

1/99
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département d'Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
En vue d'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en hydraulique

*Simulation numérique d'un réseau de
forages refoulant vers une bêche
de reprise*



ETUDIE PAR

M^{lle} AIBOUT. S

M^{lle} ASSAD. S

DIRIGE PAR

M^{lle} S. BENMAMAR

PROMO 98/99

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département d'Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
En vue d'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en hydraulique

*Simulation numérique d'un réseau de
forages refoulant vers une bêche
de reprise*



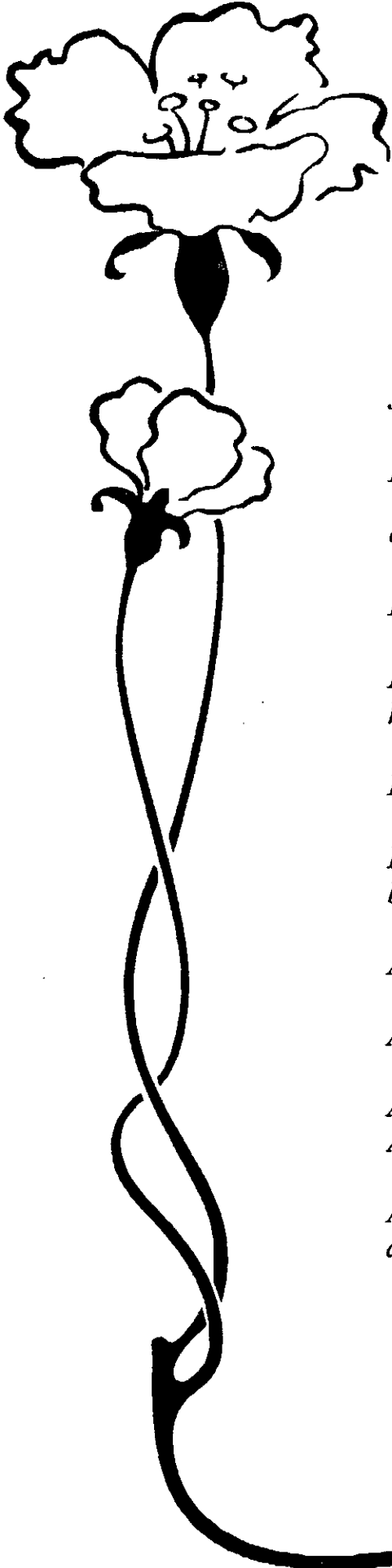
ETUDIE PAR

M^{lle} AIBOUT. S

M^{lle} ASSAD. S

DIRIGE PAR

M^{lle} S. BENMAMAR



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

*Mes très chers parents pour leur soutien , leur aide
et surtout leur amour*

Ma très chère soeur Samia qui ma vaiment aidé.

*Mes très chers frères Mouloud et Chabane pour leur
humeur et sympathie .*

Mes chers oncles qui ont répondu toujours présent .

*Ma chère tante Tassadit et son fils Amino que j'adore
beaucoup .*

A ma grande famille .

A tous mes amis (es)

*A tout le personnel de l'E.V.S.M. en particulier
Achour et Hichem .*

*A toutes les personnes qui m'ont rendu heureuse sans rien
attendre en retour .*

SAADIA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ Ma mère qui a sut me soutenir dans les moments difficiles.
- ❖ Mon défunt père.
- ❖ Mes frères et sœurs : Nouredinne, Djamel, Nabil, Samir, Karima, Louiza, sans oublier celui qui m'a énormément aidé pour l'élaboration de ce travail mon frère Abderhamane.
- ❖ Mes neveux Ilias, Cherif, et ma nièce Amina.
- ❖ Toute ma famille.

Sans oublier tous mes amis de la promotion de cinquième année 97-98 et 98-99 : Zakia qui a toujours su me reconforter, Saïda (mon binôme), Fouzia, Souad, Mokdad, Lyla, Ghalem, Abd el Kader, les deux Mourad, Rabah. Sans oublier Rachid Qui n'a malheureusement pas pu assister.

Samira

REMERCIEMENTS



Nos remerciements s'adressent aux membres du jury qui ont bien voulu juger ce travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à **M^{elle} Benmamar**, notre promotrice pour son accueil chaleureux durant l'élaboration de cette thèse et ses conseils constructifs. Elle trouve ici l'expression sincère de notre profonde gratitude.

Nos remerciements vont également à tous les professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation et les personnes qui nous ont assisté pour l'élaboration de ce modeste travail.

Nous remercions Mer Said notre technicien de laboratoire.

Nous remercions le personnel de la bibliothèque en particulier Krimo.

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Ecole Nationale Polytechnique

Département de l'Hydraulique

Elèves ingénieurs : S. AIBOUT
S. ASSAD

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
دائرة الري

موجهة : س. بن معمر
تلميذة مهندس : س. إيبوت
س. عصاد

الموضوع : نموذج عددي لشبكة آبار تصب في حاوية.

الملخص : في هذا العمل المقدم درسنا مختلف المراحل للسير الحسن لشبكة آبار، وبتلك قدمنا برنامجا يحسب سعة استغلال كل بئر، وأبعاد شبكة الصب، بالإضافة إلى الاختيار الأفضل لمضخة كل بئر.

Sujet : Simulation numérique d'un réseau de forage refoulant vers une bache de reprise.

Résumé : Dans le présent travail, on a étudié les différentes étapes effectuées pour élaborer un logiciel qui calcule les débits d'exploitation de chaque forage, ainsi que le dimensionnement du réseau de refoulement et qui donne le choix optimum d'une pompe pour chaque forage.

Subject : Numerical simulation of a system of drilling suppressing to a tilt of resumption.

Summary: In the present work, We have studied the different stages undertaken to elaborate a software that calculates debits of each drilling exploitation, as well as the dimension of the system of repression and that gives the optimum choice of a pump for each drilling.

MOTS CLES : CHAMP DE CAPTAGE, POMPES, RESEAUX ,DEBIT

D'EXPLOITATION,PERTE DE CHARGE ,BACHE DE REPRISE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE



INTRODUCTION

Chapitre I : Les champs de captage

I. Introduction.....	2
II. Définitions.....	2
III. Essais de pompage sur puits.....	4

Chapitre II : Les pompes

I. Introduction.....	19
II. Courbes caractéristiques d'une pompe.....	19
III. Point de fonctionnement d'une pompe.....	22
IV. Cavitation.....	24

Chapitre III : Les Réseaux

I. Introduction.....	30
II. Structure des réseaux.....	30
III. Formulation Mathématique.....	32
IV. Critères de base pour la résolution du problème.....	34

Chapitre IV : Modélisation Mathématique

I. Introduction.....	48
II. Modélisation Mathématique du système Nappe – Forage.....	49
III. Interpolation Mathématique de l'équation de la pompe.....	58
IV. Calcul des pertes de charge dans les conduites.....	63
V. Le choix optimum des pompes.....	68
VI. La bâche de reprise.....	71

Chapitre V : Application Numérique.....	73
--	-----------

Conclusion Générale.....	97
---------------------------------	-----------

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction

Introduction Générale



C'est un lieu commun d'énoncer que l'eau est indispensable à tous les êtres vivants pour qu'ils puissent subsister. Toute vie serait alors impossible si l'eau venait à manquer.

Dans cet ordre d'idées des études sur la répartition globale des ressources en eau (U.N.E.S.C.O 1978) démontrent que parmi les ressources en eau douce utilisable, les eaux souterraines occupent une place importante. En plus, le développement des eaux souterraines a des avantages importants. Elles sont disponibles presque dans toutes les régions (la quantité et la qualité de cette eau peuvent varier d'une région à une autre). Alors que la répartition des eaux superficielles est conditionnée par des paramètres météorologiques et topographiques par exemple le Sahara, les ressources en eaux superficielles sont limitées (à cause de la faible pluviométrie), mais les ressources en eaux souterraines sont appréciables.

Les eaux superficielles sont beaucoup plus vulnérables quant à leur contamination par des polluants de surface (les effluents industriels...) que les eaux souterraines. En effet, au cours d'une infiltration, les eaux polluées sont entièrement filtrées par les couches du terrain, et fournissent en conséquence une eau de qualité meilleure, relativement pure.

La réalisation des ouvrages hydrauliques pour l'exploitation des ressources en eau superficielle est relativement très coûteuse en comparaison avec les ouvrages d'exploitation (puits, forages) des eaux souterraines qui sont pour le moins économique.

Le développement économique des ressources en eaux souterraines pour le développement des activités humaines est devenu nécessaire dans le monde et surtout en Algérie qui souffre d'une pluviométrie assez irrégulière. C'est dans ce contexte, que nous avons essayé d'élaborer un logiciel de calcul permettant dans une première partie le calcul des débits d'exploitation pour chaque forage ainsi que le dimensionnement du réseau de refoulement tout en apportant le choix le plus adéquat de la pompe à utiliser.

Nous présentons dans une première partie les champs de captages, qui seront suivis par les pompes en deuxième chapitre, et les réseaux en troisième partie, suivi par la modélisation mathématique pour terminer par une application sur la région de Ain-Oussara pour l'horizon 1989 – 1994.

Chapitre I

CHAPITRE I**LES CHAMPS DE CAPTAGE****I- INTRODUCTION :**

Les expérimentations, par pompage à débit constant sur les puits et sondages sont exécutées par des essais de puits et des pompages d'essai. Elles consistent à mesurer l'accroissement des rabattements de niveau piézométrique en relation avec le temps de pompage et leur remontée après l'arrêt de l'opération.

Les interprétations des résultats expérimentaux sont effectuées par résolution graphique des expressions d'hydrodynamique souterraine en régime transitoire.

Les essais de puits par palier de débit, suivis d'arrêt de durée égales et courtes évaluent les caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage. Ce sont le débit spécifique, les pertes de charge et la productivité.

Les pompages d'essais de longue durée, mesurent la transmissivité et le coefficient d'emménagement et étudient qualitativement les caractéristiques particulières de l'aquifère comme les conditions aux limites, les hétérogénéités et la drainance [6]

II- DEFINITIONS [6]**1°/ Définition d'une nappe captive ou en charge**

Une nappe captive ou en charge est une nappe contenue dans une couche perméable entièrement saturée comprise entre deux couches imperméables, et dont la pression en tout point est supérieure à la pression atmosphérique.

2°/ Définition d'une nappe semi-captive

Une nappe semi-captive est une nappe captive dont l'une ou les deux couches limites sont semi-perméables.

3°/ Définition d'une nappe libre

Une nappe libre est une nappe contenue dans une couche perméable partiellement saturée et reposant sur une couche imperméable ou Semi-perméable, la surface libre est toujours à la pression atmosphérique.

4°/ Définition d'un régime permanent

Un régime permanent est un régime d'écoulement stabilisé et invariable avec le temps.

5°/ Définition d'un régime transitoire

Un régime transitoire est un régime d'écoulement non stabilisé variable avec le temps.

6°/ Définition de transmissivité T d'une nappe

La transmissivité T d'une nappe est le produit du coefficient de perméabilité (K) par l'épaisseur de la couche aquifère.

7°/ Définition du coefficient d'emmagasinement « S »

Le coefficient d'emmagasinement est le volume d'eau libéré ou emmagasiné par un prisme vertical de la couche aquifère d'une section droite, égale à l'unité et pour une variation unitaire du rabattement ou de la charge .

Dans les nappes libres, on a en général :

$$10^{-2} \leq S \leq 2.10^{-1}$$

8°/ Concepts de base

Les expérimentations sur les terrains, par des puits et sondages sont des tests portant sur les modifications du comportement hydrodynamique du complexe aquifère/ouvrage de captage.

Les essais par pompage poursuivent quatre buts dans l'ordre croissant de complexité.

Détermination des caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage. C'est l'essai de puits destiné à l'équipement technique de l'ouvrage.

Mesure sur le terrain des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère, transmissivité et coefficient d'emmagasinement.

Etude quantitative des caractéristiques particulières de l'aquifère, test des conditions aux limites, structure de hétérogénéité, drainance etc...

Observation directe, en « vraie – grandeur », de l'effet de l'exploitation sur l'aquifère. Prévision de l'évolution des rabattements en fonction des débits pompés. Evaluation de la ressource en eau souterraine exploitable [6].

a) Effets de pompage sur l'aquifère - Cône de dépression

Le pompage dans un aquifère, dont la surface piézométrique initiale est supposée horizontale, crée une dépression uniforme en forme d'entonnoir. Son axe coïncide avec celui de l'ouvrage. C'est le *cône de dépression*.

Les deux données géométriques du cône de dépression à un instant donné, t , sont :

* Le rabattement noté (S) : mesuré par l'abaissement du niveau piézométrique dans le puits de pompage ou dans un piézomètre implanté à une distance, x , de l'axe de l'ouvrage. Le plan d'eau, dans l'ouvrage est le niveau dynamique. La profondeur du niveau dynamique, au dessous de niveau piézométrique initial, en régime non influencé est le rabattement S . Le rabattement mesuré au cours de la remontée, est appelé rabattement résiduel, S_r .

* Le rayon d'influence, noté R , est la distance de l'axe du puits à laquelle le rabattement est nul ou négligeable. Dans la pratique le rayon d'influence n'est pas mesurable.

b) Méthode d'expérimentation par pompage [6]

Le régime permanent n'existe pas dans les conditions naturelles d'écoulement. C'est pourquoi les expérimentations sont actuellement effectuées en régime transitoire. Dans tout les cas les pompages seront exécutés à débit constant avec mesure des rabattements croissants, ou palier de débit. Seuls le dispositif d'essai et la durée différent. Les deux méthodes d'expérimentation et d'interprétation sont préconisées en relation avec le but poursuivi :

- Essai de puits par paliers de débit de courte durée avec mesure du niveau d'eau dans le puits (niveau dynamique). Détermination des caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage dans le but de l'équipement technique, du sondage ou du puits
- Pompage d'essai à seul palier de débit de longue durée avec mesure des niveaux d'eau dans le puits et dans un (ou plusieurs) piézomètres. Détermination des caractéristiques de l'aquifère : paramètres hydrodynamique, tests des conditions aux limites, drainance.

III- ESSAIS DE POMPAGE SUR UN PUIT

Les ouvrages de captage peuvent être classés en deux grandes catégories[5]:

Les tranchés, fossés ou galeries.

Les puits ou forages

1°/ But des essais de débits [5]

Le but général des essais de débit est tout d'abord le nettoyage de sondage et le décolmatage des fissures et interstices aquifères important surtout avec l'emploi des forages à injection de boue. Ils permettent de déterminer le niveau piézométrique des nappes et la composition chimique de l'eau par prélèvement d'échantillon.

Les essais de débits permettent :

□ De construire expérimentalement :

- Les graphiques débit – niveau en fonction du temps de pompage ;
- La courbe rabattement – débit ;
- La courbe de remontée.

□ D'obtenir des indications directes, approchées sur les facteurs déterminant la productivité du captage :

- Perméabilité.
- Réserves et possibilité de calculer le débit de la nappe captée.
- Fréquence et volume des apports (alimentation).

□ La courbe rabattement-débit ou courbe caractéristique du forage, permet de déterminer les caractéristiques du captage :

- Débit critique, débit utile de pompage ou débit instantané (débit d'exploitation).
- Débit spécifique, débit instantané.

2°/ Essai de puits par palier de débit de courte durée[5]

L'essai de puits par palier de débit de courtes durées évalue les caractéristiques du complexe aquifère/ouvrage de captage. Ces caractéristiques sont : le débit critique, le débit spécifique relatif, les pertes de charge dans l'ouvrage et son environnement immédiat et le débit maximum d'exploitation. Il permet d'établir le programme d'équipement technique de l'ouvrage : tubage, crépine et massif filtrant, puissance de la pompe etc.

a) Les conditions de base

Les conditions de base d'application des expressions hydrodynamiques souterraines en régime transitoire, auxquelles doit satisfaire le complexe aquifère/ouvrage de captage sont :

- La validité de la loi de DARCY : écoulement laminaire et milieu isotrope ou homogène.

- Puits complet, c'est à dire captant toute l'épaisseur de l'aquifère atteignant les substratum et crépiné sur toute sa hauteur.

- Puits correctement développé et équipé ;
- Surface piezométrique sub-horizontale ;
- Débit de pompage constant ;
- Rayon du puits le plus petit possible.

b) Exécution de l'essai de puit-palier de débit

L'essai de puits est effectué en réalisant des paliers de débit à débit constant pendant une courte durée déterminée (1 à 3 heures). Il mesure deux données : le rabattement, en mètres, mesuré en fin de palier et le débit constant, en m³/h. Chaque palier de débit est suivi d'un arrêt de pompage d'une durée égale, permettant la remontée du niveau d'eau et la mesure du rabattement résiduel. La première remontée doit être poursuivie jusqu'à atteindre approximativement le niveau piézométrique initial. En général le temps de pompage du premier palier est suffisant. Le nombre de paliers de débit est au minimum de quatre, le dernier étant à débit élevé supérieur au débit critique. Pour les aquifères à nappe captive, trois paliers de débit peuvent être suffisants. Il doit être supérieur pour les aquifères à nappe libre.

c) Signification du rabattement dans les ouvrages « pertes de charge »

Le rabattement, mesuré dans l'ouvrage à un instant, t , est la somme de deux composantes nommées pertes de charge exprimées en mètre de hauteur d'eau, caractérisant le complexe aquifère/ouvrage de captage.

Une perte de charge linéaire provoquée par l'écoulement laminaire dans l'aquifère au voisinage du puits (loi de DARCY) notée BQ

Une perte de charge quadratique, non linéaire provoquée par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage, crépine et tubage notée CQ²

Le rabattement total, S, à l'instant t , est ainsi donné par l'expression de JACOB (1946) :

$$S = BQ + CQ^2 \dots\dots\dots(I.1)$$

L'expression (I.1) est très utilisée. Elle est établie pour l'aquifère à nappe captive et est étendue à l'aquifère à nappe libre sous conditions que le rabattement mesuré soit inférieur à 0,1b (b : hauteur de la nappe).

d) Débit d'une nappe et vitesse d'écoulement• **Débit d'une nappe :**

Le débit d'une nappe, Q , est le volume d'eau en m^3 traversant par unité de temps (s) une section transversale en m^2 d'aquifère, sous l'effet d'un gradient hydraulique déterminé. Il est calculé par application des expressions de la DARCY :

$$Q = K.A.i \dots\dots\dots (I.2)$$

où,

Q : le débit recherché (m^3/s)

K : coefficient de perméabilité (m/s)

i : gradient hydraulique, sans dimension, égal :

$$i = \frac{H_1 - H_2}{L} \dots\dots\dots (I.3)$$

H_1, H_2 : les niveaux piézométriques de deux points de la surface piézométrique.

L : la distance entre les deux niveaux piézométriques.

A : la section perpendiculaire à la direction d'écoulement

• **Vitesses d'écoulement**

L'écoulement des eaux souterraines peut être considéré comme le déplacement des particules d'eau dans l'espace et dans le temps, le long de trajectoire, appelées lignes de flux ou lignes de courant, deux méthodes de détermination des vitesses d'écoulement, correspondant à deux conceptions de leur mouvement, sont utilisées :

- Application de la loi de DARCY, avec une correction introduisant la porosité efficace, calculant la vitesse effective, notée V_e , c'est le concept d'hydrodynamique souterraine

$$V_e = \frac{V}{\eta_e} \dots\dots\dots (I.4)$$

η_e : la porosité efficace

V : vitesse de filtration, égale à : $V = \frac{Q}{S}$

Opérations de traçages sur le terrain, mesurant la vitesse de déplacement, notée V_d . C'est le concept de l'hydrocinématique souterraine.

• Vitesse critique et débit critique dans l'aquifère à nappe libre

Au cours du pompage le niveau dynamique dans le puits est inférieur au niveau piézométrique dans l'aquifère au voisinage de l'ouvrage. Cette différence est la hauteur de la surface de suintement. Elle croît avec le rabattement pour atteindre une valeur maximale lorsque le rabattement dans l'aquifère est voisin de $b/2$. Au-delà les rabattements, croissants dans le puits, n'entraînent plus ceux dans l'aquifère au voisinage de l'ouvrage. Ils se stabilisent et le débit ne croît plus en fonction du rabattement, seul le rayon d'influence augmente. Le puits est *dénoyé* jusqu'à cette limite la courbe de dépression se creuse et le gradient hydraulique, au voisinage de l'ouvrage augmente pour atteindre un maximum. D'après la loi de DARCY, la vitesse effective croît. Au delà d'une certaine limite, l'écoulement laminaire fait place à un écoulement turbulent. La vitesse critique est atteinte. Elle correspond à un débit critique Q_c . Le régime turbulent augmente la perte de charge quadratique, donc diminue le rendement de l'ouvrage.

Dans la pratique le débit de pompage doit être inférieur au débit critique. Le débit critique est évalué par interprétation de la courbe débit/rabattements.

