d'une prise de 10 m³/h, d'apporter 48 mm d'eau sur une surface de 0,25 ha. Quelle que soit l'organisation du réseau, (à la demande ou au tour), les parcelles de maïs sont arrosées au rythme de 2 postes par jour.

Il nous a semblé intéressant d'analyser les différents modes de fonctionnement de ce réseau; la difficulté la plus importante qui a été rencontrée consiste en la détermination du débit de fonctionnement: celui demandé par chaqne sous-réseau est à peu près connu; pour le débit qui serait demandé pour le résean entier fonctionnant à la demande s'il n'était pas saturé, on a raisonné à partir des informations données par les irrigants : ils irrigueraient de la même façon (2 postes par jour), mais ils pourraient apporter 2 doses partout, sur une surface un peu plus grande, et en ce qui concerne le maïs, pendant la période critique. On peut donc penser que le débit du réseau entier serait égal à la somme de celui des deux zones. Il est évident que des enregistrements de débits nous auraient permis de mieux cerner cet aspect du problème.

La Figure 15 montre clairement qu'avec une telle demande 350-400 l/s les installations actuelles ne suffisent pas. La Figure 16 montre ce qu'il en est pour chacun des sous-réseaux. On voit que l'amélioration est suffisante.

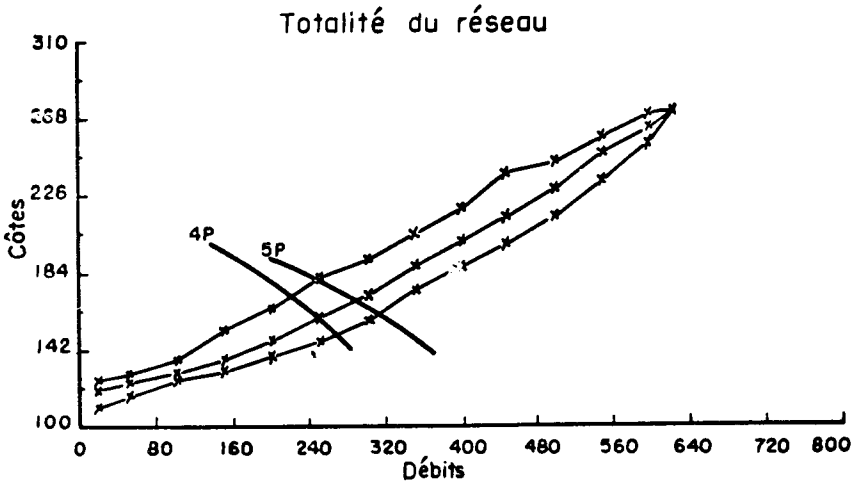


FIGURE 15 : Réseau de MARMANDE Sud. Etat actuel de réseau

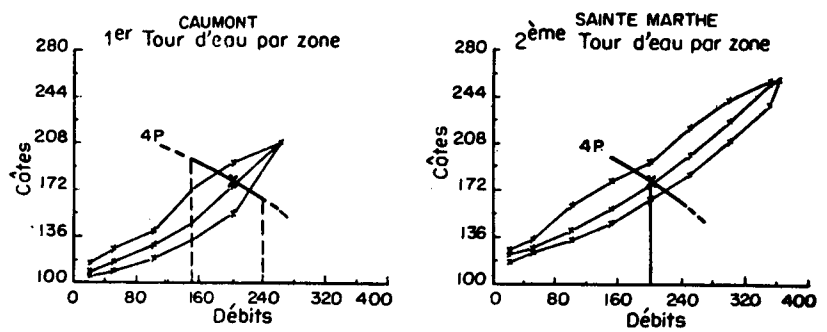


FIGURE 16 : MARMANDE Sud. Fonctionnement de chacun des sous-réseaux (par zones)

Il est intéressant de remarquer qu'un tour d'eau organisé différemment sur le plan spatial aurait donné de meilleurs résultats.

La Figure 17 montre ce qu'on aurait obtenu si, au lieu d'organiser un tour d'eau par zones géographiques, on l'avait fait au niveau de la borne, c'est-à-dire en répartissant les bornes en fonctionnement simultané, dans tout le réseau, pour diminuer les pertes de charge. L'amélioration est spectaculaire et justifie les recherches de nouveaux modes de fonctionnements dits "à la demande restreinte" entreprises par la Société dn Canal de Provence, même si l'organisation d'un tel système se heurte à des difficultés pratiques.

Nous avons détaillé cet exemple car il illustre bien la dépendance déjà signalée qui existe entre les agriculteurs et le réseau.

En ce qui concerne le renforcement, souhaitable puisque le réseau est

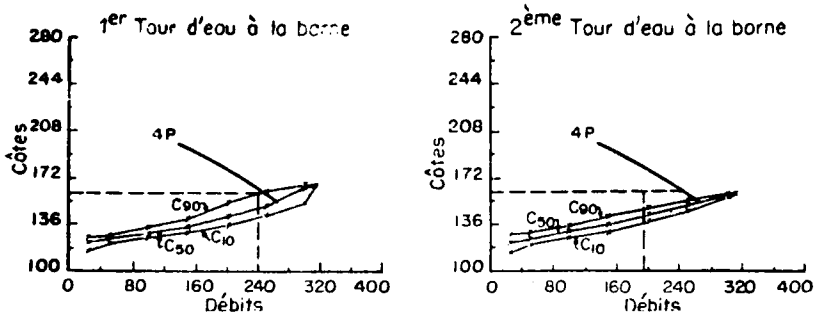


FIGURE 17 : MARMANDE Sud. Fonctionnement de chacun des sous-réseaux (bornes dispersées)

en état permanent de saturation, la figure 15 montre bien que, pour arriver à un débit de l'ordre de 400 l/s, ajouter une 5 ème pompe ne suffit pas, et qu'une 6 ème pompe ne donnerait pas une bonne qualité de service. Il est absolument nécessaire, si on ne veut pas changer toutes les pompes pour en augmenter la hauteur de refoulement, de renforcer le réseau et d'abaisser ainsi le faisceau de caractéristiques indicées. C'est alors seulement que l'installation d'une 6 ème pompe donnera satisfaction.

1.2.2 Défaillances constatées à l'amont d'un réseau

Envisageons maintenant le cas où le facteur responsable des défaillances n'est ni le débit fourni par une station de pompage et/ou sa pression, mais le volume disponible. Contrairement à ce qui se passe pour les défaillances envisagées au paragraphe précédent, c'est ici le gestionneire qui est en général le premier averti de cette insuffisance. Après avoir cité, pour mémoire, le domaine des rêserves annuelles, nous regarderons celui des réserves de compensation journalière.

(*a*) *Réserves annuelles* :

Le problème des réserves à variation annuelle ou inter-annuelle est du domaine de l'hydrologie et de l'aménagement des eaux, et ne sera pas étudié. Il peut conduire à la simulation de la gestion de la réserve pour en déterminer les meilleures règles d'utilisation, particulièrement quand les apports sont aléatoires. La difficulté est d'ailleurs souvent dans le choix du critère qui définit la meilleure règle de gestion, car le problème d'optimisation économique (maximisation du bénéfice par exemple) est souvent très complexe. On arrive parfois à le simplifier: par exemple, dans le cas d'une extension d'un réseau s'alimentant à partir d'une réserve existante limitée, et quand une nouvelle réserve n'est pas envisageable, on peut optimiser le bénéfice sous la contrainte d'un volume global limité et déterminé si on a intérêt soit à irriguer la surface maximale en le faisant avec un faible volume. soit à limiter la surface irriguée en lui délivrant le volume optimal. Dans le premier cas, il faut bien sûr se pencher sérieusement sur le calendrier de l'irrigation dc façon à être sûr qu'on apportera de l'eau pendant les périodes critiques des cultures.

(*b*) *Réserve de compensation journalière*:

Il s'agit ici d'une réserve destinée à écrêter la pointe des demandes à l'intérieur de la journée. Son volume dépend donc du régime des apports et de celui des demandes.

(*i*) *Régime des apports*: Ils dépendent en général du cas de figure et toutes les possibilités existent : apports constants sur 24 h (débit réservé d'une dérivation, débit maximal d'une canalisation on d'une station de pompage), apports constants sur moins de 24 h (pompes fonctionnant en heures creuses), apports variables au cours de la journée: réseaux multi-étages où les apports à la réserve sont constitués par la différence entre le débit pompé en tête et celui qui est consommé par les étages amont.

(*ii*) *Régime des demandes*: Celles-ci sont également très variables, suivant le type d'utilisation (eau agricole, eau industrielle ou eau potable). Nous avons déjà abordé ce problème en ce qui concerne les réseaux d'irrigation sous pression (voir 1.2.1.b) puisque nous avons étudié l'influence de la modulation journalière sur la loi statistique des débits appelés: nous avons d'ailleurs présenté (Figure 6) des formes particulières de cette demande journalière, enregistrées sur des réseaux du Sud-Est, pendant la période de pointe. Il est donc inutile d'insister plus longuement.

(*iii*) *Analyse des défaillances:* Cette analyse s'opère en confrontant sur un même graphique, la courbe des débits cumulés des apports et la courbe des débits cumulés et des demandes simultanées. Ce graphique permet d'ailleurs également de calculer le volume de la réserve qui est nécessaire, ainsi que l'indique la Figure 18.

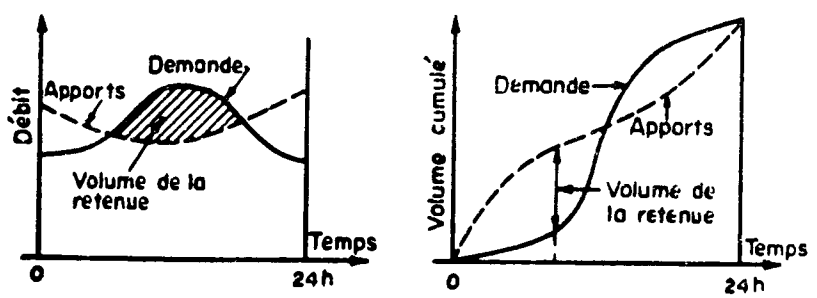


FIGURE 18 : Confrontation des volumes cumulés des apports et de la demande

Nous allons donc maintenant confronter ces deux courbes et pour cela, distinguer deux cas:

Cas où les apports sont globalement suffisants

La défaillance peut provenir alors d'une modification par rapport au projet initial du régime des apports ou de celui de la demande, ou des deux à la fois. Ces modifications proviennent la plupart du temps d'un changement quantitatif ou qualitatif dans le matériel disponible à le parcelle: les irrigants qui ont plus de matériel mobile, peuvent arroser quand ils le désirent, la modulation journalière se creuse et la retenue de compensation devient insuffisante. Le même phènomène peut s'observer en sens inverse: l'acquisition de machines d'arrosage régularise la demande, rend la réserve

de compensation surdimensionnée, mais dans ce cas, personne ne s'en rend compte.