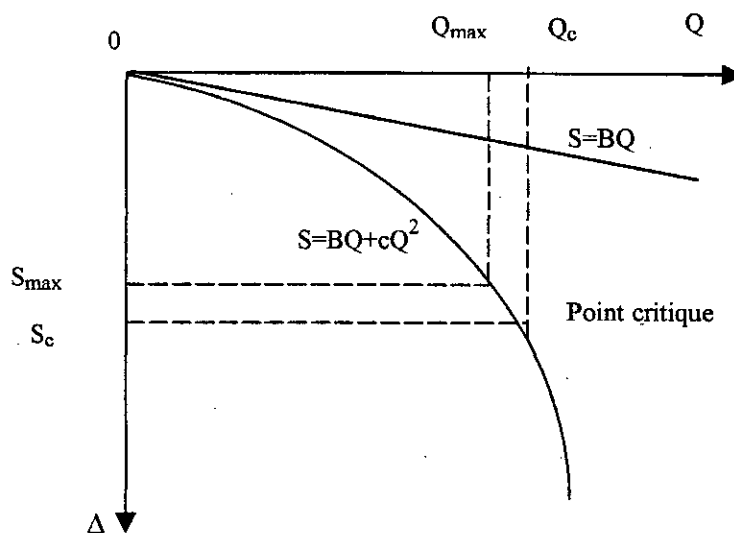


Figure I.1 : Courbe débit / rabattement

e) **Détermination de la productivité d'un puits « débit d'exploitation maximum »**

La productivité d'un puits, Pr , est le débit maximum qui peut être pompé dans l'ouvrage, pendant une durée définie sans que le rabattement induit par le pompage ne dépasse le rabattement maximum admissible. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_r = q_s S_{\max} = Q_{\max} \dots\dots\dots(1.5)$$

avec, q_s : débit spécifique et S_{\max} : rabattement maximum admissible.

4°/ Pompages d'essai de longue durée

les pompages d'essai de longue durée sont exécutés par un seul palier de débit, à débit constant, prolongé durant au moins 42 heures avec un optimum de 72 heures. La remontée des niveaux doit être observée pendant une durée égale.

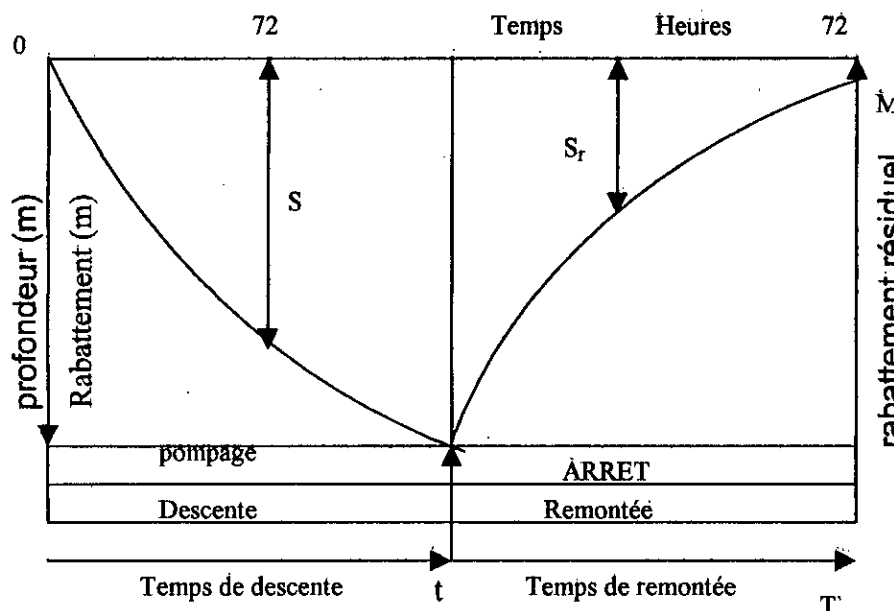


Figure : 1. 2 : Expression exécution du pompage d'essai

Expressions d'hydrodynamique souterraine du régime transitoire [7]

Partant d'une conception nouvelle du comportement hydrodynamique de l'aquifère, THEIS (1935) établit le premier les expressions de l'écoulement de l'eau souterrainé vers les ouvrages de captage dites en régime transitoire.

Les conditions générales de base d'application de ces expressions sont celles de l'essai de puits. En outre le type hydrodynamique d'aquifère, base des calculs doit répondre aux trois caractéristiques suivantes : aquifère à nappe captive, illimité à substratum et toit imperméable.

L'expression générale Theis , applicable à tout les dispositifs de station d'essai, est :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du, \quad \text{où} \quad \frac{Q}{4\pi T} W(u), \quad \text{avec} \quad u = \frac{x^2 s}{4Tt} \dots\dots\dots (I.6)$$

Le terme W(u) est une fonction exponentielle intégrale décroissante de type - Ei (u). C'est la fonction du puits (Well fonction) donnée par des tables.

$$W(u) = -0,577216 - \text{Log } u + u - \frac{u^2}{2.2!} + \frac{u^3}{3.3!} - \frac{u^4}{4.4!} + \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec,

S : rabattement mesuré dans un piézomètre en m.

Q : débit de pompage constant., en m³/s.

T : transmissivité en m²/s.

s : coefficient d'emmagasinement, sans dimension.

t : temps écoulé, à un instant donné, depuis le début du pompage en secondes.

X : distance du piézomètre à l'axe du puits, en m.

Les termes du développement en série de la fonction exponentielle intégrale, deviennent négligeables comparés au premier terme constant, lorsque le temps de pompage croit et que la valeur de x décroît. D'où l'expression approximative logarithmique donnée par JACOB (1950) :

$$S = \frac{Q}{4\pi T} \left(\text{Log} \frac{4Tt}{x^2 s} - 0,577216 \right)$$

d'où

$$S = \frac{Q}{4\pi T} \text{Log} \frac{2,25Tt}{x^2 s} \dots\dots\dots (I.8)$$

soit, après solution numérique et logarithmes décimaux :

$$S = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25Tt}{x^2 s} \dots\dots\dots (I.9)$$

L'équation de la remontée, après arrêt du pompage, est :

$$s_r = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{t + t'}{t'} \dots\dots\dots (I.10)$$

S_r : est le rabattement résiduel mesuré à un instant donné pendant la remontée, en m.

t : le temps écoulé depuis le début du pompage, en secondes.

t' : le temps écoulé depuis l'arrêt du pompage (temps de remontée).

Le rayon fictif, R_f , est la distance à laquelle le rabattement, calculé par l'expression de JACOB (I.8) est nul. Il est fonction de la transmissivité et du coefficient d'emmagasinement. Fait qui confirme l'étude sur les facteurs des dimensions du cône de dépression. Il répond donc à :

$$s = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{T t}{x^2 S}$$

d'où :

$$R_f = 1,5 \sqrt{\frac{T t}{S}} \dots\dots\dots(I.11)$$

- **Calcul des paramètres hydrodynamiques**

Les données du pompage sont reportées sur un papier graphiques semi – logarithmique. Les rabattements ou les profondeurs du niveau d'eau, exprimés en m, en ordonnées linéaires et les temps de pompages en abscisses logarithmiques.

La transmissivité est calculée par la perte de la droite représentative. L'échelle de coordonnées n'étant pas homogènes, la perte est déterminée par l'accroissement des rabattements (ou des profondeurs des niveaux d'eau), au cours d'un module logarithmique, notée c . La transmissivité est calculée par l'expression :

$$T = \frac{0,183 Q}{c} \dots\dots\dots(I.12)$$

Le coefficient d'emmagasinement est obtenu par le calcul numérique dans le deuxième terme de l'expression (I.9). Ou, plus simplement, avec t_0 , lorsqu'il peut être déterminé, par l'expression :

$$S = \frac{2,25 T t_0}{x^2} \dots\dots\dots(I.13)$$

- **Relation entre les rabattements résiduels et les temps de remontée de niveaux**

Les données de la remontée des niveaux, après arrêt du pompage, permettent d'établir le graphique traçant la droite représentative de l'expression(I.10). Les rabattements résiduels, exprimés en M (ou les niveaux d'eau), sont portés en ordonnées linéaires la valeur $(t + t') / t'$ en abscisses logarithmiques, seule la transmissivité peut être calculée, avec l'expression (I.10).

5°/ Programmation de pompage d'essai, station de pompage d'essai [6]

Les principales directives générales concernant la programmation d'un pompage d'essai portent sur :

- Choix du site de station d'essai
- Caractéristiques techniques de l'ouvrage de pompage
- Dispositif des piézomètres
- Débit construit et durée de pompage
- Intervalle des mesures de rabattement
- Choix de l'époque de l'essai

a) Choix de l'époque du site de station d'essai

Le site doit remplir les conditions générales suivantes :

Homogénéité du réservoir, faible gradient hydraulique, absence de captage en exploitation à proximité, possibilité d'évacuation des eaux de pompage, accès facile, éloignement des routes et voies ferrées à grande circulation (effets sur la surface piézométrique).

b) Caractéristiques techniques de l'ouvrage de pompage

L'ouvrage de pompage doit être parfait, c'est à dire atteindre le substratum et être crépiné sur toute l'épaisseur de l'aquifère les lignes de courant sont, en nappe captive horizontales et parallèles le maximum du débit capté pour un rabattement donné.

c) Dispositif des piézomètres

Le nombre de piézomètres est imposé pour le problème à résoudre mais surtout par les crédits disponibles, c'est à dire qu'il est généralement limité au strict minimum surtout pour les aquifères profonds.

Les distances, x_i du piézomètre à l'axe du puits est comprise entre deux limites extrêmes; elle doit être supérieur à 05 mètre. pour éviter l'influence des pertes de charges au voisinage de l'ouvrage.

La profondeur des piézomètres, en aquifère est suffisante à 0,5 – 1 m sous la surface piézométrique déprimée, dans le cas contraire un piézomètre complet et nécessaire

d) Débit constant et durée de pompage

Le débit de pompage, constant, doit satisfaire 2 conditions :

- Etre le plus élevé possible
- La durée de pompage T_p doit être assez longue pour dépasser l'effet de capacité du puits et permettre l'application de l'explication de C.E JACAB

Pour le test les conditions aux limites, l'influence se fait sentir au puits de pompage après un temps approximatif,

$$t_p = 0,5 \frac{d^2 S}{T}$$

d : étant la distance de l'axe du puits à la limite, la durée de pompage est alors $T_p = 0,5d^2S/T$

Il faut éviter de placer de puits trop près d'une limite afin que l'effet de celle-ci ne soit pas trop rapide.

e) Intervalles des mesures de rabattements

L'intervalle des mesures de rabattements doit être très court pendant les 30 premières minutes du pompage, avec des mesures de rabattements très précises, surtout en milieu fissuré

f) Choix de l'époque de l'essai

Eviter les périodes de forte variation barométriques et de précipitations intenses, dans tout les cas, il est recommandé d'utiliser un barographe pour l'étude des conditions aux limites aquifère/rivière, éviter les périodes de crue du cours d'eau.

IV - INFLUENCE RECIPROQUE ENTRE LES FORAGES

1 °/ Méthodes de détermination des influences réciproques entre les forages

Lorsque dans une nappe capture d'extension infinie des pompages sont exécutés simultanément sur plusieurs forages, l'écoulement résultant est obtenu par super position des écoulements dus à chaque pompage considéré individuellement[14].

• Cas de 2 forages (f1 et f2)

Dans le cas de 2 forages, le rabattement total du premier forage est donné par :

$$\Delta_{1t} = \Delta_{11} + \Delta_{12}$$

Δ_{11} : rabattement propre du forage N°1

Δ_{12} : rabattement dans le forage N°1 et en tenant compte du pompage dans le forage N°2

Le même raisonnement pour le forage N°2 (f2) :

$$\Delta_{2t} = \Delta_{22} + \Delta_{21}$$

• Comme nous avons n forages

Le rabattement total dans le forage N°1 et N°2 est donnée par :

$$\Delta_{1t} = \Delta_{11} + \Delta_{12} + \dots + \Delta_{1n}$$

$$\Delta_{2t} = \Delta_{22} + \Delta_{21} + \dots + \Delta_{2n}$$

Pour la détermination de ces rabattements analytiquement, on utilise les formules de THEIS et JACOB

a) Formule de THEIS

• Cas de 2 forages : (f1 et f2)

Le rabattement pour le forage N°1 est donné par :

$$\Delta_{1t} = \frac{Q_1}{4\pi T} W(u_{11}) + \frac{Q_2}{4\pi T} W(u_{12})$$

Le rabattement pour le forage N°2 est donné par :

$$\Delta_{2t} = \frac{Q_2}{4\pi T} W(u_{22}) + \frac{Q_1}{4\pi T} W(u_{21})$$

• **Cas de n forages**

La formule générale du rabattement est donnée par :

$$\Delta_{1t} = \frac{Q_I}{4\pi T} W(u_{II}) + \sum_{\substack{J=1 \\ I \neq J}}^{I=n} \frac{Q_J}{4\pi T} W(u_{IJ})$$

Le terme $\frac{Q_I}{4\pi T} W(u_{II})$: représente le rabattement propre du forage.

Le terme $\sum_{\substack{I=1 \\ I \neq J}}^{I=n} \frac{Q_I}{4\pi T} W(u_{IJ})$: représente la somme des rabattements influencés par les

forages J (J = 1, ..., n).

b) Formule de JACOB

• **Cas de 2 forages (f1 et f2)**

Le rabattement pour le forage N°1 est donné par :

$$\Delta_{1t} = \frac{0,183Q_1}{T} \log \frac{2,25tT}{x^2(1,1).s} + \frac{0,183Q_2}{T} \log \frac{2,25Tt}{x^2(1,2).s}$$

Le rabattement pour le forage N°2 est donné :

$$\Delta_{2t} = \frac{0,183}{T} Q_2 \log \frac{2,25tT}{x^2(2,2).s} + \frac{0,183}{T} Q_1 \log \frac{2,25Tt}{x^2(2,1).s}$$

• **Cas de n forages**

La formule générale du rabattement est donnée par :

$$\Delta_{It} = \frac{0,183}{T} \left[\sum_{\substack{J=1 \\ I \neq J}}^n Q_J \log \frac{2,25Tt}{x^2(I,J).s} + Q_I \log \frac{2,25Tt}{x^2(I,I).s} \right]$$

Δ_{It} : rabattement total dans le forage I dû aux pompes dans les forages (J=1, ..., n) + le rabattement propre, avec :

T : Transmissivité moyenne, T_{moy}

S : Coefficient d'emmagasinement.

t : temps de pompage en (s)

$X(I, J)$: rayon intérieur de la crépine en (m)

$X(I, J)$: distance du forage J au forage I en (m).

$\frac{0,183Q_I}{T} \log_{10} \frac{2,25Tt}{x^2(I, I).S}$: représente le rabattement propre du forage I.

$\frac{0,183Q_J}{T} \log_{10} \frac{2,25Tt}{x^2(I, J).S}$: représente la somme des rabattements influencés par

les forages J (J=1, ... n).

2°/ Calcul des rabattements propres

Pour la détermination des rabattements propres, on utilise la formule de JACOB.

Le rabattement propre pour le forage I ($\Delta(I)$) est exprimé par la formule suivante :

$$\Delta(I) = \frac{0,183}{T} Q \log_{10} \frac{2,25tT}{R^2(I, I)S}$$

$R(I, I)$: rayon intérieur du forage N°1 (f1).

Dans la matrice représentée ci-dessous, les termes diagonaux $\Delta(I, I)$ représentent les rabattements propres, les autres termes $\Delta(I, J)$ avec $I \neq J$, représentent l'influence d'un forage (J) sur le forage (I).

$$\begin{matrix} \Delta_{1t} \\ \Delta_{2t} \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \Delta_{nt} \end{matrix} \begin{bmatrix} \Delta(1,1) & \Delta(1,2) & \dots & \Delta(1,n) \\ \Delta(2,1) & & & \\ \vdots & \vdots & \vdots & \\ \vdots & \vdots & & \\ \vdots & \vdots & & \\ \Delta(n,1) & \dots & \dots & \Delta(n,n) \end{bmatrix}$$

Matrice des rabattements

Chaque terme $\Delta(I, J)$ peut être calculé à partir de la formule de JACOB et qui est exprimé par :

$$\Delta(I, J) = \frac{0,183}{T} Q_J \log \frac{2,25Tt}{X^2(I, J).S}$$

avec, Q_j : débit d'exploitation du forage J.

$X(I, J)$: distance du forage I au forage J.

Donc pour calculer les termes de la matrice des rabattements ($\Delta(I, J)$), il suffit de donner la matrice des débits $Q(J)$ et la matrice des distances $X(I, J)$. [14]

3°/ Calcul des rabattements dus à l'influence des forages pompés simultanément.

Si on note que :

$\Delta(I, J)$: l'influence du forage J sur le forage I

et

$Q(J)$: Débit d'exploitation du forage J.

Le rabattement total dans le forage I sera : $\Delta(I) = \sum_{j=1}^n \Delta(I, J) \quad (I \neq J)$

Exemple : Pour I = 1

$$\Delta(1) = \Delta(1, 2) + \Delta(1, 3) + \dots + \Delta(1, n).$$

Pour I = 2

$$\Delta(2) = \Delta(2, 1) + \Delta(2, 3) + \dots + \Delta(2, n).$$

Pour I = n

$$\Delta(n) = \Delta(n, 1) + \dots + \Delta(n, n).$$

La formule générale :

Le rabattement total est exprimé par la formule suivante :

$$\Delta_{It} = \Delta(I, I) + \sum_{\substack{J=1 \\ J \neq I}}^n \Delta(I, J)$$

Nous pouvons mettre le système sous forme matricielle. Cette symbolisation matricielle des rabattements est faite dans le but de faire le calcul sur ordinateur. En effet, il suffit de donner T, S et t, la matrice ligne $Q(J)$, la matrice $X(I, J)$ pour recueillir la matrice $\Delta(I, J)$ à la sortie.

La matrice des débits est sous la forme : [14]

$$Q(1), \dots, Q(n-1),$$

La matrice des distances s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} X(1,1) & \dots & X(1,n) \\ \vdots & & \\ \vdots & & \\ \vdots & & \\ X(n,1) & \dots & X(n,n) \end{bmatrix}$$

Remarque importante

La matrice des distances et la matrice des débits varient suivant les besoins en eau potable pour chaque horizon.

Chapitre II

CHAPITRE II**LES POMPES****I-INTRODUCTION**

On appelle pompe, une machine qui sert à élever les liquides d'un niveau inférieur à un niveau supérieur.

Les puits forés d'eau, sont exploités au moyen des pompes de forage. Ces dernières sont la plupart du temps des pompes multicellulaires centrifuges et hélicoïdales.

Une pompe centrifuge se compose :

1 - D'un distributeur : sorte de tubulure profilée qui comme son nom l'indique, sert à conduire l'eau avec une vitesse et une direction convenable dans l'axe de la pompe.

Le distributeur est généralement constitué par un cône convergent qui permet de réaliser une meilleure disposition des filets liquides en améliorant le parallélisme et l'égalité des vitesses. Il est précédé à l'amont par la canalisation d'aspiration.

2 - D'une roue ou turbine ou rotor, constitué par un moyen porté par un arbre et muni d'aubes tournant à l'intérieur de deux coquilles formant le corps de la pompe. Les aubes peuvent être fixées sur un ou deux côtés à des disques. On distingue ainsi des rotors : ouvert, semi-ouvert ou fermé [3].

Une pompe est donc essentiellement constituée par une roue en mouvement de rotation, traversée par le liquide, dans le sens centrifuge et en se ralentissant par rapport à elle, mais en s'accélégrant par rapport aux parties fixes[1].

II COURBES CARACTERISTIQUES D'UNE POMPE :

Les courbes caractéristiques d'une pompe sont celles qui relient entre eux les paramètres principaux de fonctionnement de la pompe. On se sert le plus souvent de la caractéristique donnant la hauteur gagnée par le fluide, en fonction du débit qui traverse la pompe, à vitesse de rotation constante (car cette condition est pratiquement imposée par les moteurs électriques usuels). On y adjoint souvent une courbe donnant le rendement de la pompe, et la courbe donnant la puissance fournie à l'arbre de la pompe[1].

La figure (II.1) ci- dessous donne les caractéristiques d'une pompe

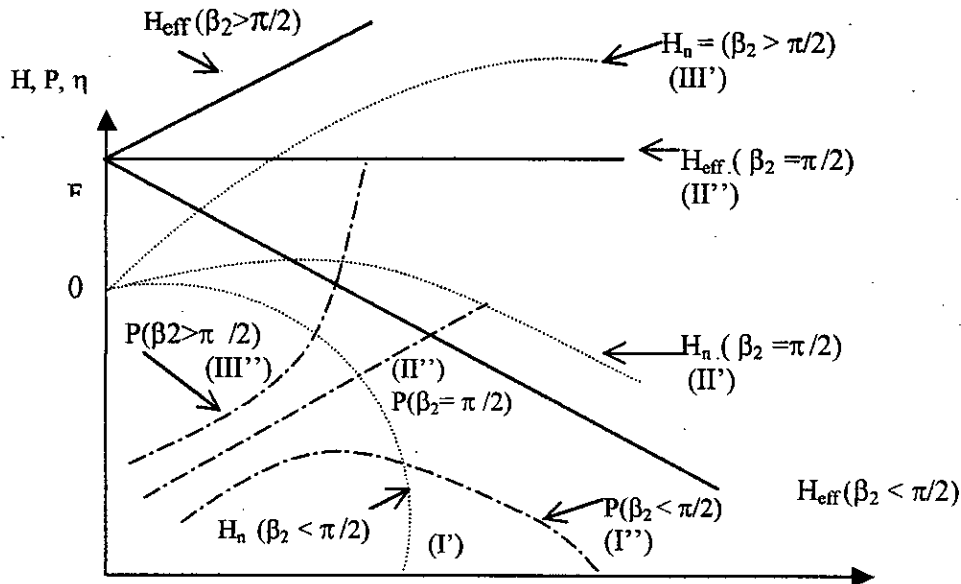


Figure II.1 : Caractéristiques d'une pompe

On fournit sur l'arbre de la pompe une énergie représentée par la hauteur effective d'élévation H_{eff} , donnée par :

$$H_{eff} = \frac{C_{u2}u_2 - C_{u1}u_1}{g} \tag{II.1}$$

C_{u2} : vitesse circonférentielle à la sortie de la roue.

u_2 : vitesse d'entraînement à la sortie de la roue.

C_{u1} : vitesse circonférentielle à l'entrée de la roue.

u_1 : vitesse d'entraînement à l'entrée de la roue.

1°) Caractéristique de la hauteur nette $H_n = f(Q)$

La hauteur nette est égale à la hauteur effective diminuée :

- Des pertes de charges ϵ_d et ϵ_r dues aux frottements des filets liquides entre eux et contre les parois de la machine dans la roue (ϵ_r) et dans le diffuseur (ϵ_d).

avec les aubes de la roue (à l'entrée) et les aubes du diffuseur (à la sortie) lorsqu'on s'éloigne du régime de fonctionnement optimal.

En définitive, en régime quelconque, on a :

$$H_n = H_{eff} - \varepsilon_d - \varepsilon_r - \varepsilon_c \quad (II.2)$$

Si $\beta_2 < 90^\circ$ ($\text{tg } \beta_2 > 0$), la caractéristique H_n a l'allure indiquée en (I') sur la figure (II.1) avec β_2 : l'angle de sortie.

Si $\beta_2 = 90^\circ$ ($\text{tg } \beta_2 = \infty$), la caractéristique H_n a l'allure indiquée en (II') sur la figure II.1.

Si $\beta_2 > 90^\circ$ ($\text{tg } \beta_2 < 0$), la caractéristique H_n a l'allure indiquée en (III') sur la figure II.1.

La caractéristique $H_n = f(Q)$ est fournie par le constructeur de la pompe [1].

2°/ Caractéristique de la puissance fournie à l'arbre de la pompe $P = f(Q)$

La théorie des turbomachines montre que la puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\varpi N Q}{100} \left(\mu_0 N - \frac{\lambda_0}{\text{tg } \beta_2} Q \right) \quad (II.3)$$

Q : débit en m^3/s

P : puissance absorbée par la pompe en (kw)

N : Vitesse de rotation en (tr/min)

ϖ : poids volumique du liquide (daN/m^3)

Les coefficients μ_0 et λ_0 étant fonction des dimensions de la roue.

Pour une vitesse N constante l'équation $P = f(Q)$ est celle d'une parabole qui, selon les valeurs de β_2 , peut présenter les valeurs suivantes :

Si $\beta_2 < 90^\circ$ ($\text{tg } \beta_2 > 0$), la caractéristique P est une parabole dont la concavité est toujours tournée vers le bas et qui présente un maximum (courbe I' de la figure II.1).

Si $\beta_2 = 90^\circ$ ($\text{tg } \beta_2 = \infty$), la caractéristique P est une droite représentée par la courbe (II') sur la figure II.1.

Si $\beta_2 > 90^\circ$ ($\text{tg}\beta_2 < 0$), la caractéristique P est une parabole dont la concavité est tournée vers le haut (courbe (III') sur la figure II.1).

Cette caractéristique $P = f(Q)$ se relève expérimentalement et elle est fournie par le constructeur des pompes [1].

3°/ Caractéristique du Rendement à Vitesse constante $\eta = f(Q)$

Nous nous limiterons à la caractéristique du rendement globale qui tient compte de toutes les pertes (frottement, chocs, fuites) (figure II.1).

$$\eta = \frac{\bar{\omega} Q H_n}{100P} \quad (\text{II.4})$$

η : rendement global

$\bar{\omega}$: Poids volumique en N/m^3

Q : débit en m^3/s

H_n : la hauteur nette en m

P : puissance fournie à l'arbre

La caractéristique $\eta = f(Q)$ est en générale fournie par les constructeurs des pompes [1].

III- POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE CENTRIFUGE EN SERVICE SUR UN RESEAU DE CANALISATION DONNE :

On considère une seule pompe débitant sur une conduite unique, et la hauteur géométrique d'élévation ne varie pas en fonction du débit Figure II.2.

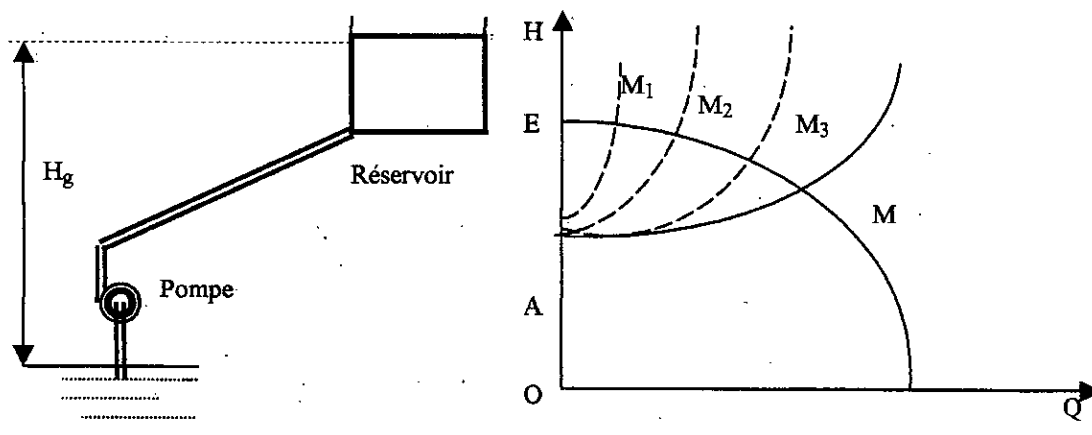


Figure II.2 Pompe en service sur une conduite unique

Soit, dans le système d'axe (H, Q) :

OA la hauteur géométrique d'élévation supposée constante.

(AB) caractéristique de l'ensemble des canalisations d'aspiration et de refoulement.

(C) la caractéristique $H(Q)$ de la pompe à la vitesse de rotation N constante.

(C) coupe (AB) au point M qui est le point de fonctionnement de la pompe sur la conduite donnée

A la mise en route, la vanne de refoulement étant fermée, la pompe fonctionne en régime de barbotage sur la hauteur OE à débit nul. La différence AE contribue à mettre l'eau en vitesse au fur et à mesure qu'on ouvre la vanne de refoulement de la pompe. Le débit augmente et le point de fonctionnement passe successivement de E à M_1 , puis à M_2 , M_3 , ect..., correspondant aux courbes caractéristiques représentées en tirets et résultant de l'ouverture progressive de la vanne. Le débit augmente donc tant que la hauteur nette fournie par la pompe est supérieure à celle exigée par la canalisation dont la vanne est grande ouverte, c'est à dire jusqu'au point M qui correspond à un régime stable car si, par exemple, le débit de la pompe augmentait au delà de celui correspondant au point M , la hauteur fournie par la pompe serait inférieure à celle absorbée par le réseau ce qui contribuerait à diminuer le débit [1].

1°/ Plusieurs pompes fonctionnant en parallèle sur un réseau

Nous traiterons l'exemple de deux pompes appelées à fonctionner en parallèle sur une conduite unique,

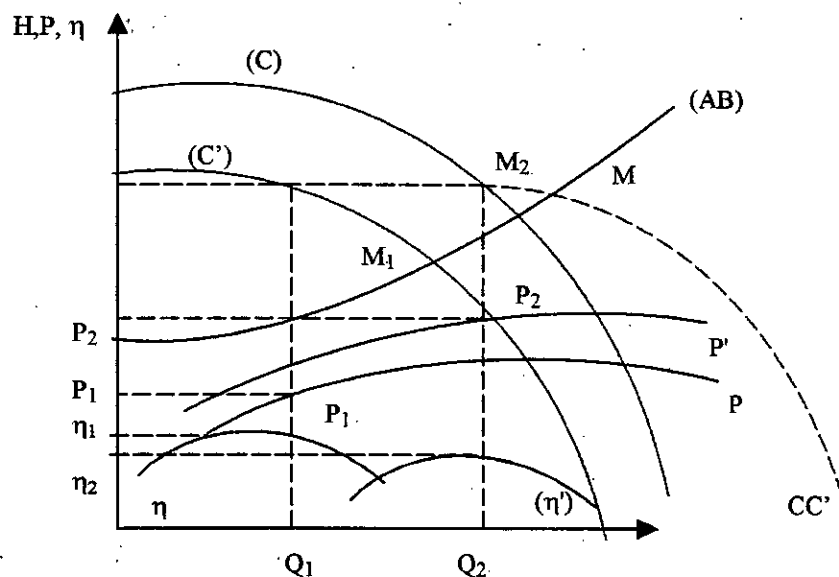


Figure II.3 : Groupement de deux pompes en parallèle.

Soit la figure II.3, (C) et (C') les caractéristiques $H = f(Q)$ des deux pompes fonctionnant sur une conduite de caractéristique (AB). Soient également (P) et (P'), (η) et (η') les caractéristiques des puissances absorbées et des rendements de chacune de ces pompes pour leur vitesse de rotation donnée.

Si les deux pompes fonctionnent simultanément sur la même conduite, les débits qui traversent la conduite s'ajoutent. On est donc amené à tracer la caractéristique (CC') (courbe en pointillé) qui coupe la caractéristique du réseau (AB) en M qui est le point de fonctionnement de l'ensemble des deux pompes.

La parallèle à l'axe des abscisses passant par M coupe respectivement en M_1 et M_2 les caractéristiques (C) et (C').

M_1 et M_2 sont les points de fonctionnement de chaque pompe.

On en déduit facilement les débits Q_1 et Q_2 , les puissances absorbées P_1 et P_2 et les rendements η_1 et η_2 de chacune des pompes.

2°/ Plusieurs pompes fonctionnant en série

En appliquant les mêmes principes que précédemment, pour déterminer le point de fonctionnement de plusieurs pompes fonctionnant en série, et le débit et la hauteur de chaque pompe.

Le fonctionnement est en série, c'est à dire, le débit traversant les différentes pompes est le même, mais les hauteurs nettes créées par chaque pompe s'ajoutent. la courbe caractéristique $H(Q)$ de l'ensemble des pompes sera obtenue en ajoutant les hauteurs des courbes caractéristiques de chaque pompe. Du point de vue pratique, il faut toutefois s'assurer que les pompes sont successibles de supporter les pressions auxquelles elles sont soumises, en particulier pour les pompes des derniers étages de la série

Il n'existe aucune forme de courbe caractéristique qui serait à conseiller a priori. Selon les conditions particulières du problème à résoudre, le choix de l'ingénieur se portera sur telle ou telle forme de caractéristique. D'une manière générale, la courbe caractéristique de la pompe choisie doit éviter toute surcharge du moteur et toute instabilité de fonctionnement.

Ajoutons enfin que le choix de la forme de la caractéristique doit être guidé par le souci d'éviter tout gaspillage d'énergie c'est à dire qu'on devra s'efforcer d'utiliser la machine dans sa zone de rendement maximal[1].

IV- Cavitation :

Les constructeurs et installateurs de pompes ont introduit la notion de *N.P.S.H.* (net positive suction head) qu'on peut traduire par (charge nette à l'aspiration).

Le *N.P.S.H.* est la cote de la ligne piézométrique à l'entrée de la tubulure d'aspiration de la pompe, rapportée à l'axe de celle-ci, exprimée en mètre et diminuée de la hauteur représentative de la tension de vapeur du liquide soit :

$$\text{NPSH} = \frac{P_A}{\varpi} - h_v \quad (\text{II.5})$$

$h_v = P_v / \varpi$: la hauteur représentative de la tension de vapeur du liquide pompé à la température considérée.

P_A : la pression absolue à l'entrée de la roue

ϖ : poids volumique du liquide

Cette expression est indépendante de la pompe utilisée et ne dépend que de l'installation (longueur et diamètre de la canalisation d'aspiration, pertes de charge le long de cette canalisation, la hauteur géométrique d'aspiration).

C'est donc une donnée fournie par l'installateur de la pompe; On appelle plus précisément le *NPSH* disponible, soit :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_A}{\varpi} - h_v \quad (\text{II.6})$$

Soit une pompe centrifuge dont l'axe supposé horizontal est à une hauteur h_A au-dessus du plan d'eau à l'aspiration.

Par définition le *NPSH* requis est :

$$(\text{NPSH})_r = \frac{P_A}{\varpi} - h_v \quad (\text{II.7})$$

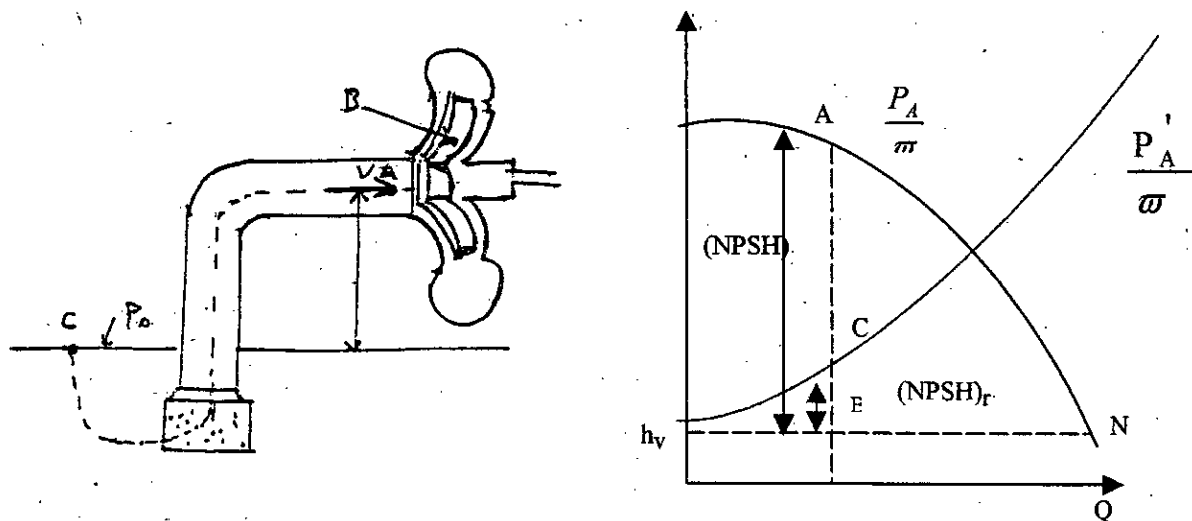


Figure II.4

Le NPSH requis est représenté par la distance verticale BC de la parabole P_2 à l'horizontale d'ordonnée h_v (figure II.4).

Le NPSH disponible est représenté par la distance verticale AB de la parabole P_1 à l'horizontale d'ordonnée h_v .

Notons que le NPSH requis est indépendant de l'installation de la pompe ; Il ne dépend que de ce qui se passe entre A et B. C'est donc une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

- ❖ Si $Q < Q_m$, c'est à dire si $(NPSH)_d > (NPSH)_r \Rightarrow$ Si

$$\frac{P_A}{\omega} - h_v > \frac{P'_A}{\omega} - h_v \quad (II.8)$$

ou, $P_A > P'_A$ la pression absolue à l'intérieur de la pompe n'atteint nulle part P_v ; aucune cavitation n'est à craindre.

- ❖ Si $Q = Q_m$, c'est à dire si $(NPSH)_d = (NPSH)_r$ ou $P_A = P'_A$ la pression absolue atteint P_v au point B où la cavitation apparaît, le liquide se met à bouillir en B et il y a formation d'une poche de vapeur avec chocs très violents et vibrations importantes de la pompe.
- ❖ Si $Q < Q_m$ et $Q > Q_N$; c'est à dire si $(NPSH)_d < (NPSH)_r$, la cavitation se développe autour du point B [].
- ❖ Si $Q = Q_N$; c'est à dire si $(NPSH)_d = 0$ ou $< (NPSH)_r$ ou $h_v = P_A / \omega$, la cavitation commence en A et s'étend jusqu'au-delà de B.

En définitive, pour éviter le phénomène de cavitation, il faut que le NPSH disponible soit toujours supérieur au NPSH requis [1].

V- DIFFERENTS TYPES DE POMPES CENTRIFUGES:

Il existe un très grand nombre de types de pompes centrifuges, on peut les classer de plusieurs manières, en tenant compte, notamment :

- Du nombre de roues.
- De la forme des aubes de la roue.
- De la vitesse spécifique.
- De la direction de l'axe (horizontale ou verticale).
- De la position de la pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

1°/ Pompe à axe horizontal ou vertical**a) Pompe à axe horizontale**

Cette disposition est la plus classique, elle est adoptée généralement pour les pompes de surface [1].

b) Pompe immergée à axe vertical (Pompe immergée)

Ces pompes sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Nous citerons les principaux types suivants :

- *Pompe immergée à axe vertical (Pompe immergée) commandée par un moteur placé sur la surface*

La pompe est entraînée par un arbre commun au moteur et qui passe dans l'axe de la canalisation de refoulement. Parfois l'arbre est contenu dans un fourreau étanche contenant de l'huile ou de l'eau filtrée. Le plus souvent l'arbre tourne à l'intérieur de la canalisation de refoulement ; Il est guidé par des paliers en caoutchoucs qui sont lubrifiés par l'eau du refoulement ; La ligne d'arbre est constituée d'éléments de longueur réduite (1,5m à 2m) pour faciliter le démontage ; Le montage est assez délicat, notamment dans le cas d'un arbre de grande longueur, de façon à réaliser un centrage parfait pour éviter toute vibration.

Ce type de pompe présente plusieurs avantages :[1]

- La hauteur manométrique d'aspiration diminuée par la suppression des pertes de charge dues aux coudes.
- Encombrement réduit.
- Moteur éloigné de l'ambiance humide de la pompe.
- Pas de problème d'amorçage (la pompe étant immergée).
- L'arbre peut supporter grand nombre de roue.

• Pompe A moteur immergé

La pompe (généralement multicellulaire) est accouplée à un moteur électrique (placé au-dessous de la pompe) et l'ensemble est immergé dans le puits ou forage.

D'une manière générale, ces groupes moto-pompes à moteur immergé donnent satisfaction à condition que leur construction soit très soignée et qu'ils ne soient pas soumis à des conditions pénibles de marche (tension insuffisante, surcharges, etc....) car le refroidissement du stator est difficile.

Pour éviter cet inconvénient, on construit des moteurs dont les enrôlements statoriques ainsi que les câbles d'amenée de courant et les épissures sont parfaitement isolés et peuvent baigner dans l'eau.

2°/ Pompes pour la vidange des puisards

Ces appareils assurent automatiquement la vidange des puisards, dès que l'eau a atteint un certain niveau. Ils comportent une pompe centrifuge immergée à axe vertical, dont l'amorçage est de ce fait automatique. Le rotor est constitué par une roue ouverte permettant le pompage d'une eau légèrement chargée. Une crépine placée sur l'aspiration empêche le passage des corps étrangers de dimension importants.

L'entraînement de la pompe est réalisé par un moteur électrique placé en dehors du puisard. La transmission est effectuée au moyen d'un arbre chenisé, situé dans l'axe du tube de refoulement [18].

3°/ Pompes immergées à transmission hydraulique

La transmission hydraulique est une autre alternative de mécanisation des pompes de forage à mouvement alternatif. Dans ce mode de transmission, l'eau sous pression est utilisée pour accroître la quantité d'eau refoulée à la surface.

Bien que les dispositifs de transmission hydraulique aient plusieurs avantages par rapport aux tiges classique des pompes, ils sont, cependant, beaucoup plus complexes et coûteux. En Outre, leur rendement est généralement plus faible, du fait des frottements supplémentaires provoqués par la mise en mouvement de l'eau nécessaire pour faire fonctionner la pompe [8].

4°/ Pompes de forage à mouvement alternatif

Lorsque la nappe phréatique est trop profonde ou que le sous-sol est dur, il est en général plus aisé et plus économique de faire un forage que de construire un puits. La plupart des forages sont revêtus d'un tubage en acier 100 ou 150 mm de diamètre. La pompe doit être d'un diamètre suffisamment petit pour qu'elle puisse être descendue dans le forage.

Comme les diamètres doivent être petits (les forages de gros diamètres sont très coûteux), les débits importants ne peuvent être obtenus qu'avec des pompes à course de piston importante. La vitesse de rotation des pompes de forage est normalement limitée à 30 tr/ min, mais dans certains cas on peut atteindre 50tr/min. Des vitesses de pompage plus fortes peuvent entraîner le flambage du long train de tiges, car les tiges et le piston de la pompe n'auraient pas assez de temps pour retomber par gravité pendant la course descendant. Bien entendu quelle que soit la profondeur du forage, il faut absolument éviter une compression du train de tige, pour ne pas courir le risque du flambage et de coincement du train des tiges contre les pavais du tubage [8].

Chapitre III

CHAPITRE III

LES RESEAUX

I. INTRODUCTION

Il est nécessaire avant de développer la formulation mathématique du problème posé de présenter la structure d'un réseau.

Pour cela, Nous pouvons définir un réseau comme étant un système matériel, permettant le transfert de l'eau, depuis certains points de puisage (puits, forage) jusqu'aux points d'utilisation[12].

II. STRUCTURE DES RESEAUX

On distingue en pratique deux types de réseaux qui sont : les réseaux ramifiés et les réseaux maillés. [12].

1°/ Description d'un Réseau Ramifié

Un Réseau ramifié (figure III.1) est un ensemble de conduites connectées entre elles dont la structure est sous forme d'arbre. Chaque nœud de consommation est relié à son point d'alimentation par un chemin unique. Le sens d'écoulement du fluide est de l'amont (source) vers l'aval (point de consommation).