Pour trouver une solution, on peut jouer sur chacune des trois facettes du problème ou sur deux d'entre elles à la fois: le réserve (en l'augmentant si c'est possible), la modulation des apports (en l'adaptant à la demande), lo modulation de la demande (en l'adaptant à celle des apports). Dans les deux derniers cas, par une meilleure organisation du fonctionnement des installations, on peut éviter la surélévation d'une digue ou la construction d'une nouvelle réserve. Il faut même insister sur cet aspect car la décision d'un surélèvement de digue ou d'une construction de réserve est bien plus facile à prendre que celle d'imposer un bon fonctionnement des installations.

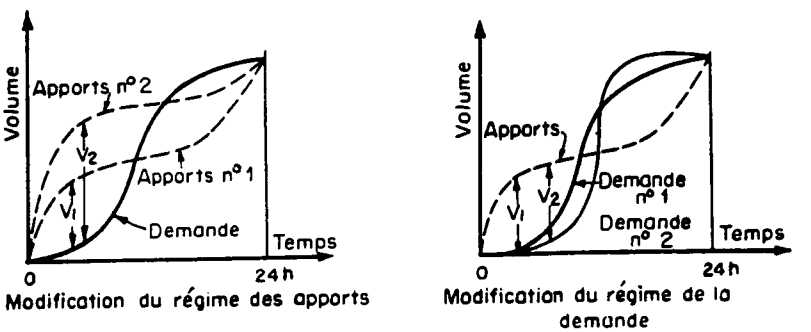


FIGURE 19 : Modification du régime des apports ou de la demande

Cas où les apports sont globalement insuffisants :

Il faut là-aussi confrotner les deux courbes de la demande et des apports pour raisonner valablement ; mais avant de le faire, précisons que nous nous cantonnerons au cas de la modulation journalière ; certains problèmes abordés ci-après pouvant l'être dans le cadre plus large d'une modulation inter-annuelle.

La Figure 20 montre clairement qu'on ne peut satisfaire la demande totale même en augmentant le volume de la réserve, même en modulant le régime des apports, ou celui de la demande. Si on veut que les irrigants aient satisfaction, il faut fournir un volume $\triangle V$ supplémentaire, donc suivant les cas, augmenter le nombre de pompes, les volumes stockés, les diamètres des conduites, etc... La conception du renforcement dépend des cas partieuliers.

En attendant ce renforcement, la seule solution consiste à rationner la demande, en limitant la durée d'arrosage (cas d'un réseau saturé) ou en réduisant les quantités d'eau fournies (pas forcément facile à réaliser en pratique).

(*iv*) *Point de vue statistique*:

Il ne suffit pas d'analyser les défaillances et d'en dégager des solutions: il faut aussi pouvoir décider si le renforcement mérite d'être fait ou non.

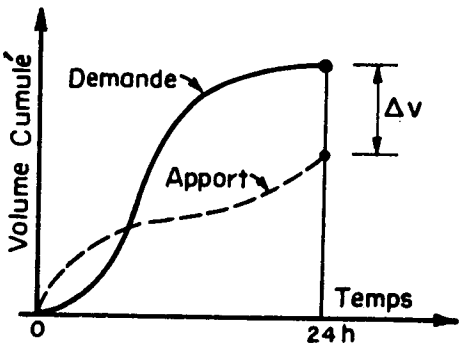


FIGURE 20 : Apports insuffisants

Il faut donc situer la défaillance de façon statistique: en effet une défaillance constatée in situ n'appelle pas forcèment un renforcement dans la mesure où elle se produit une année dite exceptionnelle: la sécheresse de 1976 par exemple, étant dans certaines régions d'une durée de retour supérieure à 10 ans, il n'était pas anormal que les équipements calculés pour une sécheresse de durée de retour 8 ans soient défaillants. Soulignons enfin qu'il peut y avoir corrélation entre la réduction des apports et l'augmentation de la demande ce qui rend particulièrement importante cette analyse statistique.

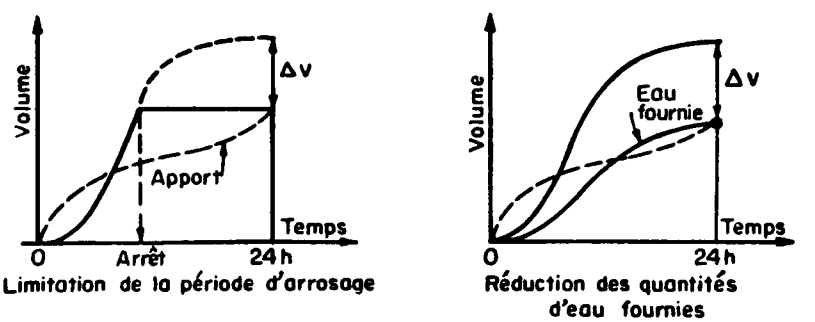


FIGURE 21 : Rationnement

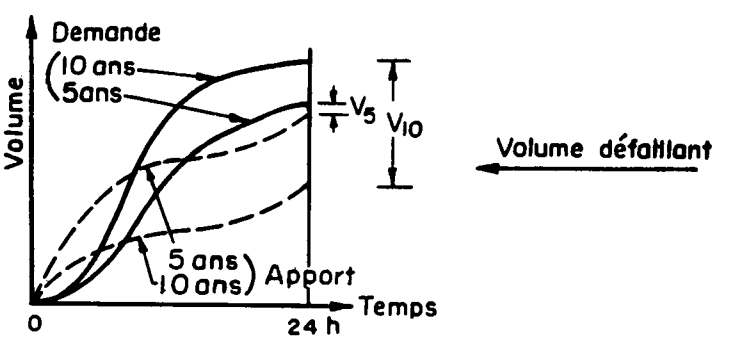


FIGURE 22 : Dépendance entre volume des apports et volume de la demande

2. RENFORCEMENT ET/OU EXTENSION

Dans le chapitre précédent, nous avons tenté de cerner le domaine de fonctionnement réel d'un aménagement et d'en analyser les défaillances; nous avons vu que cela nous permettait d'entrevoir les solutions qui étaient adaptées. Si la décision de principe d'un renforcement est prise, il faut le quantifier, mais pour le faire, il faut au préalable définir un domaine de fonctionnement théorique de l'aménagement renforcé avant d'étudier comment y parvenir.

2.1 QUANTIFICATION DES OBJECTIFS DU RENFORCEMENT

Le travail à faire est ici semblable à celui qu'il faut faire pour un aménagement neuf avec la différence très importante que certains paramètres de décision ont pu être précisés par l'analyse de ce qui existe: l'analyse statistique des défaillances, par exemple, éclaire le choix de la durée de retour à prendre en compte pour l'aménagement renforcé. Ce paramètre, souvent négligé, est pourtant fondamental puisqu'il décide aussi bien de la pointure du réseau que de la dimension des réserves.

Une précaution doit toutefois être prise quand on fixe le domaine de fonctionnement théorique du nouvel aménagement; il ne faut pas extrapoler en négligeant la dépendance qui existe entre le fonctionnement du réseau et le comportement des agriculteurs car ceux-ci peuvent avoir un comportement plus laxiste si leur réseau n'est pas saturé.

Il est peut être utile d'insister un peu sur ce point dont on a vu dans la première partie qu'il est le plus délicat à appréhender. Dans les réseaux fonctionnant à la demande où le débit d'équipement est supérieur au débit fictif continu, on utilise souvent en France la méthode théorique de CLEMENT pour calculer les débits. Intervient dans cette méthode, un paramètre difficile à déterminer a priori, noté r, dont on a pu montrer qu'il rend compte du comportement des agriculteurs et notamment de la modulation journalière. En reprenant les courbes de la Figure 6, on a ainsi trouvé les valeurs snivantes de r:

Les Milles, Berre et Chanteperdrlx (Bouches des Rhone)	CHANAS (Vallice du	SAULCE Rhonc)	Chalains le Comtal (Hante	GREZIEUX Laire)
$r = 0{,}75$	$r = 0{,}6$	$r = 0{,}95$	$r = 0{,}93$	$r - 1$

Si ces valeurs peuvent donner un ordre de grandeur utile pour fixer un domaine de fonctionnement théorique, il ne faut pas oublier qu'un renforcement augmente la liberté des irrigants qui auront donc tendance à accoroître la pointe journalière, ce qui diminue la valeur de r dans le schéma théorique de CLEMENT. Pour définir le domaine de fonctionnement théorique de l'aménagement renforcé. il faut donc peut-être modifier la valeur de r obtenue à partir des observations faites sur le réseau saturé.

En restant dans ce schéma théorique dont on sait qu'il permet au

projeteur de connaitre la loi statistique (théorique) du débit de tête, il faut ensuite fixer le *débit de projet*; on prend souvent le débit qui n'est dépassé que dans 5 pour cent ou 10 pour cent des cas. On peut donc se poser le problème de savoir comment choisir cette probabilité de dépassement du débit de pointe. Il faut tout d'abord insister sur le fait qui ce paramètre a beaucop moins d'influence sur la valeur du débit de pointe que le paramètre r dont on a parlé ci-dessus. Si on étudie toutefois son incidence sur les prix du réseau(6), on constate qu'elle est de l'ordre de 2 pour cent, alors que le prix croît de 13 pour cent, lorsque r passe de 1 à 0,6/(4). Par contre, la situation est relativement différente pour un renforcement: il peut arriver en effet qu'une augmentation de débit, même minime, impose le renforcement de nombreux tronçons uniquement pour respecter les conditions de vitesse maximale. Nous avons constaté cela pour le renforcement du réseau de BIAS (Lot-et-Garonne)où nous avons obtenu les résultats suivants:

Probabilité de non dépassement	Débit (1/s)	Prix (KF)
90%	330	204
95%	340	227

L'augmentation est donc de plus de 11 pour cent, pour une excellente qualité de service dans les deux cas.

Si l'objectif de débit d'un renforcement est toujours trés ardu à déterminer, l'objectif eu pression semble plus facile à fixer, au moins au niveau de la prise; et les outils de calcul du renforcement (voir voir 2.2) déterminent la cote nécessaire en tête comme on le fait pour un réseau neuf. Il y a tostefois un point à préciser dès maintenant même s'il concerne la phase de réflexion du renforcement qui est chronologiquement souvent la dernière: la régulation des pompes. En revenant à la représentation déjà explicitée, la loi statistique théorique de la période de pointe permet de fixer le débit de projet. La cote de projet est à déterminer, ou dèjà fixée, ce qui est le cas général pour un renforcement; et le réseau de tuyaux est donc dimensionné pour ce point de fonctionnement. Comme la pompe fonctionne sur toute la plage de débit, il faut se fixer une *caracteristique de projet*. Le faisceau des caractéristiques indicées peut servir de support pour ce faire; nous proposons (Figure 24) que la caractéristique de projet passe par le point de fonctionnement F déterminé par les méthodes usuelles, qui est souvent sur la caractéristique indicée à 50%*, s'appuie sur celle à 90% pour les petits débits, et au milieu, passe par exemple par le point placé sur la caractéristique 70 ou 75%.

* *Remarque* : Le choix de la caractéristique à 50 pour cent pour le débit de projet provient essentiellement de la *constatation* sur un très grand nomber de réseaux que le point de fonctionnement donné par une méthode d'optimisation de réseau (par exemple méthode discontinue de LABYE) se situe à proximité immédiate de cette courbe et l'on constate que ces réseaux donnent satisfaction et l'on sait (Cf. para 2.2. b) que 50 pour cent de configurations de prises défaillantes correspondeet en fait à un pourcentage beaucoup plus faible de prises défaillantes.