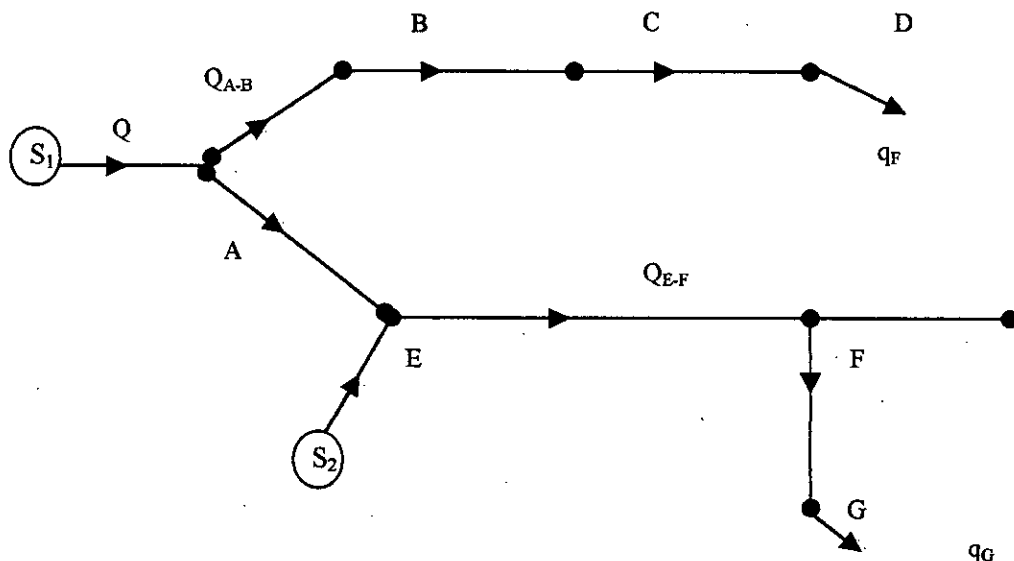


Figure (III.1) : Exemple de réseau ramifié

- S_1, S_2, A, B, \dots, G : Nœuds (points de consommation aux points d'alimentation (source))
- S_1A, AB, EF, \dots : Branches orientées
- q_B, q_A, \dots, q_F : Débits soutirés aux nœuds
- Q_{A-B}, Q_{E-F}, \dots : Débits véhiculés par les différentes conduites (AB, EF,

2°/ Description d'un réseau maillé

Un réseau maillé est constitué de n nœuds et t tronçons, il diffère du réseau ramifié du fait de l'existence d'un ou plusieurs contours fermés appelés mailles (Figure III.2)

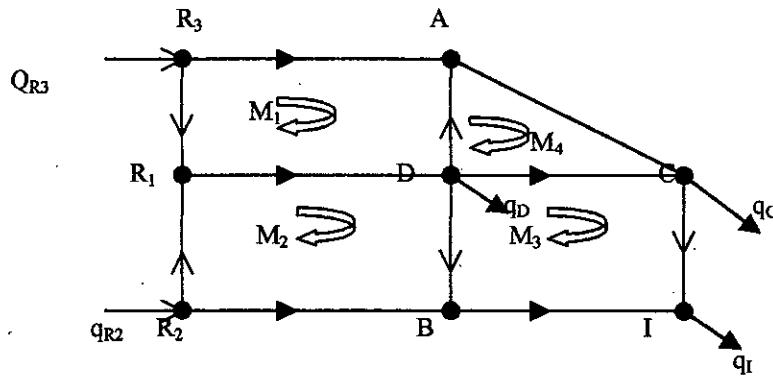


Figure II. 2 Exemple de réseaux maillé

- R_1, R_2, \dots : Nœuds Réservoirs (points d'alimentation)
- A, B, I, \dots : Nœuds de consommation.
- AC, BD, \dots : Branches orientées (l'orientation définit le sens d'écoulement du fluide dans la conduite considérée).
- q_D, q_C, q_I, \dots : Débits de consommation.
- Q_{R2}, Q_{R3}, \dots : Débits d'alimentation.
- M_1, M_2, \dots : Mailles orientées (l'orientation de la maille définissant le sens positif est choisie arbitrairement).

REMARQUE

Comme présenter dans la figure (II.2), on distingue deux types de nœuds à charges fixées (R_2, R_3) et les nœuds à débits fixés (A, B, \dots).

a) Les nœuds à charges fixées

Les nœuds à charges fixées sont caractérisés par leurs côtes piezométrique connues : c'est le cas des réservoirs, des plans d'eau et des bâches d'aspiration, les résultats du calcul fournira les débits partants ou arrivants à ces nœuds.

b) Les Nœuds à débits fixés

Dans ce cas les différents types de consommation sont connus, la résolution du système d'équations pour l'ensemble de ces nœuds fournit les côtes piezométriques en ces nœuds.

III- FORMULATION MATHÉMATIQUE

L'analyse de l'écoulement en régime permanent dans les réseaux de fluide sous pression, a été et est toujours une tâche majeure pour beaucoup d'ingénieurs hydrauliciens dans le cadre de la réalisation des réseaux de conduites d'adduction et de distribution.

Le problème consiste à déterminer (sous certaines hypothèses et données de base) les débits qui transitent dans chaque tronçon ainsi que les pressions disponibles aux nœuds du réseau.

Cette analyse conduit à une formalisation théorique aisée dont les équations de base sont [12]:

1° Les équations de perte de charge

Chaque conduite constitutive du réseau sera caractérisée par une équation non linéaire entre le débit véhiculé par celle-ci et la perte de charge entre ses nœuds d'extrémité (i, j)

$$J_{ij} = R_{ij} Q_{ij}^{\alpha} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec,

$J_{ij} = H_i - H_j$: la différence de charge entre les nœuds i et j.

Q_{ij} : le débit dans la conduite i j

R_{ij} : la résistance hydraulique.

L'expression générale de la résistance hydraulique que nous utiliserons est de la forme :

$$R_{ij} = F_{ij} L_{ij} D_{ij}^{-\gamma}$$

$$J_{ij} = F_{ij} L_{ij} Q_{ij}^{\alpha} D_{ij}^{-\gamma}$$

Avec,

L_{ij} : longueur de la conduite (ij).

D_{ij} : le diamètre de la conduite (ij).

F_{ij} : constante dépendant du fluide et de la rugosité de la canalisation (dit coefficient de frottement).

γ : exposant voisin de 5

D'après :

- MANNING :	$\alpha = 2$	et	$\gamma = 5.33$
- GALAND :	$\alpha = 1.85$	et	$\gamma = 5.25$
- HAZEN-WILLIAM :	$\alpha = 1.85$	et	$\gamma = 4.865$

2°/ Les équations de la conservation d'énergie

Ces équations expriment que «la perte de charge totale le long d'une maille est nulle» :

$$\sum_{i \in M} J_{ij} = 0 \quad (\text{une équation par maille}) \quad (\text{III.2})$$

$I_j \in M$: ensemble des branches (ij) appartenant à la maille M.

Un sens positif arbitraire doit être donné à la maille M. J_{ij} sera positif si le sens du débit dans la branche (ij) est le sens de la maille. L'équation (III.2) est la 1^{ère} loi de KIRCHOFF.

3°/ Les équations de continuité aux nœuds

C'est la deuxième loi de KIRCHOFF, elle impose que la somme algébrique des débits entrant et sortants d'un nœud soit nulle :

$$\sum Q_{ij} + q_i = 0 \dots \dots \dots (\text{une équation par nœud}) \dots \dots \dots (\text{III.3})$$

avec,

J : l'ensemble des nœuds connectés à i.

q_i : débit de consommation au nœud i.

Q_{ij} : débit dans la branche i j.

Le débit q_i (ou Q_{ij}) est positif quand il s'agit d'une consommation (ou débit sortant) et négatif si c'est une injection (ou débit entrant).

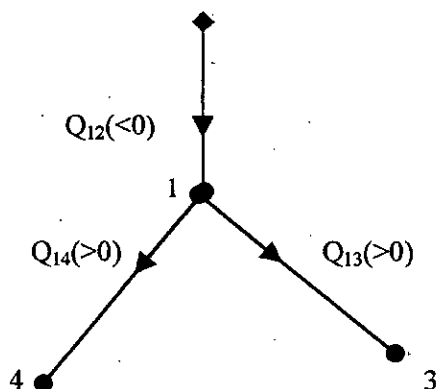


Figure (III.3)

Les équations (III.1, III.2 et III.3) sont les expressions de base qui forme le système d'équations non linéaire à résoudre pour l'étude de l'équilibrage des réseaux maillés :

$$\left. \begin{aligned} J &= R_{ij} Q_{ij}^\alpha \\ \sum Q_{ij} + q_i &= 0 \\ \sum J_{ij} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(III.4)$$

Les méthodes de résolution sont principalement la méthode de HARDY-CROSS, la méthode de NEWTON RAPHSON, et la méthode de linéarisation de l'équation de perte de charge.

IV- CRITERES DE BASE POUR LA RESOLUTION DU PROBLEME.

Pour résoudre le problème d'équilibrage formulé plus haut, un certain nombre d'hypothèses doivent être prises en compte afin de décrire le réseau. A ces hypothèses sera associée une série de contraintes sur la pressions aux nœuds et sur la vitesses d'écoulement dans les conduites. Ces contraintes sont imposées dans le but de garantir un bon fonctionnement du réseau[12].

1°/ Caractéristiques du réseau

Un réseau est définit dans son ensemble par :

- Son tracé
- La longueur, le diamètre et le matériau de chaque canalisation.
- Le débit de pointe consommé en chaque nœud et d'altitude altimétrique de celui-ci.
- Les caractéristiques des organes hydrauliques telles que les stations de pompage (courbe caractéristique de chaque pompe utilisée), les vannes, les réducteurs de pression ... ect.

2°/ Contraintes imposées**a) Contraintes sur la vitesse**

Les contraintes sur la vitesse sont imposées par les conditions de sécurité, la vitesse moyenne d'écoulement dans les conduites doit être limitée supérieurement à une valeur maximale, afin de réduire les risques de détérioration par coups de bélier ou par cavitation et inférieurement par une valeur minimale afin de réduire les risques de dépôts :

$$V_{\max} \geq V \geq V_{\min}$$

V : vitesse moyenne

V_{\min} : Vitesse minimale

V_{\max} : vitesse maximale.

b) Contrainte sur la pression

Pour satisfaire un meilleur service, on se fixe en chaque nœud une charge minimale au-dessous de laquelle on considère que le réseau défaille la valeur de cette pression est fixée de façon à éviter la détérioration de la conduite par dépression et d'assurer l'alimentation des points les plus défavorisés.

Une pression maximale doit être aussi imposée afin de réduire le risque d'éclatement de la conduite par sur pression.

$$P_{\max} \geq H \geq P_{\min}$$

P_{\min} : pression minimale

P_{\max} : pression maximale.

V- LES METHODES DU RESOLUTION :**1°/ Méthodes de HARDY-CROSS [12]**

On présentera deux formulations de la méthodes de HARDY-CROSS :

- La méthode des mailles.
- La méthodes des nœuds .

a) Méthodes des mailles

Le principe de cette méthode est de choisir au préalable une distribution des débits dans les différents tronçons de manière à satisfaire la loi des nœuds :

$$\sum Q_{ij} + q_i = 0$$

Pour chaque maille, on calcule :

$$J_{ij} = R_{ij} \cdot Q^\alpha$$

avec, $1,8 \leq \alpha \leq 2$.

Si la solution initiale est correcte, on doit avoir pour chaque maille :

$$\sum_{ij \in M} J_{ij} = 0$$

Si la loi des mailles n'est pas vérifiée ($\sum J_{ij} \neq 0$), on applique une correction ΔQ qui permet de se rapprocher de la bonne solution (ΔQ est la même pour tous les tronçons de la maille considérée). Le processus itératif est arrêté si les corrections ΔQ deviennent suffisamment petites pour être négligeables.

$$|Q_{it+1} - Q_{it}| \leq \varepsilon$$

ou :

it : numéro d'itération

ε : critère de convergence

Q_{it} , Q_{it+1} : valeur des débits aux itérations (it) et (it+1)

Afin de déterminer l'expression du débit correctif ΔQ , considérons la maille de la figure (III.4), constituée de quatre tronçons (12, 23, 34, et 42) et quatre nœuds (1, 2, 3, et 4).

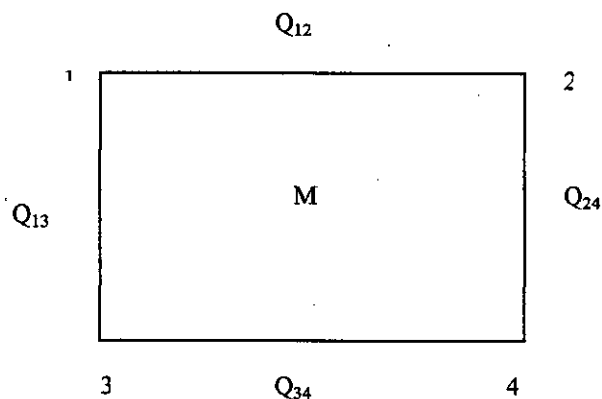


Figure (III-4)

La somme des pertes de charge le long de la maille (1 2 3 4) à l'itération (it+1) est :

$$\sum R_{ij} Q_{ij}^{(it+1)} + \left(\sum \alpha R_{ij} Q_{ij}^{\alpha-1} \right)^{(it)} \Delta Q^{(it)} = 0$$

cela permet de déduire l'expression de ΔQ :

$$\Delta Q^{(it)} = \frac{-\sum R_{ij} (Q_{ij}^{\alpha})^{(it)}}{\alpha \sum R_{ij} (Q_{ij}^{\alpha-1})^{(it)}} = \frac{-\sum J_{ij}^{(it)}}{\alpha \sum J_{ij}^{(it)} Q_{ij}^{(it)}} \dots \dots \dots (III.5)$$

On doit ainsi calculer ΔQ pour chaque maille du réseau si une canalisation est commune à deux mailles, la correction relative à cette conduite sera la somme algébrique des corrections concernant les deux mailles.

Bien que la méthode de HARDY-CROSS décrite ci-dessus a été pendant très longtemps le moyen idéal pour résoudre le problème de l'équilibrage des réseaux mailles, elle présente cependant l'inconvénient de ne converger rapidement qu'à condition de choisir une répartition initiale des débits proche de la solution finale, d'une part, et de faire un choix optimal des mailles d'autre part.

Remarque

- Les tronçons antennes (parties ramifiées du réseau) doivent être séparés du réseau maille et calculés indépendamment en fonction des résultats obtenus.
- Les résultats du calcul sont les débits et les pertes de charge dans toute les branches. Un calcul supplémentaire est nécessaire pour obtenir les pressions en tous point du réseau

b) méthode des nœuds

Cette méthode est la symétrie de la précédente. On se fixe dans ce cas les valeurs des charges Hi en chaque nœud (i) du réseau de façon à respecter la loi des mailles :

$$\sum J_{ij} = 0$$

A partir de là on calcule les débits dans chaque conduite d'après l'équation (III.1) résolue en Q :

$$Q_{ij} = R_{ij}^{-1/\alpha} J_{ij}^{1/\alpha} = R_{ij}^{-1/\alpha} (H_i - H_j)^{1/\alpha} \dots \dots \dots (III.6)$$

Si la solution initiale choisie est correcte; on doit avoir en chaque nœud :

$$\sum_{j=1,n} Q_{ij} + q_i = 0 \Rightarrow \sum R_{ij}^{-\beta} (H_i - H_j)^{1/\alpha} + q_i = 0$$

j : ensemble des nœuds n connectés à i et $\beta = 1/\alpha$ avec $1,8 \leq \alpha \leq 2$.

Dans le cas contraire, la charge H_i au nœud i diffère de la charge réelle d'une quantité ΔH_i qui est la correction à apporter (à la charge H_i) afin de satisfaire la condition d'équilibre des débits en chaque nœud.

$$H_i^{(it+1)} = H_i^{(it)} + \Delta H_i^{(it)}$$

ΔH_i : est exprimé en valeur algébrique et it : numéros d'itération.

L'application de l'équation de continuité (III.1), donne alors :

$$\sum R^{-\beta} ((H_i + \Delta H_i) - H_j)^\beta + q_i = 0 \dots\dots\dots (III.7)$$

Le développement de l'équation (III.7) pour $\alpha=2$ et en négligeant les infiniments petit permet d'écrire l'expression de ΔH_i :

$$\Delta H_i = \frac{2 \sum (Q_{ij} + q_i)}{\sum Q_{ij} / J_{ij}}$$

c) Cas de plusieurs Réservoirs

Lorsque le réseau étudié comporte plus d'un réservoir, on procède comme suite :

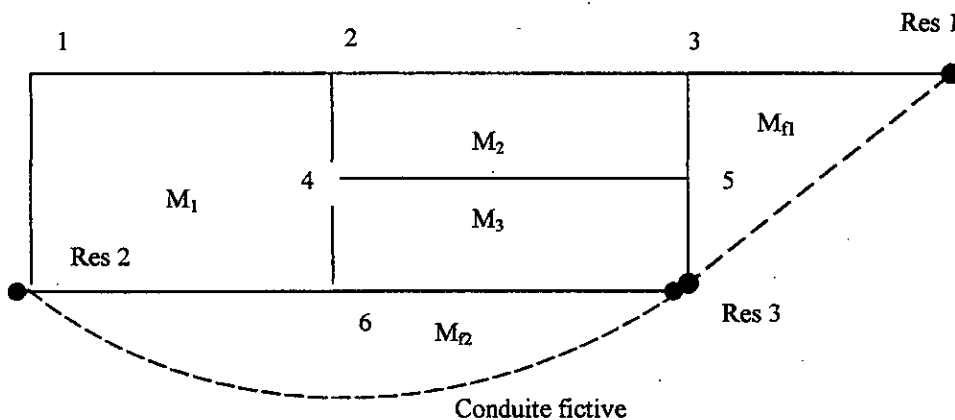


Figure (III.5)

Ayant (n_r) réservoirs, on est amené à créer ($n_r - 1$) conduites fictives et donc ($n_r - 1$) mailles fictives relient les réservoirs entre eux (deux par deux).

Pour chacune des ($n_r - 1$) nouvelles mailles (fictives), la somme des pertes de charges le long des conduites qui les constituent ne sera pas nulle, mais égale à la différence entre les charges (connues) aux nœuds réservoirs.

Le système à résoudre devient :

$$\begin{aligned} \sum Q_{ij} + q_i &= 0 && n \text{ équations aux nœuds} \\ \sum J_{ij} &= 0 && m \text{ équations aux mailles réelles} \\ \sum J_f &= \Delta H_f && (n_r - 1) \text{ équations aux mailles fictives} \end{aligned} \tag{III.8}$$

2°/ Méthode de linearisation de l'équation de perte de charge[12]

L'étude de l'équilibrage des réseaux maillés en régime permanent est approchée dans cette méthode par l'algèbre linéaire, et les techniques d'analyse numérique. Le système d'équation à résoudre fait introduire :

- ◆ Les équations de continuité en chaque nœud.
- ◆ Les équations de conservation de l'énergie sur chaque maille.

Ce système d'équation non linéaire en terme de perte de charge est remplacé dans la méthode décrite ci-après par un système linéaire traduisant un régime laminaire dans les conduites, la résistance hydraulique sera formulée en terme de débit.

$$J_{ij} = H_i - H_j = Q_{ij}^2 R_{ij} \dots \dots \dots (III.9)$$

On substitue :

$$J_{ij} = H_i - H_j = Q_{ij} R_{ij} \dots \dots \dots (III.10)$$

Les résultats comparatifs, relatifs à plusieurs schémas de réseau, a permis de conclure que la distribution des débits obtenus après la résolution du système linéaire à m équations de maille et n équations de nœud sont très peu différents des valeurs calculées par la méthode de HARDY-CROSS.

Conclusion importante puisque ceci revient à résoudre un système de T équations linéaires à T inconnues, problème classique qui ne nécessite ni approximation successive ni répartitions initiales des débits.

Le procédé général de résolution est constitué des étapes suivantes :

- ❖ La détermination d'une répartition initiale des débits en résolvant le système d'équations linéaires à t inconnues avec : $t = m + n - 1$

m : nombre de maille et n : nombre de nœuds.

$$k_0 \bar{Q} = \bar{W} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec,

K_0 : la matrice des données avec m rangées relatives aux équations de mailles, elles renseignent sur les coefficient de résistance R_{ij} et $(t-m)$ lignes relatives aux équations de continuité aux nœuds. Les éléments de ces lignes ont pour valeur $+1$ ou -1 suivant le sens du débit.

W : un vecteur dont les composantes valent zéro (où ΔH_r , s'il s'agit d'une équation de maille qui correspondent aux valeurs q_i des débits soutirés au nœud i s'il s'agit d'une équation de continuité).

Q : le vecteur solution et qui représente les débits Q_{ij} dans l'ensemble des conduites (i, j)

- ❖ L'inversion de la matrice K_0 permet d'obtenir la première solution du système :

$$\bar{Q}_0 = K_0^{-1} \bar{W} \dots \dots \dots (III.12)$$

Le vecteur solution \bar{Q}_0 plus au moins éloignée de la solution exacte est corrigé grâce à un processus itératif

$$K_1 \bar{Q} = \bar{W} \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec,

Où K_1 désigne la nouvelle matrice des données dont les coefficients de résistance initiaux $(R_{ij})_0$ des mailles ont été rangés en fonction du débit par la transformation suivante :

$$(R_{ij})_1 = (R_{ij})_0 (Q_{ij})_0 \dots \dots \dots (III.14)$$

On obtient ainsi les nouvelles valeurs des débits :

$$\bar{Q} = K_1^{-1} \bar{W} \dots \dots \dots (III .15)$$

Ces débits servent à recalculer les nouvelles valeurs des coefficients de résistance pour l'itération suivante avec :

$$(K_{ij})_k (Q_{ij})_k = W_i \dots \dots \dots (III.16)$$

et

$$(R_{ij})_k = (R_{ij})_0 Q_{k-1} \dots \dots \dots (III.17)$$

avec : $(k = 1, 2, 3, \dots)$

Le processus itératif est arrêté quand le maximum de la différence des débits aux itérations k et $k - 1$ est inférieur à une tolérance fixée préalablement.