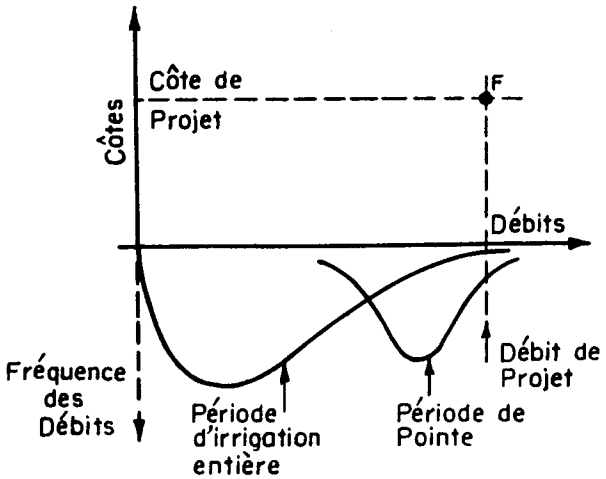


FIGURE 23 : Point de fonctionnement F

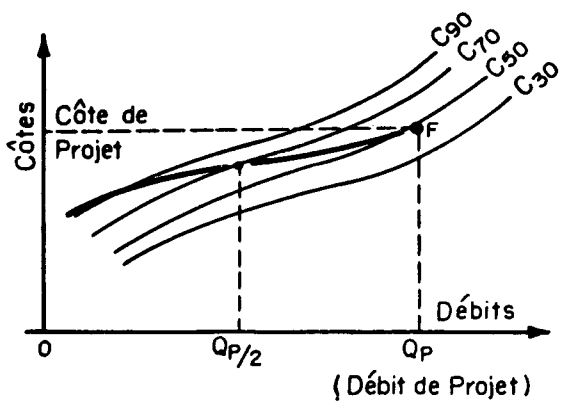


FIGURE 24 : Caractéristique de projet

Rappelons que pour les réseaux descendants, cette caractéristique de projet est proche de l'horizontale passant par F, mais que pour les réseaux montants et à forte perte de charge, elle peut avoir une pente important ce qui autorise les régulations avec pompes à vitesse variable qui économisent ainsi de l'énergie.

2.2 ETAPES D'UN RENFORCEMENT ET OUTILS DE CALCUL

Il reste à présent :

- à chiffrer les solutions du renforcement,
- à contrôler que le renforcement donne pleine satisfaction

Il va de soi que le contrôle de l'effet du renforcement va se faire avec les mêmes outils que l'analyse de la défaillance, Il faudra seulement vérifier que le fonctionnemcnt est correct dans le champs des contraintes fixées.

En ce qui concerne le renforcement proprement dit, il peut être nécessaire :

- de changer les pompes ou régulation,
- de modifier les volumes des retenues,
- de renforcer le réseau proprement dit.

2.2.1 Optimsation des diamètres d'un renforcement

Nous avons pour cela réalisé une extension de la méthode discontinue de LABYE au cas des renforcements. Cette méthode permet donc d'optimiser toutes les configurations possibles de réseaux ramifiés (réseau neuf, extensionts, renforcement, diamètres imposés). Le programme appelé RENFORS (1) écrit en FORTRAN, nécessite :

- la connaissance du réseau existant,
- un bordereau des canalisations avec leurs prix,
- les débits de projet tronçon par tronçon ou bien des éléments permettant de les déterminer (débit, probabilité d'ouverture de chaque prise),
- la cote en tête du réseau pour le débit de projet ou la courbe de prix pour l'installation d'un nouvelle station de pompage ou pour sa modification.

Le calcul consiste en la détermination de tous les diamètres, économiques sur les extensions, de tous les renforcements nécessaires sur la partie existante du réseau. On considère qu'un renforcement est obtenu par adjonction d'un diamètre ϕ_2 au diamètre existant ϕ_1 avec imposition (du moins dans la solution théorique) d'une communication entre la conduite principale et son renforcement :

- en tout noeud de calcul,
- en tout point où est décidé un changement de diamètre.

Dans le cas où la cote en tête est à redéfinir, le programme optimise l'ensemble ouvrage de tête + réseau de tuyaux du renforcement. On obtient ainsi le point F de fonctionnement (Figure 23).

2.2.2 Analyse du renforcement

Lorsqu'on a analysé. comme indiqué dans la première partie, les défaillances d'un aménagement, il est bon d'opérer de la même façon une analyse du réseau renforcé, et, au minimum, d'en tracer le faisceau des caractéristiques indicées. Il permet notamment de tracer la caractéristique du projet mais surtout, on obtient une vue synthétique du nouveau réseau

et on peut en définir les limites : on peut estimer par exemple l'effet de telle ou telle extension future sur la bonne marche du réseau (voir le réseau de BIAS 2.3.2) On peut bien entendu en déduire également les meilleurs pompes à mettre en place dans le cas où un renouvellement ou une extension de ce matériel s'impose (Cf. para 2.2.3).

2.2.3 Changements des pompes ou de leur régulation

Ayant déterminé la caractéristique de projet du réseau et la valeur du débit de projet, le choix de pompes nouvelles est aisé à définir: il suffit de placer des pompes telles que pour $Q < Q$ projet on ait toujours : H pompes $> H$ caractéristique . Cette condition n'est que nécessaire. L'intérêt de pouvoir travailler avec des références précises est que l'on peut également choisir la régulation la plus économique.