La seconde particularité de la méthode proposée est le façonnage particulier de la matrice $[K]$. Les coefficients sont disposés d'une façon à donner à la matrice une structure bande, c'est à dire pour laquelle les éléments non nuls sont regroupés de manière relativement dense autour de la diagonale principale. Cela nous permettra de ne travailler qu'avec cette bande et de remédier aux inconvénients qui découlent de l'inversion des matrices de grande dimensions à savoir : le temps de calcul assez élevé, et une occupation importante de la mémoire d'ordinateur qui constitue une limite aux dimensions du réseau à calculer.

3°/ Equilibrage des réseaux mailles de distribution par la méthode de NEWTON-RAPHSON[12]

L'événement des ordinateurs a permis de mettre au point d'autres méthodes beaucoup plus pratique que celle d'HARDY-CROSS pour la résolution du système d'équation non linéaire du problème d'équilibrage des réseaux maillés de distribution d'eau potable.

La principale amélioration apportée à la méthode traditionnelle a été l'utilisation du procédé de NEWTON-RAPHSON pour le calcul des corrections à apporter aux variations des charges aux nœuds (méthodes des nœuds) ou des débits dans les tronçons (méthodes des mailles).

a) Rappel théorique

Soit à déterminer les racines du polynômes $f(x) = 0$, supposé continu et dérivable. La méthode consiste à se fixer une valeur initiale x_{it} de générer successivement d'autres points jusqu'à trouver une racine approchée tel que $f(x_{it+k}) = 0$.

Chaque nouveau point x_{it+k} ($k = 1, \dots, n$) et le point où la tangente à la fonction, évaluée au point précédent, coupe l'axe des x . La figure (III.6) montre la convergence de la méthode vers la solution finale.

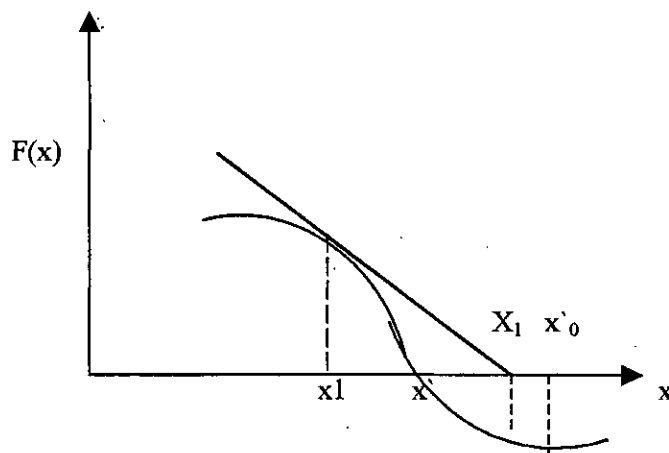


Figure (III. 6)

L'équation de la droite, tangente à la courbe $Y = f(x)$, au point X_{it} quant $y = 0$ est donnée par :

$$\frac{f(x_{it})}{x_{it} + x_{it+1}} = f'(x_{it})$$

D'où :

$$x_{it+1} = x_{it} - \frac{f(x_{it})}{f'(x_{it})}$$

Cette méthode est extensible à un système de n équations non linéaire de la forme :

$$F(x) = 0$$

Ou encore

$$f_1(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

$$f_2(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

.....

$$f_n(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$

Dans ce cas, les valeurs des inconnus $x_i^{(it+1)}$

A l'itération $(it+1)$ sont calculées par la relation :

$$X_i^{(it+1)} = x_i^{(it)} + \Delta x_i^{(it)}$$

Le vecteur de correction Δx_i est obtenu par le système d'équations linéaires.

$$\varphi(x_{it}) * \Delta x_{it} = -F(x_{it}) \dots \dots \dots (III.18)$$

avec $\varphi(x_{it})$: la matrice Jacobienne, ou matrice des dérivées premières du système calculée à l'itération it.

$$\varphi(x_{it}) = \begin{vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x_1} & \frac{\partial f_1}{\partial x_2} & \frac{\partial f_1}{\partial x_3} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial x_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x_1} & \frac{\partial f_2}{\partial x_2} & \frac{\partial f_2}{\partial x_3} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial x_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial f_n}{\partial x_1} & \frac{\partial f_n}{\partial x_2} & \frac{\partial f_n}{\partial x_3} & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial x_n} \end{vmatrix}$$

Les éléments $\frac{\partial f_n}{\partial X_n}$ de la matrice Jacobienne sont calculés analytiquement

dérivant les $f_{it}(x)$ par rapport à x.

Le procédé de NEW-RAPHSON implique la résolution d'un système linéaire à chaque itération, La solution peut être obtenue directement en inversant la matrice Jacobienne c'est à dire en calculant :

calculant :

$$\Delta x_{it} = [\varphi(x_{it})]^{-1} F(x_{it}) \dots \dots \dots (III. 19)$$

Cette opération requiert évidemment que la matrice φ^{-1} existe que φ soit non singulière et que la fonction F(x) soit différentiable.

b) Application aux Réseaux mailles[12]

b.1. Méthode des mailles

Soit un réseau de distribution à m mailles, si on utilise le système d'équations des mailles ou l'on se fixe les valeurs initiales des débits Q, le système sera constitué de m équation de la forme :

$$F_i(Q) = \sum R_{ij} Q_{ij}^2 = 0 \quad (1 \text{ équation par maille}).$$

La solution du problème est obtenue en calculant à chaque itération :

$$\varphi_{it-1} * \Delta Q_{it} = -F(Q_{it-1}) \dots \dots \dots (III.20)$$

avec,

ΔQ_{it} la correction à apporter au débit à l'itération it +1 ou encore en notation développée :

$$\begin{array}{cccc|c|c} \frac{\partial f_1}{\partial Q_1} & \frac{\partial f_1}{\partial Q_2} & \frac{\partial f_1}{\partial Q_3} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial Q_n} & \Delta Q_1 & f_1 \\ \frac{\partial f_2}{\partial Q_1} & \frac{\partial f_2}{\partial Q_2} & \frac{\partial f_2}{\partial Q_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial Q_n} & \Delta Q_2 & f_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial f_n}{\partial Q_1} & \frac{\partial f_n}{\partial Q_2} & \frac{\partial f_n}{\partial Q_2} & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial Q_n} & \Delta Q_n & f_n \end{array} =$$

Notons que :

- ❖ $\frac{\partial f_i}{\partial Q_j}$ ($i \neq j$) est la dérivée de l'équation de perte de charge par rapport au tronçon j. Cette dérivée est nulle si j n'est pas commun avec une autre maille.
- ❖ Dans l'équation au dérivée partielle $\frac{\partial f_m}{\partial Q_n}$ le débit Q_n représente l'ensemble des débits de la maille m .
- ❖ La plupart des éléments hors de la diagonale principale sont nuls.
- ❖ Aux équations de mailles, on doit ajouter d'autres équations représentant le fonctionnement des réservoirs, pompes, régulateurs..... etc.

b.2. Méthode des nœuds

Dans ce cas, le système à résoudre par la méthode de Newton-Raphson sera formulé à partir des équations de continuité :

$$F(H_i) = \sum Q_{ij} + q_i = 0 \dots \dots \dots (III.21)$$

avec,

$Q_{ij} = f(H_i - H_j)$, j : l'ensemble des nœuds connectés à i .

Q_{ij} : débit véhiculé dans la branche ij (de i vers j)

H_i, H_j : côtes piézométriques au nœud i et j

q_i : débit de consommation au nœud i .

Si n est le nombre de nœuds du réseau, on aura un système de n équations non linéaires à développer. Les charges H_i de ces nœuds constituent les inconnues du système, lorsque les charges ont tous les nœuds du réseau sont déterminées les relations caractéristiques des éléments constitutifs du réseau (conduites simples, conduites équipées d'une pompe, clapets, ventouses...), permettent de calculer les débits Q_{ij} dans toutes les branches.

Notons que pour les nœuds à charge fixe l'inconnu dans l'équation (III.20) est le débit q_i , la charge H_i du réservoir étant toujours spécifiée.

Le procédé consiste à déterminer à chaque itération, les corrections ΔH_i à apporter à la variable H_i en vue de se rapprocher de la solution finale. On notera que le procédé D'HARDY - CROSS ne corrige quant à lui qu'une seule variable à la fois. Le processus itératif est arrêté si le critère de convergence est satisfait :

$$|H_{it+1} - H_{it}| \leq \epsilon$$

it : numéro de l'itération considérée.

Le système d'équation à résoudre est de la forme :

$$\varphi(H_{it})\Delta H_t = -F(H_{it}) \dots \dots \dots (III.22)$$

avec, ΔH_{it} la correction à apporter à la charge à l'interaction $(it+1)$ ou encore en notation développée :

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial H_1} & \frac{\partial f_1}{\partial H_2} & \frac{\partial f_1}{\partial H_3} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial H_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial H_1} & \frac{\partial f_2}{\partial H_2} & \frac{\partial f_2}{\partial H_3} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial H_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial f_n}{\partial H_1} & \frac{\partial f_n}{\partial H_2} & \frac{\partial f_n}{\partial H_3} & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial H_n} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta H_1 \\ \Delta H_2 \\ \dots \\ \Delta H_n \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \dots \\ f_n \end{vmatrix}$$

j : ensemble des nœuds connectés aux nœuds

Remarque

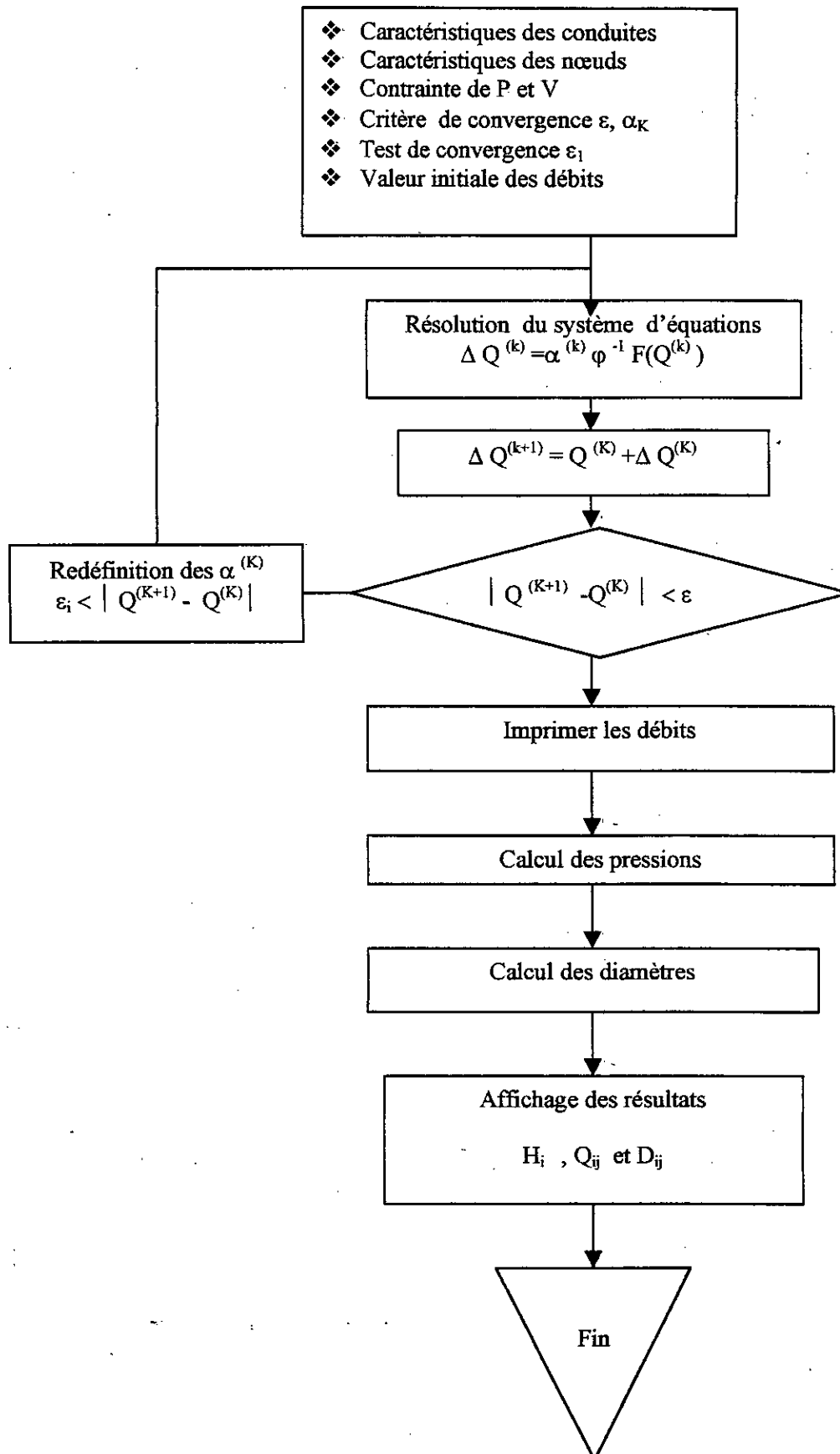
- Si i est un nœud réservoir l'équation au dérivée partielle $\partial f_i / \partial H_i$ doit être remplacée par $\partial f_i / \partial q_i$.
- Si un nœud quelconque k n'est pas connecte ou nœud i la dérivée au $\partial f_i / \partial H_k$ est nulle.
- Si le tronçon ij est constitué par une conduite simple ou encore d'une conduite équipée d'une pompe ou d'un clapet, les éléments correspondants de la matrice Jacobienne sont symétriques :

$$\frac{\partial f_i}{\partial H_j} = \frac{\partial f_j}{\partial H_i}$$

Cette particularité n'est pas vérifiée, si la conduite considérée est équipée d'un réducteur de pression aval.

- L'équation (III.22) requiert l'existence de la matrice Jacobienne, qu'elle soit non singulière et que la fonction $\varphi(H_i)$ soit différentiable.

Organigramme de résolution par la méthode de NEWTON - RAPHSON



Chapitre IV

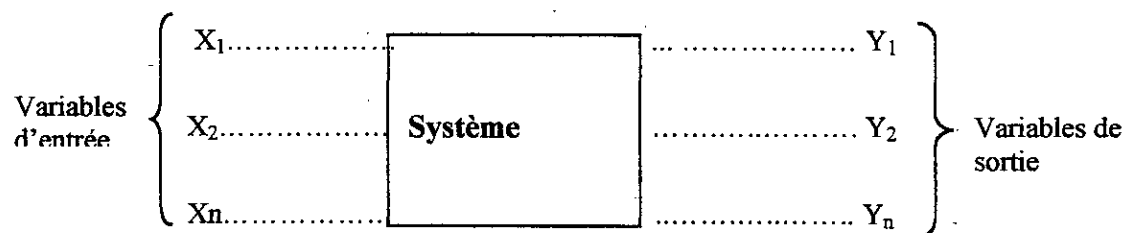
CHAPITRE IV**MODELISATION MATHEMATIQUE****I-INTRODUCTION**

Depuis une vingtaine d'années, la puissance croissante des ordinateurs a permis d'abord, puis de résoudre complètement des problèmes de plus en plus nombreux et de plus en plus difficiles, par leur complexité propre et par le nombre d'informations à traiter. L'ingénieur d'aujourd'hui ne doit pas ignorer ces techniques ni les situations nouvelles qu'elles permettent de considérer. De ce fait, il doit posséder une bonne fonction tant en analyse mathématique qu'en analyse numérique, en vue d'une meilleure compréhension des phénomènes et donc une meilleure utilisation de ce nouveau moyen d'investigation et de décision.

Les ingénieurs se trouvent couramment dans leur vie professionnelle face à des problèmes que les méthodes numériques peuvent contribuer à résoudre :

- Les problèmes des réseaux
- Les problèmes d'optimisation
- Simulations

Un système physique, chimique, biologique et économique peut se concevoir comme étant une relation entre des causes (ou variables d'entrée) et des conséquences (variables de sortie). Ce que l'on peut schématiser comme suit :



Scientifiquement, étudier un tel système c'est généralement chercher à prévoir son comportement, c'est à dire quel sera l'état ou l'évolution des grandeurs de sortie en réponse à une valeur ou une variation des grandeurs d'entrée.

Pour ce faire, il est intéressant de synthétiser un modèle dont le comportement soit analogue à celui du système étudié, c'est à dire reproduisant les mêmes relations entre ces grandeurs d'entrée et ces grandeurs de sortie ; le modèle simule le comportement du système [4].

Dans cette partie, nous allons traité :

- Interpolation. Mathématique au niveau de forage.
- Calcul des pertes de charges.
- Interpolation de l'équation de la pompe.
- Calcul mathématique des réseaux maille.
- Programme de simulation.

II-MODELESATION MATHEMATIQUE DU SYSTEME : NAPPE - FORAGES

En vue d'obtenir avec sécurité les meilleurs débits d'un champ de captage, il est nécessaire de considérer les principaux paramètres qui interfèrent sur la production d'eau depuis la nappe jusqu'au réservoir

Dans le présent travail, nous traitons ce problème sur la base de modelés mathématique du système : nappe-forager – pompes réseau de conduites – bêche de reprise.

Nous commençons par la détermination préliminaire des débits optimum des forages d'exploitation sur la base des résultats de travaux de prospection. [11]

1°/ Détermination des débits optimum d'un champ de captage.

a) - Calcul préliminaire des débits optimum d'exploitation.

Dans cette étape, nous déterminons les débits optimum des forages sur la base des résultats de suivie du régime des eaux souterraines et des travaux de prospection durant toute la période antérieure à l'exploitation.

Ainsi nous tenons compte des paramètres hydrodynamique de l'aquifère : (transmissivité, coefficient d'emmagasinement) de paramètres techniques des forages : (position topographique, diamètre), ainsi que la durée d'exploitation du champ de captage considéré.

Supposons que ce dernier est constitué de N forages. Le rabattement dans chacun des forages, compte tenue de l'interférence d'autres, s'écrit : [11]

$$S_{ic} = \sum_{j=1}^N S_{ij} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Ou

S_{ij} : représente le rabattement du niveaux dû au fonctionnement du forage si $i = j$, à l'influence d'autres forages si $i \neq j$, ce rabattement ne doit pas dépasser un seuil permis, d'où la condition suivante :

$$S_{ic} < S_{ip} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Sip : rabattement permis dans le forage i.

La condition (IV.2) peut encore s'écrire :

$$S_{ip} \geq \sum_{j=1}^n Q_j \bar{S}_{ij} \dots \dots \dots (IV.3)$$

Q_j : débit du forage j

\bar{S}_{ij} : coefficient d'interférence des forages

L'inéquation (IV.3) constitue une contrainte sur le débit des ouvrages pour l'ensemble des forages constituant le champ de captage, son développement conduit au système d'inéquations suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_1 \bar{S}_{11} + Q_2 \bar{S}_{12} + \dots \dots \dots + Q_j \bar{S}_{1j} + \dots \dots \dots Q_n \bar{S}_{1n} \leq S_{1p} \\ Q_1 \bar{S}_{21} + Q_2 \bar{S}_{22} + \dots \dots \dots + Q_j \bar{S}_{2j} + \dots \dots \dots Q_n \bar{S}_{2n} \leq S_{2p} \\ \vdots \\ Q_1 \bar{S}_{i1} + Q_2 \bar{S}_{i2} + \dots \dots \dots + Q_j \bar{S}_{ij} + \dots \dots \dots Q_n \bar{S}_{in} \leq S_{ip} \\ \vdots \\ Q_1 \bar{S}_{n1} + Q_2 \bar{S}_{n2} + \dots \dots \dots + Q_j \bar{S}_{nj} + \dots \dots \dots Q_n \bar{S}_{nm} \leq S_{np} \end{array} \right.$$

Une autre condition est à respecter : tous les débits sont positifs

$$Q_j \geq 0 \dots \dots \dots (IV.5)$$

La solution du système doit aboutir logiquement à une majoration de la fonction :

$$F1 = \sum_{j=1}^n Q_j \dots \dots \dots (IV.6)$$

En d'autres termes, pour des rabattements maximums fixés l'objectif à atteindre est de prélever une quantité maximale d'eau perdant une période donnée. Ainsi, le problème posé pourrait se formuler comme suit :

Compte tenue des contraintes (IV.8) et (IV.10), trouvez la combinaison des débits Q_j lorsque la fonction F1 à son maximum ?

La meilleure solution tend vers la minimisation des écarts S_{n+i} , entre les deux nombres de chaque inéquation du système (IV.4).

Introduisons les valeurs de débit Q_j dans l'expression des écarts S_{n+i} , nous pouvons procéder à la minimisation de la fonction objective suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_1 \bar{S}_{11} + Q_2 \bar{S}_{12} + \dots + Q_j \bar{S}_{1j} + \dots + Q_n \bar{S}_{1n} + S_{n+1} = S_{1p} \\ Q_1 \bar{S}_{21} + Q_2 \bar{S}_{22} + \dots + Q_j \bar{S}_{2j} + \dots + Q_n \bar{S}_{2n} + S_{n+1} = S_{2p} \\ \vdots \\ Q_1 \bar{S}_{i1} + Q_2 \bar{S}_{i2} + \dots + Q_j \bar{S}_{ij} + \dots + Q_n \bar{S}_{in} + S_{n+i} = S_{ip} \\ \vdots \\ Q_1 \bar{S}_{m1} + Q_2 \bar{S}_{m2} + \dots + Q_j \bar{S}_{mj} + \dots + Q_n \bar{S}_{mn} + S_{1+n} = S_{mp} \end{array} \right. \quad (IV.8)$$

\bar{S}_{ij} : coefficient d'interférence des forages en régime transitoire on écrit \bar{S}_{ij} : sous la forme suivante

$$\bar{S}_{ij} = 1/4\pi T \cdot \text{Log} [(2,25 \cdot T \cdot t) / X_{ij}^2 - \Delta] \dots \dots \dots (IV.9)$$

Avec :

X_{ij} : distance séparant le forage i des forages voisins.