Connaissant l'histogramme des débits appelés au cours d'une saison d'irrigation (Cf. exemple de la Figure 3) ou à défaut une courbe d'occurrence des débits reflétant correctement la dissymétrie des débits appelés au cours d'nne saison, on peut simuler le fonctionnement du réseau avec telle ou telle régulation et en déduire le coût énergétique de l'irrigation pour chacune des régulations possibles. L'agglomération [coût investissement + coût entretien + coût énergie] permet alors de déterminer la régulation la plus économique.

2.2.4 Modification du volume de la retenue (de compensation journalière)

On a vu (Figure 18) que la confrontation entre la courbe des apports et celle des demandes donne le volume de retenu nécessaire. Il n'y a donc pas de difficulé particulière pour le calculer dès lors qu'on a déterminé ces deux courbes correspondant à la durée de retour choisie. Nous n'insisterons pas sauf pour rappeler que la modulation journalière a beaucoup d'influence sur ce volume comme en témoigne le tableau qui donne sa valeur pour les formes de la modulation journalière présentées sur la Figure 6 en admettant que les apports soienl constants.

Aménagement	Débit moyen en pour cent de Q_p	Volume de la réserve en m³ si Q_p est en m³/s.
Chanteperdrix	0,66	6300 . Q_p
Les Milles	0,66	5820 . Q_p
Berre Sud	0,54	8650 . Q_p
Chanas	0,66	10900 . Q_p
Saulce	1	2450 . Q_p
Chalains Le Comtal	0,88	3560 . Q_p
Grezieux	0,98	450 . Q_p

2.3 EXEMPLES DE RENFORCEMENT OU EXTENSIONS

2.3.1 Réseau de GOOS (Landes)

Nous avons analysé [voir 1.2.1 (i)] la défaillance du réseau de GOOS. Nous reprenons ici cet exemple ; la figure 11 montre ce que donne un premier renforcement possible, se contentant des 4 pompes existantes : la 4ème pompe fonctionne alors dans des conditions acceptables sur toute sa plage puisqu'elle arrive à la caractéristique indicée à 40 pour cent pour son débit maximum (108 ou 110 l/s). On peut également ajouter une 5ème pompe, mais pour en tirer parti au maximum, on a intérêt à abaisser encore le faisceau des caractéristiques indicées, comme on le fait par exemple avec le renforcement n° 2, qui permet à la 5ème pompe d'arriver à 135 l/s sur la caractéristique indicée à 40 pour cent. La Figure 25 montre la situation des tronçons à renforcer, déterminée par application du programme RENFORS. Ces tronçons, qui ont dans le réseau saturé de fortes pertes de charge, se trouvent généralement placés en tête d'une série uniforme de diamètres: on note par exemple un renforcement à l'aval du point 5 où l'on notait sur le réseaui nitial une dimution de diamètre (tronçon 4-5 en ϕ 250, tronçon 5-6 en ϕ 200). Il en est de même en 13 (12-13 en ϕ 200 et 13-14 en ϕ 150) ...etc... Ce schéma montre bien l'effet du renforcement d'un petit mombre de tronçons sur la qualité de service.

2.3.2 Réseau de BIAS (Lot-et-Garonne)

On a déjà cité ce réseau (voir 2.1) parce que le choix de la probabilité de dépassement du débit de projet influe beaucoup sur le côut de renforcement; on a vu que ceci est dû au rôle que jouent les contraintes de vitesse maximales qui obligent au renforcement de certains tronçons. On reprend ici cet exemple (schéma sur la Figure 26) car le renforcement se doublait d'extensions à réaliser en même temps. La procédure de calcul usuelle avec le programme RENFORS a donné une solution au problème; nous en avons vérifié l'efficience, en traçant les caractéristiques indicées (Figure 27)

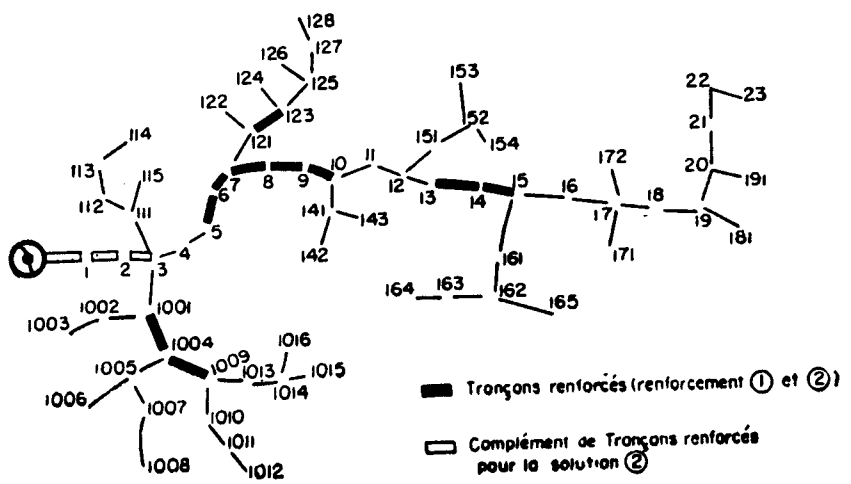


FIGURE 25 : GOOS-Situation des tronçons renforcés.

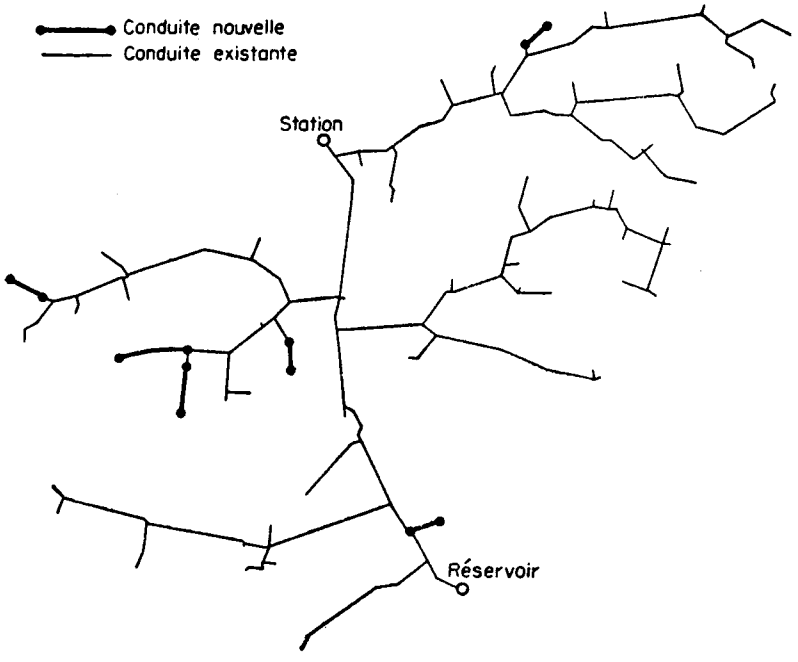


FIGURE 26 : Réseau de BIAS

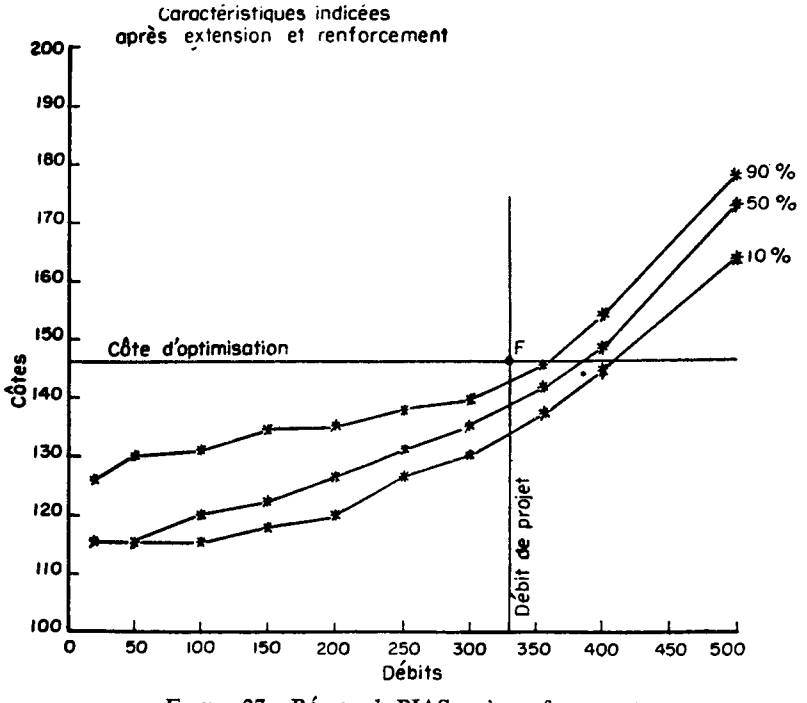


FIGURE 27 : Réseau de BIAS après renforcement

du nouvel aménagement. On note immédiatement que le point de fonctionnement F se place à proximité de la caractéristique indicée 90 pour cent alore qu'en géneral il est placé à côté de celle à 50 pour cent l'analyse des données utiliées dans le calcul a permis de déceler l'origine de cette anomalie : le bordereau des canalisations proposé débutant au ϕ 100 (au lieu de ϕ 80 ou ϕ 60) et la cote en tête étant imposée, un grand nombre de tronçons terminaux ont une perte de charge quasi nulle et la charge restante en extrémité est supérieure d'une dizaine de mètres à la charge directement nécessaire. Ainsi l'absence de la possibilité du choix d'un ϕ 80 a conduit à un réseau plus renforcé que nécessaire, donc à un glissement vers le bas du faisceau des caractéristiques indicées. Ceci montre qu'il existe une solution de renforcement moins chère à condition de prévoir des tuyaux plus petits. Ceci montre aussi l'utilité du tracé des caractéristiques indicées après un calcul de renforcement, celui-ci étant aveugle alors que le faisceau des caractéristiques indicées renseigne immédiatement sur l'état de fonctionnement de l'aménagement.

2.3.3 Réseau de MARMANDE

On a vu (\$ 2.3) que l'amélioration du fonctionnement du réseau de MARMANDE Sud, si on veut conserver les 4 pompes existantes, passait à la fois par une augmentation du débit de la station et par un abaissement du faisceau de caractéristiques indicées, c'est-à-dire par un reforcement du réseau.

Ce renforcement a été calculé par le programme RENFORS, dans lequel a été introduit, outre la description du réseau, la cote en tête désirée pour le débit de pointe. Sur 210 tronçons, 60 environ ont été renforcés. Le débit de pointe, 416 l/s implique l'installation d'une 6ème pompe.

Le renforcement effectivement fait est plus important que le renforcement calculé afin de ménager la possibilité de nouvelles souscriptions.