Δ : coefficient d'emménagement

T : transmissivité de la nappe

t : durée d'exploitation du forage considéré

Pour résoudre le système d'équation (IV.8), on utilisera la méthode de GAUSS [11].

b)- Théorème de GAUSS

Etant donnée une matrice carrée à quelconque, il existe des matrices inversibles T telles que $TA=A'$ ou A' est une matrice triangulaire supérieure. [4]

• **Principe du théorème de GAUSS**

La méthode de GAUSS consiste à transformer le système $Ax = b$ à matrice A quelconque en un système équivalent $A'x = b'$ ou A' est une matrice triangulaire supérieure. La résolution de ce dernier système est effectuée par la triangularisation due aux transformations des matrices de perlis

• Description de la méthode.

On applique directement la description sur notre système de rabattement permis et les débits d'exploitation on obtient la forme matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} \dots \bar{S}_{1n} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} \dots \bar{S}_{2n} \\ \vdots & \vdots \quad \quad \quad \vdots \\ \vdots & \vdots \quad \quad \quad \vdots \\ \bar{S}_{n1} & \bar{S}_{n2} \dots \bar{S}_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{1p} \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ S_{np} \end{bmatrix}$$

Remarque Importante .

On a signalé précédemment que la meilleure solution tend vers la minimisation de la somme de tous les écarts S_{n+i} , entre les deux membres de chaque inéquation du système (IV.4) ,on ajoute aussi qu'on calcul les débits d'exploitation optimum, ces deux hypothèses nous donnent le droit de négliger le terme S_{n+i} pour chaque forage (chaque équation).

Sachant que les mêmes transformations seront opérée sur \bar{S} et sur Sp afin de ne pas modifier le système, on simplifie l'algorithme en forment la matrice augmentée [A,b] où le vecteur Sp devient (n+1) ieme colonne de la matrice \bar{S} , le système s'écrit donc :

$$\begin{bmatrix} \bar{S}_{11} & \bar{S}_{12} \dots \bar{S}_{1n} \\ \bar{S}_{21} & \bar{S}_{22} \dots \bar{S}_{2n} \\ \vdots & \vdots \quad \quad \quad \vdots \\ \vdots & \vdots \quad \quad \quad \vdots \\ \bar{S}_{n1} & \bar{S}_{n2} \dots \bar{S}_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{p1,n+1} \\ S_{p2,n+1} \\ \vdots \\ \vdots \\ S_{pn,n+1} \end{bmatrix}$$

La méthode de résolution comporte n étapes.

Première étape :

On transforme $[\bar{S}, S_p]$ en une matrice dont les termes sous diagonaux de la première colonne sont nuls : $\bar{S}_{21} = \bar{S}_{31} = \dots \bar{S}_{n1} = 0$ (L'indice (1) notant l'étape 1)

Prémultiplions $[\bar{S}, S_p]$ par $E_{21} (-\bar{S}_{21} / \bar{S}_{11})$, seule la seconde ligne est modifiée et ses termes deviennent :

$$\begin{cases} \bar{S}_{21}^{(1)} = \bar{S}_{21} - (\bar{S}_{21} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{11} = 0 \\ \bar{S}_{22}^{(1)} = \bar{S}_{22} - (\bar{S}_{21} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{12} \\ \vdots \\ \bar{S}_{2,n+1}^{(1)} = \bar{S}_{2,n+1} - (\bar{S}_{21} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{1,n+1} \end{cases}$$

La formule générale :

$$\bar{S}_{2j}^{(1)} = \bar{S}_{2j} - (\bar{S}_{21} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{1j} \quad (j = 1, 3, \dots, n+1) \dots \dots \dots (IV.12)$$

Prémultiplions $[\bar{S}, S_p]$ pour $E_{31} (-\bar{S}_{31} / \bar{S}_{11})$, nous modifions la troisième ligne ou les nouveaux termes sont :

$$\begin{cases} \bar{S}_{31}^{(1)} = \bar{S}_{31} - (\bar{S}_{31} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{11} = 0 \\ \bar{S}_{32}^{(1)} = \bar{S}_{32} - (\bar{S}_{31} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{12} \\ \vdots \\ \bar{S}_{3,n+1}^{(1)} = \bar{S}_{3,n+1} - (\bar{S}_{31} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{1,n+1} \end{cases}$$

Soit sous forme condensée

$$\bar{S}_{3J}^{(1)} = \bar{S}_{3J} - (\bar{S}_{31} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{1J} \quad (J = 1, 2, 3, \dots, 1+1).$$

Pour annuler le terme \bar{S}_{ij} , on utilise la transformation $E_{ij} (-\bar{S}_{i1} / \bar{S}_{11})$, ce qui donne les nouveaux termes \bar{S}_{ij} de la $i^{\text{ème}}$ ligne :

$$\begin{cases} \bar{S}_{i1}^{(1)} = \bar{S}_{i1} - (\bar{S}_{i1} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{11} = 0 \\ \bar{S}_{i2}^{(1)} = \bar{S}_{i2} - (\bar{S}_{i2} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{12} \\ \vdots \\ \bar{S}_{i,n+1}^{(1)} = \bar{S}_{i,n+1} - (\bar{S}_{in} / \bar{S}_{11}) \cdot \bar{S}_{1,n+1} \end{cases}$$

Donc la première étape, le système $[\bar{S}, S_p]^{(1)}$ s'écrit

$$\begin{bmatrix} \bar{S}_{11}^{(1)} & \bar{S}_{12}^{(1)} & \bar{S}_{13}^{(1)} & \dots & \bar{S}_{1n}^{(1)} \\ 0 & \bar{S}_{22}^{(1)} & \bar{S}_{23}^{(1)} & \dots & \bar{S}_{2n}^{(1)} \\ \vdots & \bar{S}_{22}^{(1)} & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 0 & \bar{S}_{n2}^{(1)} & \bar{S}_{n3}^{(1)} & \dots & \bar{S}_{nm}^{(1)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ Q_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{S}_{1,n+1}^{(1)} \\ \bar{S}_{2,n+1}^{(1)} \\ \vdots \\ \vdots \\ \bar{S}_{1,n+1}^{(1)} \end{bmatrix}$$

La K^{ème} étape

Au cour de cette étape, on veut annuler les termes :

$$\bar{S}_{k+1,k}^{(k)} = \bar{S}_{k+1,k}^{(k)} = \dots = \bar{S}_{k+n,k}^{(k)} = 0$$

Prémultiplions $[\bar{S}, S_p]^{(k-1)}$ pour la matrice de transformation :

$$E_{k+1,k} (-\bar{S}_{k+1,k}^{(k-1)} / \bar{S}_{kk}^{(k-1)})$$

La (K+1)^{ème} ligne de $[\bar{S}, S_p]^{(k)}$ devient :

$$\begin{cases} \bar{S}_{k+1,k}^{(k)} = \bar{S}_{k+1,k}^{(k-1)} - (\bar{S}_{k+1,k}^{(k-1)} / \bar{S}_{kk}^{(k-1)}) \cdot \bar{S}_{kk}^{(k-1)} \\ \bar{S}_{k+1,k+1}^{(k)} = \bar{S}_{k+1,k+1}^{(k-1)} - (\bar{S}_{k+1,k}^{(k-1)} / \bar{S}_{kk}^{(k-1)}) \cdot \bar{S}_{k,k+1}^{(k-1)} \\ \vdots \\ \bar{S}_{k+1,n+1}^{(k)} = \bar{S}_{k+1,n+1}^{(k-1)} - (\bar{S}_{k+1,k}^{(k-1)} / \bar{S}_{kk}^{(k-1)}) \cdot \bar{S}_{k,n+1}^{(k-1)} \end{cases}$$

Soit :

$$\overline{S}_{k+1,j}^{(k)} = \overline{S}_{k+1,j}^{(k-1)} - \left(\overline{S}_{k+1,k}^{(k-1)} / \overline{S}_{kk}^{(k-1)} \right) \cdot \overline{S}_{kj}^{(k-1)} \quad (j=k, \dots, n+1) \quad (IV.13)$$

Puis nous prémultiplions $[\overline{S}, S_p]$ par :

$$E_{k+2,k} \left(-\overline{S}_{k+1,k}^{(k+1)} / \overline{S}_{kk}^{(k-1)} \right), E_{k+3,k} \left(-\overline{S}_{k+3,k} / \overline{S}_{kk} \right); \dots \text{etc}$$

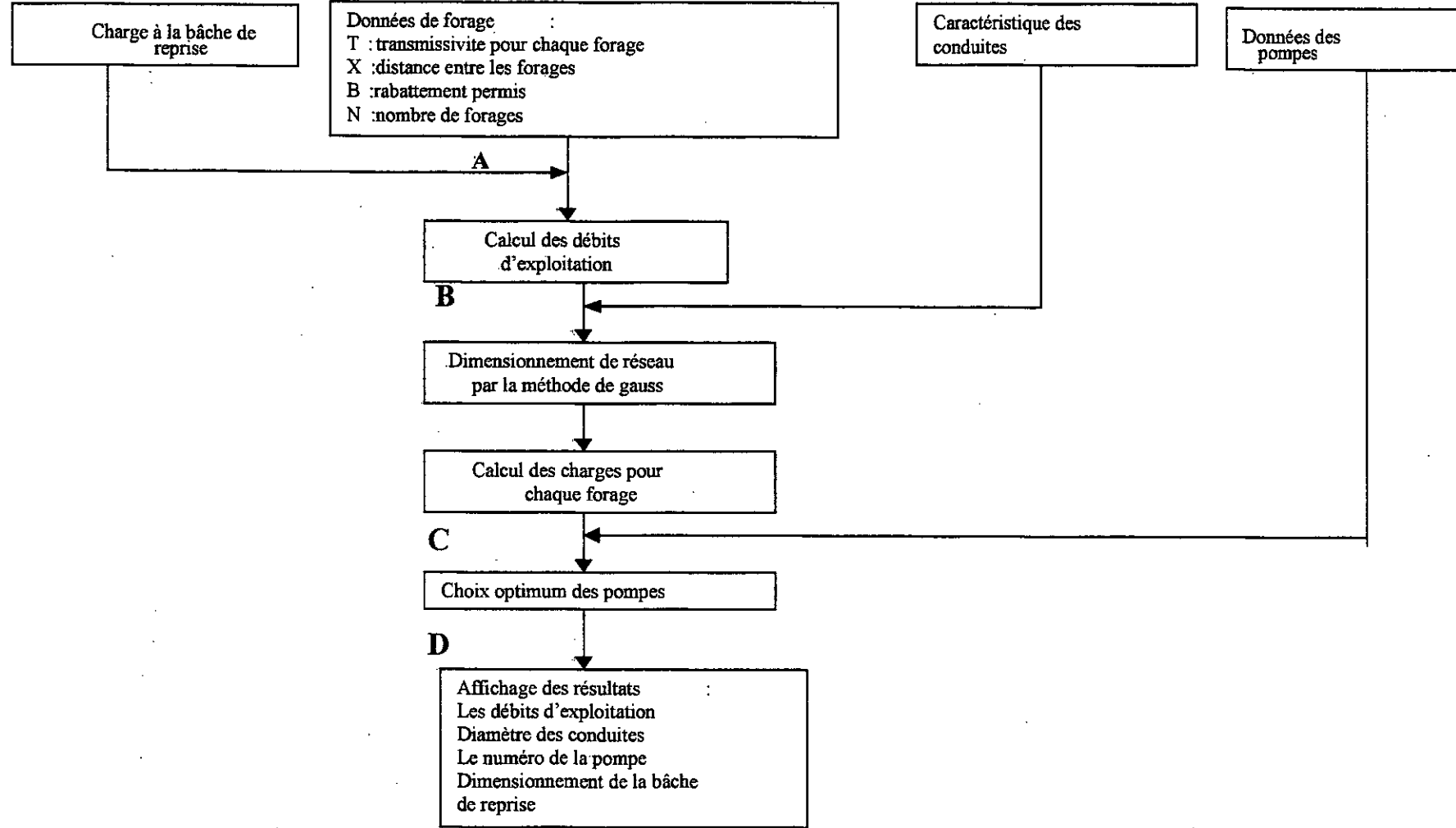
Nous pouvons donc condenser ces transformations à la K^{ème} étape par :

$$\overline{S}_{ij}^{(k)} = \overline{S}_{ij}^{(k-1)} - \left(\overline{S}_{ik}^{(k-1)} / \overline{S}_{kk}^{(k-1)} \right) \cdot \overline{S}_{kj}^{(k-1)} \quad (IV.14)$$

Avec

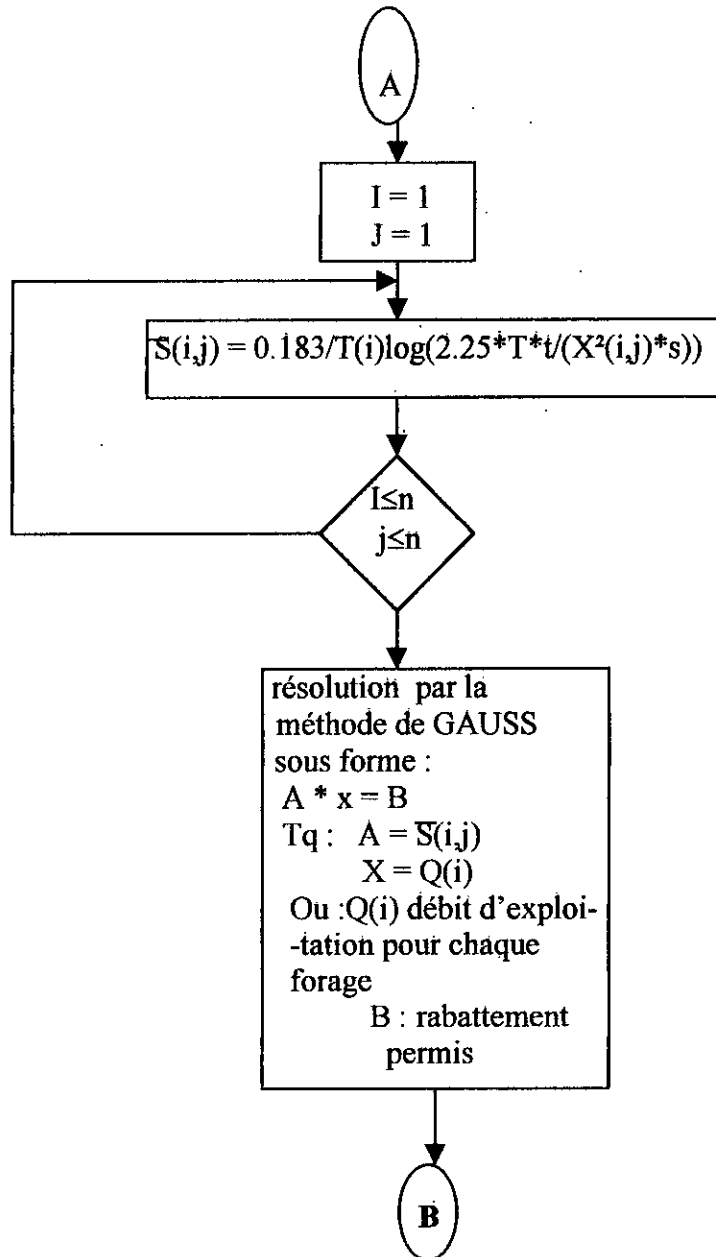
$$\begin{cases} I = k+1, \dots, n \\ J = k, \dots, n+1 \end{cases}$$

"L'organigramme de la méthode de la détermination des débits d'exploitation est le suivant :"



ORGANIGRAMME GENERAL DE LOGICIEL

ORGANIGRAMME DE LA DETERMINATION DES DEBITS D'EXPLOITATION



III-INTERPOLATION MATHÉMATIQUE DE L'ÉQUATION DE LA POMPE

L'ingénieur, l'organisateur,... ont souvent à prendre des décisions au sujet de phénomènes dont ils ne connaissent le comportement qu'à partir de données (mesures) expérimentales.

Dans certains cas, en physique par exemple, la connaissance fondamentale des phénomènes en question nous permet de proposer un modèle de connaissance.

Mais souvent, on ignore les mécanismes précis du phénomène, ou encore les mesures effectuées sur le phénomène peuvent être influencées par les variations aléatoires de variables incontrôlables.

On peut alors proposer un modèle statique dont on cherchera à estimer les paramètres à partir de l'échantillon des mesures. C'est le problème que nous introduirons dans ce chapitre (recherche des équations caractéristiques d'une pompe à partir des mesures expérimentales [4].

1°/ Recherche de l'équation caractéristique $H = f(Q)$

On a vu précédemment que la courbe représentant la variation des hauteurs de relèvement en fonction du débit Q à la forme d'une parabole avec une ordonnée positive à l'origine et s'exprimant en général par l'équation :

$$H = H_0 - KQ^m$$

avec,

H_0 : la hauteur à débit nul

K, m : constantes à déterminer

Détermination de K et m

Pour déterminer K et m , on utilisera une méthode d'approche qui donnera les meilleurs résultats possibles. La méthode d'approche choisie est celle des moindres carrés. Partant de l'équation caractéristique de la pompe : $H = H_0 - KQ^m$, on la transforme en $Y = a x + b$

$$\text{Donc soit : } H = H_0 - KQ^m$$

$$\text{où : } H - H_0 = KQ^m$$

En faisant une transformation logarithmique décimale, on a :

$$\text{Log}_{10} (H - H_0) = \text{Log}_{10} (KQ^m) = m \text{Log}_{10} (Q) + \text{Log}_{10} (K)$$

On pose : $Y = \text{Log}_{10}(H - H_0)$.

et $X = \text{Log}_{10}(Q)$

Comme constantes à déterminer, on a : $a = m$

et $b = \text{Log}_{10}(K)$

$Y = a x + b$ n'est autres que la droite des moindres carrées : approchant l'ensemble des points

$\{(X_1 = \text{Log}_{10}(Q_1), Y_1 = \text{Log}_{10}(H - H_0)) \dots \dots (X_n, Y_n)\}$, ces derniers sont lu à partir des graphiques fournit par le constructeur de la pompe[9].

• **Principe de la méthode des moindres carrées :**

Supposons que l'on doit utiliser les résultats de l'expérience pour établir la dépendance fonctionnelle de la grandeur y avec la grandeur x : $y = f(x)$

Supposons que les expériences réalisées nous aient fournies (n) valeurs de la fonction y pour les valeurs correspondantes de l'argument. Les résultats obtenus sont écrits dans la table :

X	X_1	X_2	...	X_n
Y	Y_1	Y_2	...	Y_n

Considérons la somme des carrés des différences entre les y_i et celles de la fonction $f(x, a, b)$ aux points correspondants :

$$S(a, b) = \sum_{i=1}^n [Y_i - f(x, a, b)]^2 \tag{IV.15}$$

Choisissons les paramètres a, b , de manière que cette somme ait la plus petite valeur possible :

$$S(a, b) = \sum_{i=1}^n [Y_i - f(x, a, b)]^2 = \min \tag{IV.16}$$

Le problème se ramène ainsi à trouver les valeurs des paramètres a et b pour les quelles la fonction s(a, b) admet un minimum, c'est à dire que les valeurs de (a, b) vérifient le système d'équation :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial s}{\partial a} &= 0 \\ \frac{\partial s}{\partial b} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (IV.17)$$

Ou sous forme détaillée :

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^n [Y_i - f(x_i, a, b)] (\partial f(x_i, a, b) / \partial b) &= 0 \\ \sum_{i=1}^n [Y_i - f(x_i, a, b)] (\partial f(x_i, a, b) / \partial a) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (IV.18)$$

Soit la fonction f(x, a, b) recherchée sous forme suivante : $Y = a x + b$

La fonction S(a, b) s'écrit alors dans ce cas :

$$S(a, b) = \sum_{i=1}^n [(Y_i - (ax_i + b))]^2 \quad (IV.19)$$

C'est une fonction des deux variables a et b (X_i et Y_i sont des nombres donnés), on a :

$$\begin{aligned} \frac{\partial S}{\partial a} &= -2 \sum_{i=1}^n [(Y_i - (ax_i + b))] X_i = 0 \\ \frac{\partial S}{\partial b} &= -2 \sum_{i=1}^n [(Y_i - (ax_i + b))] = 0 \end{aligned}$$

Autrement dit, le système d'équation (IV18) s'écrit dans ce cas :

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^n Y_i - a \sum_{i=1}^n X_i - b \cdot n &= 0 \\ \sum_{i=1}^n Y_i X_i - a \sum_{i=1}^n X_i^2 - b \sum_{i=1}^n X_i &= 0 \end{aligned} \right\} \text{IV.20)}$$

Donc les constantes a et b sont déterminées par les deux formules suivantes : [16]

$$a = \frac{n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}$$

$$b = \frac{\left(n \sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n X_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right) \left(\sum_{i=1}^n X_i Y_i \right)}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}$$

Une fois les constantes a et b sont déterminées, on déduira alors les valeurs de k et m par identification :

$$m = a \quad \text{et} \quad \text{Log}_{10}(K) = b \Rightarrow k = 10^b$$

L'équation de H en fonction de Q ainsi obtenue, nous permettra de calculer de nouvelles hauteurs (H) en fonction du débit (Q).

Comme moyen de vérification, on observera le pourcentage (%) de variation entre la hauteur graphique et celle obtenue par l'équation et qui ne doit pas dépasser selon les normes les limites de (+) ou (-) 6% selon la norme NF x 10 601 classe C publiée sur le catalogue de JEUMONT SCHNEIDER. [9]

2°/ Recherche de l'équation caractéristique $P=f(Q)$

La courbe représentative de la variation de la puissance en fonction du débit établi par le constructeur a pour équation générale :

$$P = P_0 + K \cdot Q^m$$

P_0 : étant la puissance à débit nul.

K, m : constantes à déterminer

Pour le calcul de K et m , on procédera de la même manière que précédemment (méthode des moindres carrés) partant de l'équation :

$$P = P_0 + K \cdot Q^m$$

$$P - P_0 = K \cdot Q^m$$

$$\text{Log}_{10}(P - P_0) = m \text{Log}_{10}(Q) + \text{Log}_{10}(K)$$

$$Y = ax + b$$

Avec comme variable $Y = \text{Log}_{10}(P - P_0)$.

$$X = \text{log}_{10}(Q)$$

et

$$a = m$$

$$b = \text{log}_{10}(K)$$

} Constantes à déterminer

Une fois l'équation caractéristique $P = f(Q)$ établie, on déduira le pourcentage (%) de variation entre la puissance déterminée à partir de cette équation et la puissance lue graphiquement, avec une tolérance de +8% selon la norme NF X 10 609 classe C (catalogue JEUMONT-SCHNEIDER).[9]

3°/ Recherche de l'équation caractéristique du rendement $\eta = f(Q)$:

L'équation caractéristique du rendement se déduit de la relation :

$$\eta = [(9,81 \cdot Q \cdot H) / 3600 \cdot P] \times 100$$

P : exprimée en (kw)

Q : exprimée en (m³/h)

H : exprimée en (m)

η : exprimée en %

En ayant les équations caractéristiques $H = f(Q)$ ou $H(Q)$ et $P(Q)$, elle s'écrit sous la forme :

$$\eta(Q) = [(9,81/3600) \times (Q.H(Q)/P(Q))] \times 100$$

IV -CALCUL DES PERTES DE CHARGES HYDRAULIQUE DANS LES CONDUITES :

Nous avons deux types de perte de charge dans les conduites

1°/ Pertes de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, et sont déterminées par la formule suivante :

$$H_L = J \cdot L$$

Avec, H_L : perte de charge linéaire.(m)

L : longueur de la conduite (m)

J : le gradient de perte de charge.

« J » : est calculée par la formule de DARCY- WEISSBACH :

$$J = (\lambda / \Delta) \cdot (V^2 / 2g)$$

V : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s).

λ : coefficient de frottement.

Plusieurs formules permettent de calculer le coefficient λ , parmi les quelles, nous citons celle de COLBROOK-WHITE donnée ci dessous :

$$\lambda = -2 \log \left(\frac{\varepsilon / D}{3,71} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right)$$

ε/D : rugosité relative

R_e : nombre de Reynolds égal à $V.D/v$

λ : viscosité cinématique (m^2/s).

2°/ Pertes de charge singulière :

Occasionnées par les changements de direction, élargissement et ressaisissement brusque des sections, les robinets vannes, venteuses...Elles sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 \cdot \Delta H_L$$

Les pertes de charges totales le long de la conduite sont :

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_s$$

$$\Delta H_s = 1,15 \cdot \Delta H_L$$

3°/Formulation mathématique de l'équation de COLEBROOK :

Numériquement le problème est de résoudre l'équation :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,71} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right)$$

Pour obtenir λ quand ε/D et R_e sont donnés, notons :

$$X = 1/\sqrt{\lambda}$$

Cette équation devient :

$$X = -2 \log_{10} \left[\left(\frac{\varepsilon/D}{3,71} \right) + \left(\frac{2,51}{R_e} \right) X \right]$$

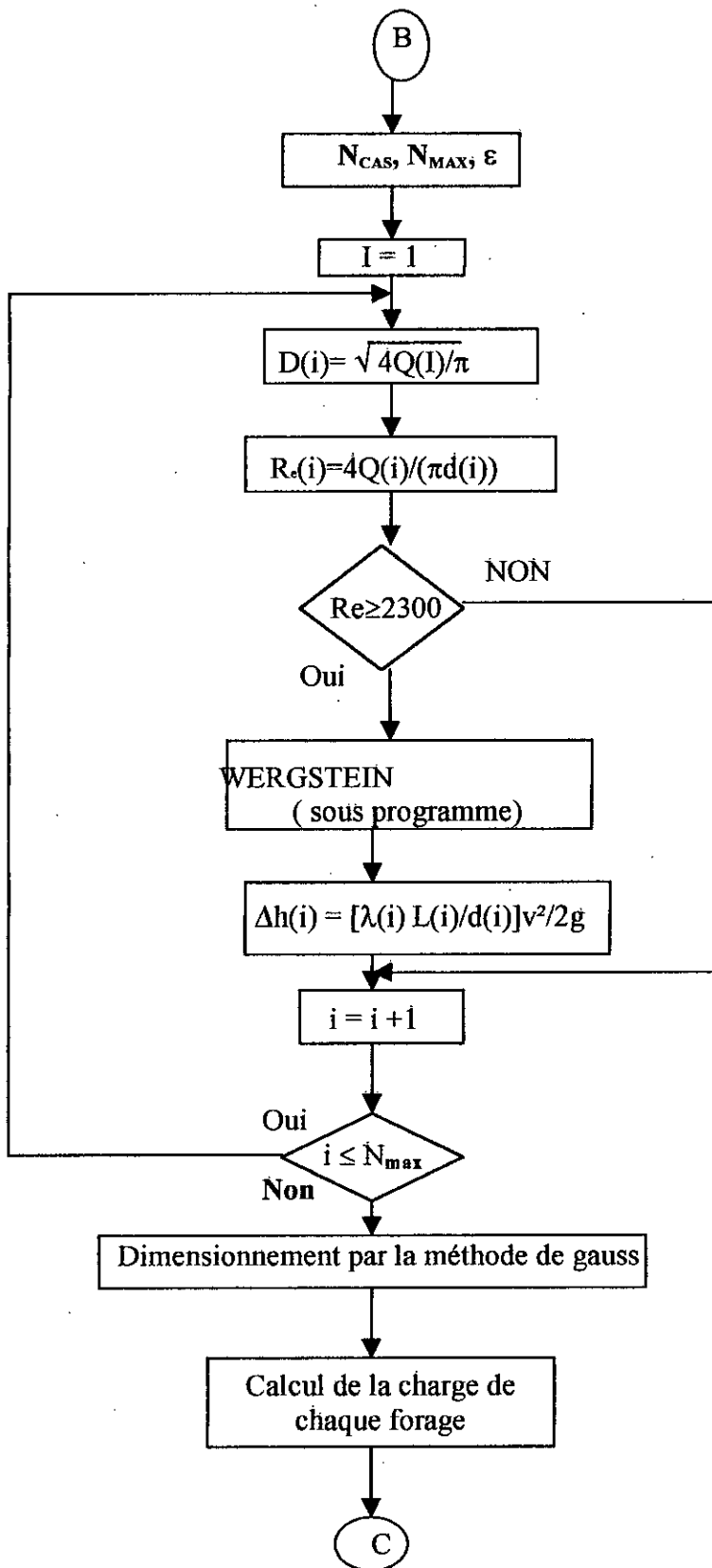
Pour résoudre cette dernière équation (équivalente à celle de COLEBROUK) qui est de la forme :

$$X = f(x)$$

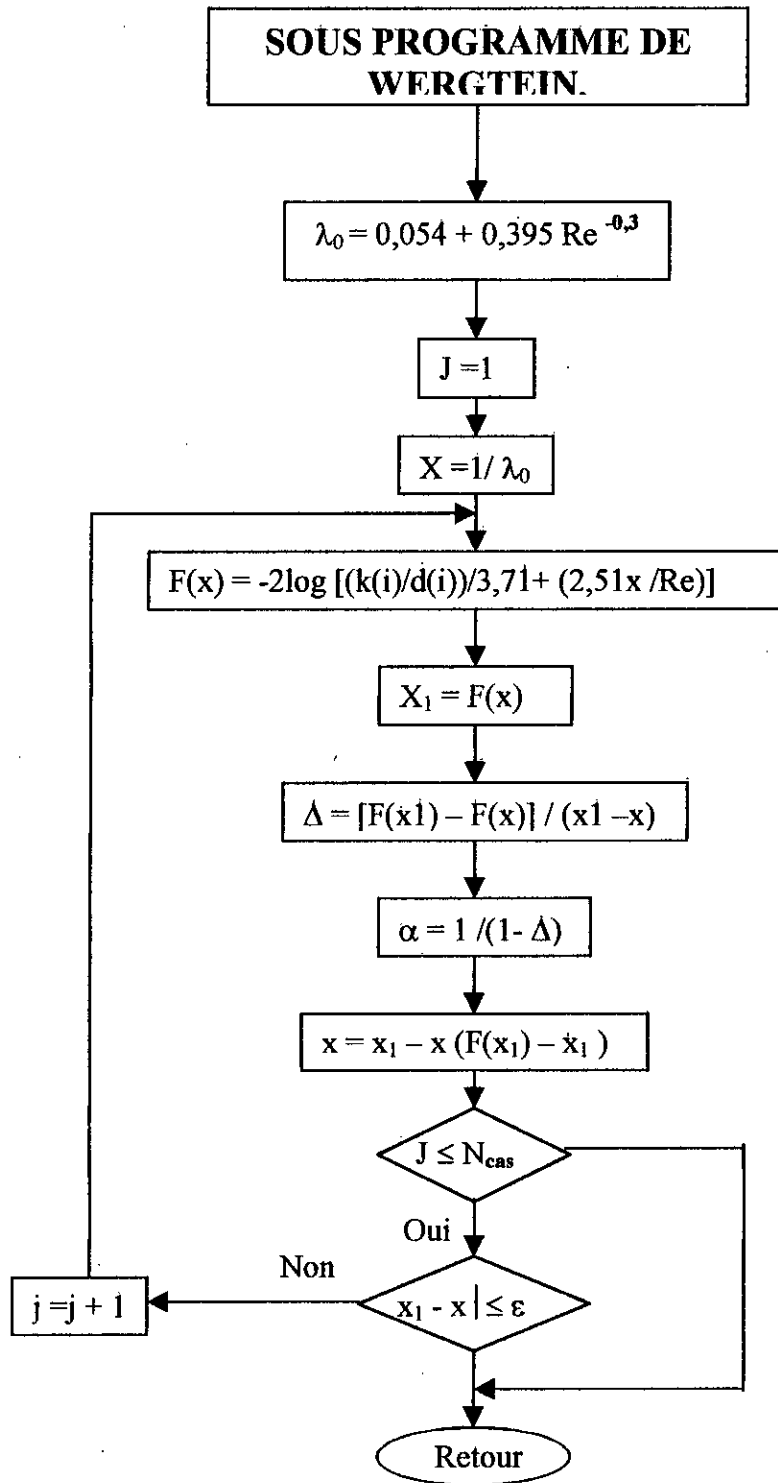
Nous décidons d'employer la méthode de WEGSTEIN en choisissant une estimation initial $\lambda^{(0)}$ calculée par la formule empirique d'HERMAN [9].

$$\lambda^{(0)} = 0,0054 + 0,395 R_e^{-0,3}$$

ORGANIGRAMME DE CALCUL DE COEFFICIENT DE COLBROOK



SOUS PROGRAMME DE WERGTEIN.



V-CHOIX OPTIMUM DES POMPES

Dans cette deuxième étape, nous choisirons la meilleure pompe pour chaque forage d'exploitation. Ce choix se fera par confrontation des performances de chacune des pompes aux exigences de l'exploitation du champ de captage considéré.

Les débits d'exploitation des forages étant supposés connus, il s'agit donc de choisir pour chaque forage une pompe, parmi toutes celles disponibles, qui permettra de fournir le débit optimum Q_j à une hauteur donnée H_c avec le meilleur rendement η .

Les étapes de calcul sont les suivantes : [11]

1- Pour chaque forage de numéro j , on définit son débit Q_j et la hauteur total de refoulement H_j , depuis ce forage jusqu'au bâche de reprise.

2- A l'aide des catalogues des pompes disponible, et dans l'ordre, on détermine les débits minimums (Q_{\min}) et maximums (Q_{\max}) de chaque pompe de numéro i dans les limites acceptables de son rendement ($i = 1, 2, \dots, N$: nombres de pompes), ainsi que les hauteurs manométriques correspondantes (H_{\min}) et (H_{\max}).

3- On vérifie la condition :

$$Q_{\min} \leq Q_j \leq Q_{\max} \quad (\text{IV.21})$$

Si celle-ci est respectée, on passe à l'étape 4, dans le cas contraire on revient au point 2 ou l'on considère la pompe suivante $i = i + 1$

4 - On calcule la valeur de la hauteur manométrique de la pompe

$$HC(i) = H_p(I) - S_p Q_j^m \quad (\text{IV.22})$$

S_p : résistance hydraulique.

$H_p(I)$: hauteur correspondant au débit nul.

m : constante dépend de chaque pompe.

5- On vérifie la condition

$$HC(i) \geq H(j) \quad (\text{IV.23})$$

Si elle est respectée, on passe à l'étape 6 dans le cas contraire on revient au point 2 pour $i = i+1$.

$$6- \text{ On détermine l'écart } \Delta h_{ij} = HC(i) - H_j \quad (\text{IV.24})$$

La pompe à choisir correspond à la valeur minimale de Δh_{ij} parmi toutes les pompes retenues.

7- Toutes ces étapes de là 6 sont reprises pour le forage suivant $J=J+1$ et ainsi de suite pour tous les forages du champ de captage.

Nous avons également les détails suivants :

La pompe choisie doit refouler un débit Q_j à une hauteur H_j :

$$H_j = Z + S + \Delta h_j \quad (\text{IV.25})$$

Z : différence d'altitude entre le niveau d'eau dans le forage et la bâche de reprise

S : rabattement dans le forage, calculé à partir de la relation $S = Q_j \cdot q$

Q_j : débit de forage

$$q = (R_0 + \xi) / 4 \cdot \Pi \cdot T$$

ξ : coefficient d'imperfection du forage déterminé à partir d'abaques reflétant l'état technique du forage et son degré de pénétration dans la nappe.

$$R_0 = \text{Log}_{10} (2,25 \Delta t / r_0^2)$$

Δ : coefficient d'emménagement de la nappe

t : durée d'exploitation

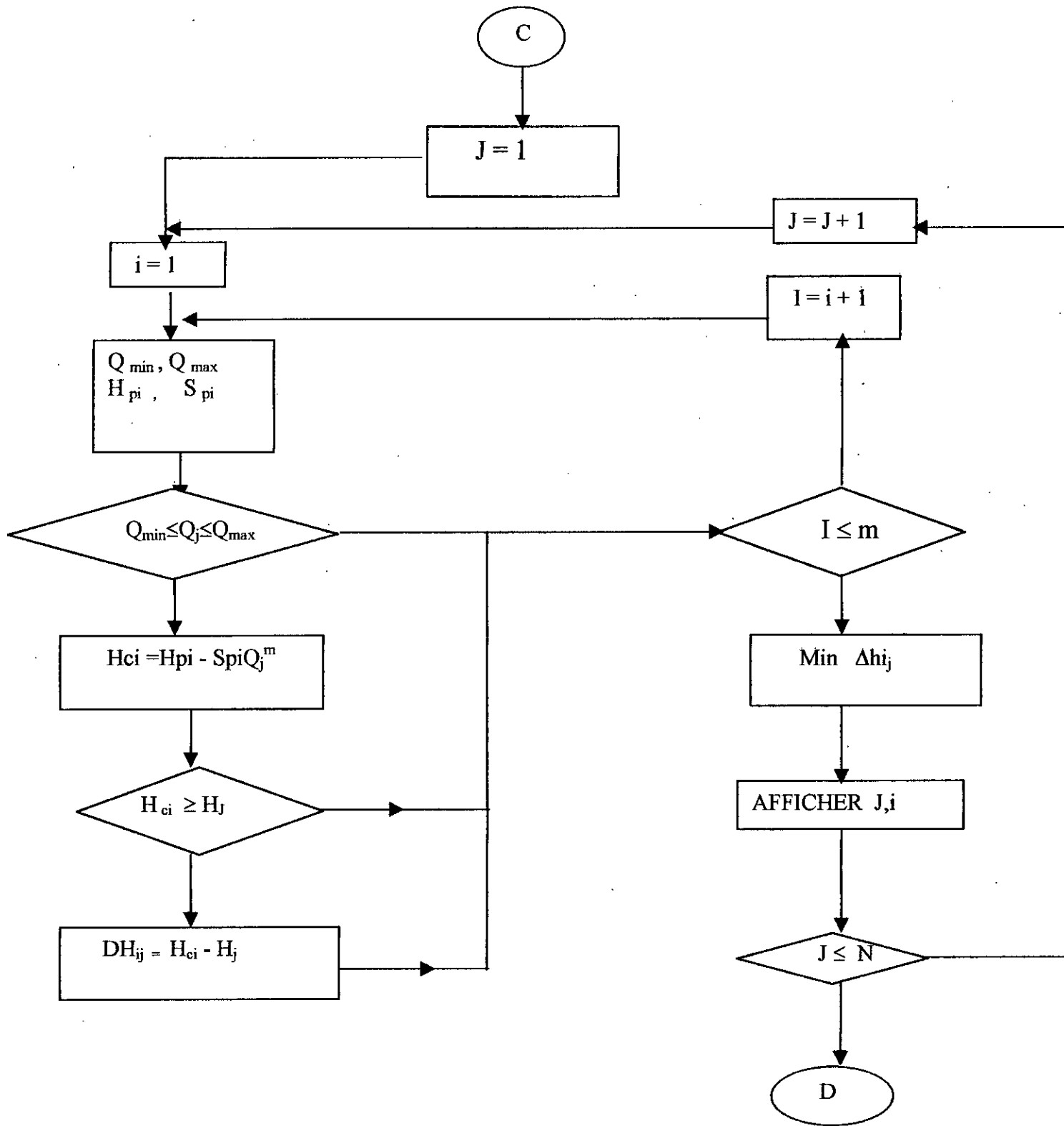
r_0 : rayon du forage

T : transmissivité de la nappe

Δh_j : pertes de charge hydrauliques totales.

Avant de passer au choix des pompes, nous allons déterminer automatiquement les hauteurs de refoulement $H(j)$ ainsi que les hauteurs manométriques des pompes disponibles.

Nous pourrions schématiser la démarche ainsi décrite pour le choix optimum des pompes par l'organigramme suivant : [11]