Le tracé des caractéristiques indicées du réseau renforcé montre qu'il est intéressant, pour économiser l'énergie, d'installer une pompe à vitesse

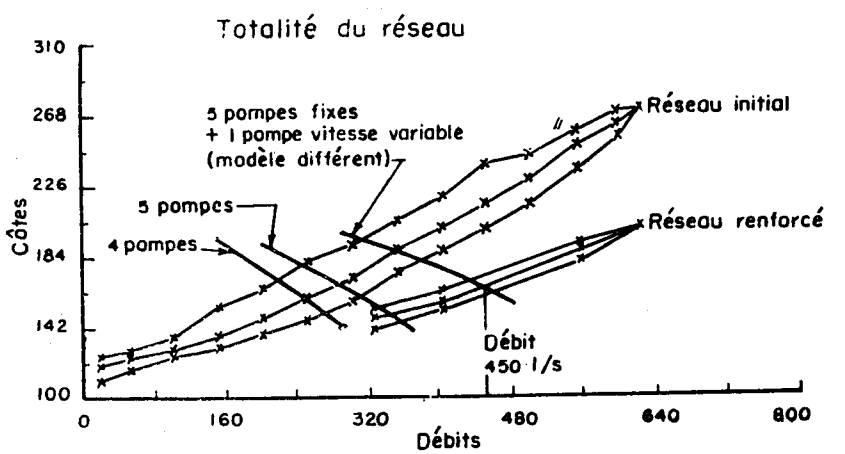


FIGURE 28 : Réseau de MARMANDE Sud. Caractérisitiques indicées avant et après renforcement. Fonctionnement du réseau.

variable, fonctionnant en priorité pour les petits débits. It esl donc prévu l'installation d'une 5ème pompe à vitesse fixe, identique aux 4 pompes existantes, et d'une 6ème pompe à vitesse variable. La figure 28 montre que le fonctionnement du réseau sera satisfaisant jusqu'à un débit de 450 l/s: pour 540 l/s, les 6 pompes étant en marche, on se trouve en effet sur la caractéristique indicée à 50 pour cent.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté ici un ensemble de méthodes permettant de traiter de façon claire et commode les problèmes liés au renforcement des réseaux d'irrigation. Les étapes fondamentales de cette démarche s'appuient sur l'utilisation de programmes informatiques dont le rôle est de servir d'outil pour le calcul : mais ce ne sont que des outils qui jalonnent les étapes de l'analyse, pour lesquels il reste malgré tout une grande part de réflexion personnelle. Le gros intérêt du passage par les caractéristiques indicées en particulier est que leur utilisation permet de visualiser l'état du réseau et donc de permettre non seulement de détecter les défaillances (et leurs remèdes possibles) mais aussi de contrôler la travail effectué, de le critiquer, d'en détecter les anomalies. On lève ainsi une part des objections possibles à tout travail passant par l'informatique puisque l'on peut vérifier a posteriori si le calcul effectué ne s'est pas fait à partir de données mal introduites.

Le schéma global de cette démarche est en effect et pour résumer, le suivant :

- Analyse du réseau de départ,
- Modifications, renforcement...,
- Analyse du réseau modifié.

BIBLIOGRAPHIE

(1) C.T.G.R.E.F., Division Irrigation : "Calcul informatique des réseaux ramifiés sous pression," Programmes XERXES et RENFORS.

(2) C.T.G.R.E.F., Division Irrigation: "Lois de probabilité des débits de pointe d'un réseau d'irrigation collectif par aspersion," Loi de CLEMENT, Septempre, 1974.

(3) C.T.G.R.E.F., Division Irrigation: "Progrmame ICARE—Calcul des caractéristiques indicées".

(4) GALAND-JEAN, "Les paramètres de conception d'un réseau d'irrigation par aspersion, Génie Rural, août-septembre 1979.

(5) LABYE-LAHAYE-MEUNIER, "Utilisation des caractéristiques réseaux indicées", Congrès I.C.I.D. Moscou, 1975,

(6) SEUNIER, "Incidence sur le coût d'un réseau de la variation de certains paramètres", In 8èmes journées européennes de la C.I.I.D. Aix-en-Provence, 1971.

BIBLIOGRAPHIE

AGHTM, 1986 - Les Stations de pompage d'eau, troisième édition - Technique et Documentation - Lavoisier éditeur, Paris, 445 P.

BÉTHERY J., MEUNIER M., PUECH C., 1981 - Analyse des défaillances et étude du renforcement des réseaux d'irrigation par aspersion. Onzième congrès de la CIID, question 36, 297-324.

CLÉMENT R., 1966 - Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande. La Houille Blanche, 5, 553-575.

CLÉMENT R., GALAND A., 1979 - Irrigation par aspersion et réseaux collectifs de distribution sous pression, EYROLLES éditeur, Paris, 182 P.

CTGREF Division Irrigation, 1974 - Lois de probabilité des débits de pointe d'un réseau d'irrigation collectif par aspersion. Loi de CLÉMENT. Vérification à partir d'enregistrements. Note Technique, 2, 15 P.

CTGREF Division Irrigation, 1977 - Ajustement expérimental de la formule de CLÉMENT pour un réseau collectif d'irrigation par aspersion. Note interne, 19 P.

LABYE Y., 1966 - Etude des procédés de calcul ayant pour but de rendre minimal le coût d'un réseau de distribution d'eau sous pression. La Houille Blanche, 5, 557-583.

MEUNIER M., 1980 - Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression. ENGREF éditeur, Paris, 198 P.

Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression - Calcul et fonctionnement – 1990, Jean Béthery – 1ère édition, ISBN 2-85362-182-0. Dépôt légal 2e trimestre 1990 – «Etudes» du CEMAGREF, série Hydraulique Agricole n° 6. Coordonnateur de la série : Benoît Lesaffre, chef du département – Photo de couverture : Denis Baudequin – Impression intérieure : CEMAGREF - DICOVA – Impression couverture : imprimerie CORLET, 14110 Condé sur Noireau – Façonnage : ABR, 91380 Chilly-Mazarin – Edition et diffusion : CEMAGREF - DICOVA, BP 22, 92162 Antony Cedex, Tél. : (1) 40.96.61.32 et CEMAGREF Aix-en-Provence, Division Hydraulique Générale, Le Tholonet, BP 31, 13612 Aix-en-Provence Cedex 1, Tél. : 42.66.88.65 – **Prix : 150 F** TTC