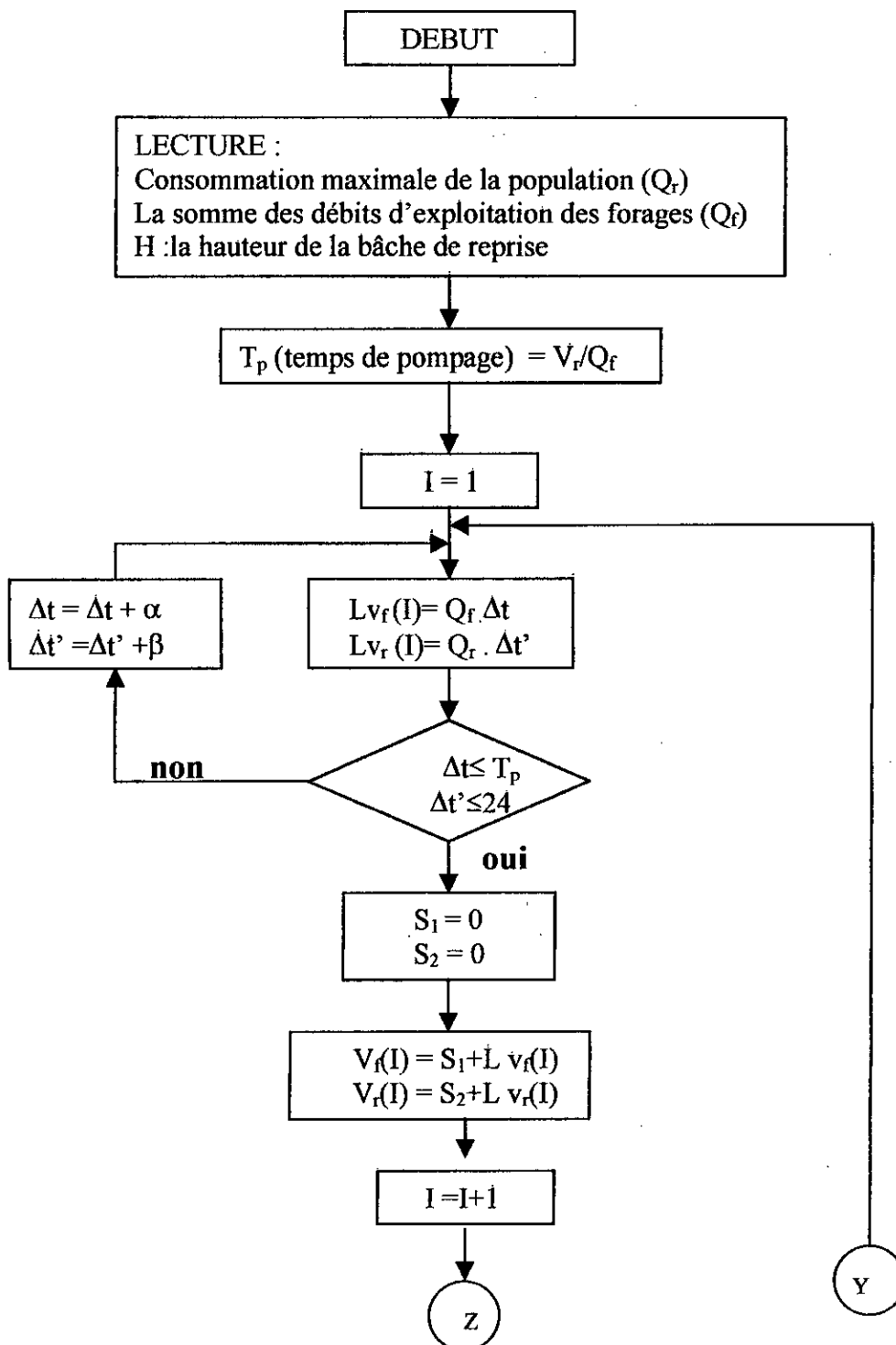


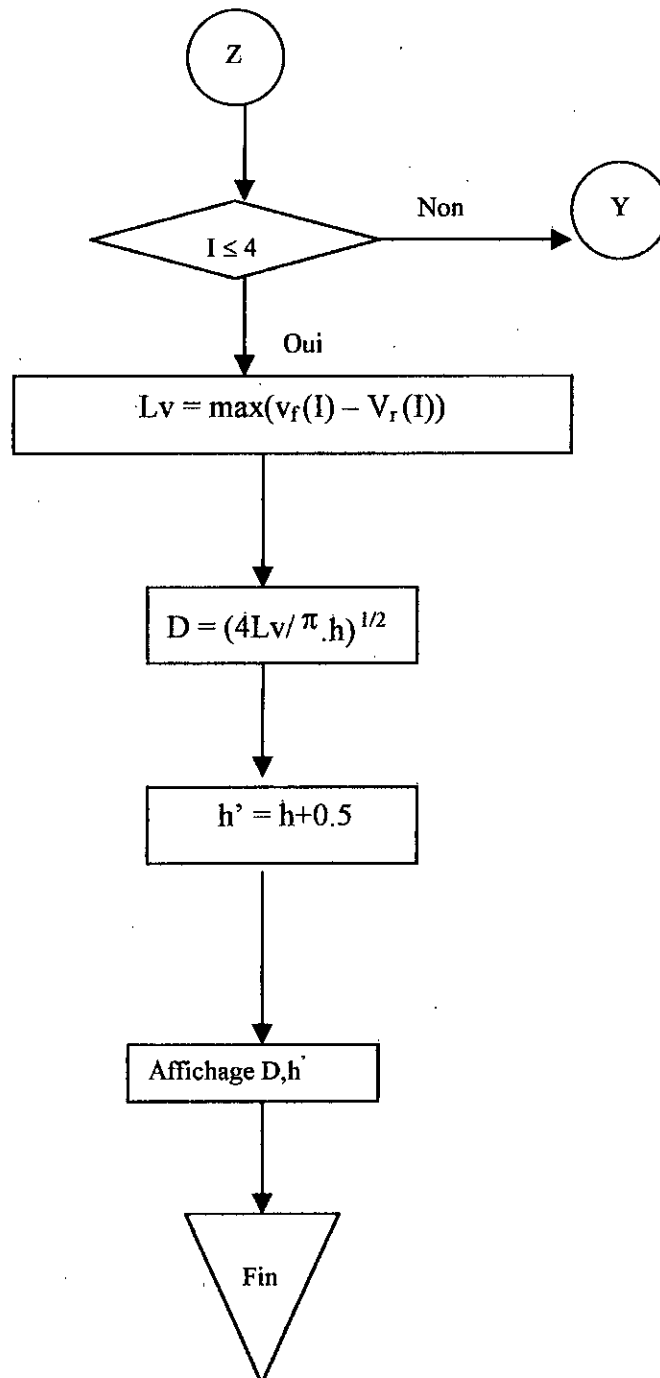
ORGANIGRAMME du choix optimum des pompes

VI – La bâche de reprise

La bâche de reprise à pour but de régulariser la variation qui est due à la différence des durée de pompage des forages, elle peut être de forme circulaire ou rectangulaire, elle se situe à proximité du site du pompage, son dimensionnement est décrit par l'organigramme suivant :

DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE DE REPRISE





Chapitre V

CHAPITRE V**APPLICATION SUR LES CHAMPS
DE CAPTAGE DE AIN-OUSSARA**

Afin d'examiner la fiabilité et l'efficacité du programme ainsi réaliser, nous avons fait deux applications numériques :

- Une application sur champ de captage de Ain – Oussara pour l'année 1989.
- Une application sur champ de captage de Ain – Oussara pour l'année 1994 .

I - PRESENTATION DE CHAMP DE CAPTAGE DE AÏN – OUSSARA**1°/ situation géographique d'Ain-Oussara :**

La plaine d'Aïn-Oussara est située dans la wilaya de Djelfa à 200 km au Sud d'Alger. Elle se situe au contact de deux ensembles géographiques : Atlas Tellien au Nord et les hautes plaines Algérienne au sud, entre 2°15` et 3°45` de longitude et entre 35° et 35°40` de latitude.

La plaine est limitée :

- Au nord par la chaîne de montagne de Ain-Ouessara.
- Au sud par la chaîne de montagne de Sbâa.
- A l'ouest par l'oued Touil
- A l'est par Djebel Touil constituant la limite de la plaine.

2°/ - Besoins en eau de Ain-Oussara

L'estimation de besoins en eau est liée étroitement au développement démographique d'une part et l'évaluation du niveau de vie d'autre part.

Nous avons effectué les évolutions des besoins en eau dans des intervalles de 5ans

a) - Estimation du nombre d'habitants pour les différents horizons 1994,1999,2004, 2014.

L'estimation démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques, donnée par la formule suivante :

$$P1 = P0(1 + \tau)^n \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

P1 : population future

P : population de l'année de référence

τ : taux d'accroissement annuel de la population

n : nombre d'années séparant les deux horizons.

Dans le cas de la ville d'Ain – Oussara, nous prenons :

un taux d'accroissement τ égal 3,27% et $n = 5$ ans pour chaque horizon. La population de l'année de référence (1989) est de 64198 habitants.

Année	Population de l'année de référence P_0	Population Future P_1	Données
1989	64198		$n = 5$ ans $\tau = 3,27\%$
1994	64198	75404	
1999	75404	88565	
2004	88565	104024	
2009	104024	122181	
2014	122181	143508	

Tableau N°V.1 : Estimation de la population pour différents horizons

b) Tableau de la consommation moyenne journalière

• *Besoins domestiques*

Année	Nbre d'habit	Dotation (l/j/hab)	MAJORATION		Consommation après MAJ m^3/J
			Coef.MAJo	MAJ m^3/J	
1989	64198	150	–	–	9630
1994	75404	150	–	–	11310
1999	88565	150	5%	664	13949
2004	104024	200	5%	1040	21845
2009	122181	200	10%	2444	26880
2014	143508	200	15%	4305	33007

Tableau N°V.2 : Besoins domestiques pour différents horizons

• *Besoins des infrastructures*

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Année	1989	1994	1999	2004	2009	2014
Besoins scolaires (m ³ /j)	433	465	484	503	522	541
Besoins sanitaires (m ³ /j)	82	98	112	125	139	152
Besoins socioculturels (m ³ /j)	71	77	82	86	90	95
Besoins municipaux (m ³ /j)	146	152	153	154	155	157
Besoins industriels (m ³ /j)	41	49	57	64	71	78
Consommation Totale (m ³ /j)	773	841	888	932	977	1023

Tableau N°V.3 : Besoins des infrastructures pour chaque horizon

- **Consommation moyenne journalière**

La consommation moyenne journalière est égale à la somme des besoins domestiques et les besoins des infrastructures. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Année	Consommation moyenne journalière
1989	10403
1994	12152
1999	14837
2004	22777
2009	27857
2014	34030

Tableau N°V.4 La consommation moyenne journalière pour chaque horizon

- **Consommation maximale journalière**

La consommation journalière est la cause principale de la variation du débit. Ainsi, nous appliquons au débit moyen un coefficient afin d'obtenir le débit qui correspond à la consommation maximale journalière. K_j est appelé coefficient journalier, défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière :

$$K_j = (\text{consommation Maximale journalière}) / (\text{consommation Moyenne journalière}) = Q_j^{\text{max}} / Q_j^{\text{moy}}$$

Dans le cas de la ville d'Ain-Oussara, nous prenons $K_j = 1,2$. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Année	Consommation maximale journalière(m3/j)
1989	12.483,2
1994	14.582,4
1999	17.852,4
2004	27.332,4
2009	33.428,5
2014	40.835,3

Tableau n° V.5 : La consommation maximale journalière pour chaque horizon :

3°/- Hydrologie

L'Albien est la formation qui présente le plus grand intérêt hydro – géologique; il est traversé par plusieurs forages et piezomètres répartis dans la plaine d'Aïn-Oussara.

Du point de vue de l'exploitation l'Albien présente l'aquifère le plus important en raison de sa proximité du sol.

a) - Etude piezométrique

- **Réseau piezométrique :**

Le réseau piezométrique comprend 105 points d'eau répartis dans la plaine, ces dernières permettent d'observer les fluctuations du niveau piezométrique.

La densité des points d'observation n'est pas homogène, c'est dans les régions Boucedria, d'Aïn-Oussara, de Birine qu'elle est maximale ; à l'ouest, le long de l'oued Touil, il y a une concentration de puits, mais au nord de la route Aïn-Oussara - Birine aucun point n'existe, dans cette zone, l'Albien a été trouvé à plus de 100m de profondeur par le forage ElKrachem.

Les profondeurs des puits varient de 4 à 50 m, et celles des forages et des piezomètres dépassent les 100m pour que l'Albien soit capté tous les points ont été nivelés, mais quelques mesures sont entachées d'erreurs à cause du caractère de la plaine.

- **Détermination des côtes piezométriques**

Les côtes piezométriques sont mesurés par rapport au niveau de la mer, on détermine les côtes piezométriques d'après la formule suivante :

$$C_p = \text{côte} / R_R - N_s$$

CP : côte piezométrique exprimée en mètre, (m)

Côte / R_R : la côte par rapport au repère rouge, (m)

N_s : Le niveau naturel de l'eau en mètre (niveau piézométrique).

- **Résultats de la réserve**

L'étude hydrogéologique de l'aquifère montre que la formation la plus importante est celle de l'Albien. Les résultats sont :

- ◆ La surface totale de la zone étudiée

La surface totale est égale à la somme de toutes les surfaces des sous bassins :

$$S = \sum S_i = 2218 \text{ km}^2$$

- ◆ Le volume total

Le volume total est égal à la somme de tous les volumes des sous bassins :

$$V = \sum V_i = 198 \text{ km}^3$$

- **Réserve en eau de la plaine**

La réserve en eau de la plaine est déterminée par les niveaux piézométriques de l'aquifère, en prenant compte de la porosité efficace « P_e » qui est égale à 10%. Le volume de la réserve est de :

$$V_r = V \cdot P_e = 19,8 \text{ km}^3$$

- **Ressource en eau de la zone étudiée**

La pluviométrie moyenne annuelle est de 250mm et l'infiltration efficace (I_{ef}) vaut 8%.

D'où l'infiltration est de $I = P_a \times I_{ef} = 250 \cdot (8/100)$ $I = 20 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

La ressource annuelle est égale à la surface du bassin fois la hauteur de l'infiltration.

Donc

$$R_{an} = S \times I = 44360000 \text{ m}^3/\text{an}$$

b) Résultats des essais de pompage

- **Etude hydrodynamique**

L'étude hydrodynamique de la nappe est basée sur les essais de pompage réalisés sur cinq forages : F_3 , F_4 , F_5 , F_7 , et F_8 en régime transitoire.

Par manque de piézomètres, toutes les mesures de rabattement ont été faites pendant le pompage au niveau de forage.

- Essais par pompage

Trois essais ont été réalisés sur terrain au cours de l'expérience

- Essai de développement :

Cette essai a pour but le nettoyage du sondage et le développement du forage.

- Essai de puits par palier de courte durée

Cet essai est destiné à l'évaluation des caractéristiques de l'ouvrage de captage telles que : débit critique, débit spécifique, débit d'exploitation, pertes de charge dans l'ouvrage et environnement de cet ouvrage.

- Essai de longue durée

L'essai de longue durée permet de déterminer les deux paramètres hydrodynamiques de l'aquifère et qui sont la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement. Les résultats de pompage sont développés dans le tableau suivant

D.hydr- Forages N°	Le nettoyage est développé par			Le nettoyage est développé par la pompe à l'axe vertical			Transmissivité de descente (m ² /s)	Transmissivité de remontée (m ² /s)	Débit d'exp.
	N.S (m)	Q (l/s)	N.D (m)	N.S (m)	Q (l/s)	Rabat (m)			
Forage 3	19	35	21,90	13,78	80	16,59	1,27.10 ⁻²	1,28.10 ⁻²	68
Forage 4	-	30	9,15	10,55	55	23,13	5,94.10 ⁻³	4,95.10 ⁻³	60
				10,35	68	27,86			
				10,60	75,6	30,18			
Forage 5	11,87	8	39,18	11,87	10	42,81	0,244.10 ⁻³	7,09.10 ⁻³	80
Forage 7	-	-	-	14,6	24	19,87	3,46.10 ⁻³	7,09.10 ⁻³	27
				14,6	28	20,62			
				14,6	30	44,52			
Forage 8	-	-	-	16,15	74	16,97	9,10.10 ⁻³	1,13.10 ⁻²	60,0

Tableau N° V.6 Les résultats hydro-dynamiques après les essais de pompage avec, N.S : Niveau statique exprimé en mètre et N.D: Niveau dynamique exprimé en mètre.

□ **Interprétation des résultats d'essais de pompage**

- Le niveau statique change d'un forage à un autre malgré que les essais de pompage se font dans la même nappe.
- Le niveau dynamique dépend du débit de pompage, on constate que lorsque le débit augmente le niveau dynamique augmente.
- La transmissivité et le coefficient d'emmagasinement sont spécifiques pour chaque forage.

c) Calcul de pertes de charge dans les forages F₁, F₄, F₅, F₇ et F₈

Les pertes de charge sont exprimées par la relation suivante :

$$S_t = BQ + CQ^2$$

avec,

S_t : Le rabattement dans le forage à l'instant t,(m)

BQ : Pertes de charge linéaire provoquées par l'écoulement laminaire dans l'aquifère au voisinage du puits.

CQ² : Pertes de charge quadratique, non linéaire provoquée par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage.

- **Efficacité du forage.**

L'efficacité du forage est exprimée par le rapport BQ/S_r ; notice E_f

BQ : pertes de charge linéaire

S_r : rabattement dans le forage au cours de l'essai de puits par paliers obtenus le débit Q

E_f : Efficacité du forage exprimée en pourcentage %

Le calcul des pertes de charge est développé dans le tableau suivant :

	$C(h^2/mr^5)$	$B(h/mr^2)$	$Q(m^3/h)$	$S_r(m)$	$E_f(\%)$	$S_r(m)$
Forage 3	0	0,0617	144,00	8,89	90	9,83
Forage 4	$1,02.10^{-1}$	0,08.	272,11	29,32	75	28,95
Forage 5	$1,9.10^{-2}$	0,37	28,80	26,41	44	24,38
Forage 7	$1,97.10^{-3}$	0,19	73,08	24,46	54	25,85
Forage 8	$7,65.10^{-5}$	0,036	216,00	11,37	67	11,58

Tableau n°V.7 : Résultats de calcul de pertes de charge :

- **Interprétation des résultats du tableau précédent**

- Pour le forage 3 : l'efficacité est de 90%, ce résultat montre que le forage est bien développé

- Pour le forage 4 : les pertes de charge linéaire au voisinage du puits sont plus grandes que celles dus à l'écoulement turbulent dans le forage.

- Pour le forage 5 : les pertes de charge quadratiques provoquées par l'écoulement turbulent dans le forage sont plus importantes que les pertes de charge linéaire.

- Pour le forage 7 et 8 : l'efficacité est de 54% et 67% donc les forages ne sont pas bien développés.

4°/ implantation du champ de captage

La dernière étape d'implantation du champs de captage constitue une étude comparative des besoins en eau et des ressources disponibles, suivie de l'implantation de forage de calcul de l'influence réciproque entre ces forages et de leur impact sur toute la région.

a) Etudes comparatives des besoins et ressources

Pour satisfaire les besoins en eau de la population de la région, il y a lieu d'évaluer le nombre de forage pour chaque 5 ans (cas étudié).

Ce nombre est donné par :

$$N = \text{Besoins en eau} / \text{production de forage}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Année	1989	1994	1999	2004	2009	2014
Nombre de forage consultés	5	7	8	12	14	20

Tableau N°V.8 Le nombre de forages pour chaque horizon.

b) Implantation et configuration du champ de comptage

Le nombre total de forages nécessaire pour l'horizon 2014 est de 20. Les forages seront implantés suivant trois lignes parallèles, perpendiculaires au sens de l'écoulement de la nappe en tenant compte de l'analyse géologique et des paramètres hydrodynamiques de la nappe.

c) Résultats des influences réciproques entre les forages

On calcule les influences réciproques entre les forages pour l'horizon 1998.

Le tableau suivant donne les débits d'exploitations pour chaque forage .

Forages	F3	F4	F5	F7	F8
Débits (l/s)	40	68	60	27	60

Tableau N°V.9 : Le débit d'exploitation pour chaque horizon

Les distances séparants les forages sont données dans le tableau suivant (les distances sont exprimées en km).

	F3	F4	F5	F7	F8
F3	0,244	2,500	5,000	11,110	14,830
F4	2,500	0,219	2,500	8,610	12,500
F5	5,000	2,500	0,219	6,270	10,000
F7	11,110	8,610	6,270	0,168	3,830
F8	14,880	12,500	10,000	3,830	0,219

Tableau N°V.10 : Matrice des distances *en (km)*

Les rabattements sont calculés par la matrice suivante

$$\begin{matrix} \Delta_{3t} \\ \Delta_{4t} \\ \Delta_{5t} \\ \Delta_{7t} \\ \Delta_{8t} \end{matrix} \begin{pmatrix} \Delta(3,3) & \Delta(3,4) & \Delta(3,5) & \Delta(3,7) & \Delta(3,8) \\ \Delta(4,3) & \Delta(4,4) & \Delta(4,5) & \Delta(4,7) & \Delta(4,8) \\ \Delta(5,3) & \Delta(5,4) & \Delta(5,5) & \Delta(5,7) & \Delta(5,8) \\ \Delta(7,3) & \Delta(7,4) & \Delta(7,5) & \Delta(7,7) & \Delta(7,8) \\ \Delta(8,3) & \Delta(8,4) & \Delta(8,5) & \Delta(8,7) & \Delta(8,8) \end{pmatrix}$$

Matrice des rabattements

Dans cette matrice, les termes diagonaux $\Delta(I, I)$ représentent les rabattements propres.

Les autres termes $\Delta(I, J)$ avec $I \neq J$ représentent l'influence d'un forage (J) sur le forage (I)

Chaque terme $\Delta(I, J)$ peut être calculé à partir de la formule de JACOB.

$$\Delta(I, J) = (0,83/T) \cdot Q_j \cdot \log(2,25t/x^2(I, J)S)$$

Avec Q_j : débit d'exploitation du forage J

$X(I, J)$: distance du forage I au forage J

T : transmissivité

T : temps de pompage

S : coefficient d'emmagasinement

- Les rabattements pour chaque forage, pour une durée de pompage 1 année (20h/jour).

	F3	F4	F5	F7	F8	Rabattement (m)
F3	14,185	4,153	2,342	0,368	0,269	26,317
F4	2,443	24,35	3,66	0,587	0,595	31,635
F5	1,561	4,153	21,485	0,859	1,020	29,078
F7	0,546	1,48	1,911	9,89	2,85	16,677
F8	0,174	0,674	1,020	0,245	21,485	23,598

Tableau N°V.11 : Rabattement total pour chaque forage

- Les rabattements pour chaque forage pour une durée de pompage de 5 années (20h/jour) sont donnés dans le tableau suivant :

	F3	F4	F5	F7	F8	Rabattements(m)
F3	15,209	5,893	3,877	1,059	1,803	27,841
F4	3,466	26,089	5,199	1,278	2,129	38,161
F5	2,585	5,893	23,020	3,446	2,555	37,501
F7	1,569	2,367	3,246	23,526	4,386	35,096
F8	1,120	2,413	2,555	1,973	23,020	31,159

Tableau n° V-12 : rabattement total pour chaque forage

Interprétation des résultats

On constate que les rabattements propres sont très importants que les autres valeurs de rabattement. On constate aussi que la somme des rabattements secondaires est considérable et elle n'est pas négligeable

II- application pour l'année 1989**1) - les données de base :**

Forages	Transmissivité (m ² /s)	Rabattement permis (m)
F ₃	0,005	11
F ₄	0,0128	7
F ₅	0,00495	14,5
F ₇	0,00709	8
F ₈	0,0113	6

Tableau n° V-13 : transmissivité et rabattement permis de chaque forage

	F ₃	F ₄	F ₅	F ₇	F ₈
F ₃	244	2500	5000	11110	14830
F ₄	2500	219	2500	8610	12500
F ₅	5000	2500	219	6270	10000
F ₇	11110	8610	6270	168	3830
F ₈	14880	12500	10000	3830	219

Tableau n° V -14 : les distances entre les forages en (m)

2° résultats obtenus :

	F ₃	F ₄	F ₅	F ₇	F ₈
F ₃	129,42	55,55	33,55	8,40	0
F ₄	27,53	57,72	27,53	12,19	7,57
F ₅	33,72	55,96	134,63	26,44	11,9
F ₇	9,7	15,40	22,5	103,53	33,54
F ₈	5,25	7,70	10,83	24,31	64,50

Tableau n° V-15 : interférence des forages

N° de la pompe	Type	Qmin(m ³ /s)	Qmax(m ³ /s)
1	NH-225	0,0296	0,0407
2	F230/30	0,0157	0,0231
3	NH-260	0,0528	0,0667
4	SA-180	0,0069	0,00879
5	N21	0,015	0,0226
6	S27	0,025	0,0263
7	E3	0,033	0,044
8	F130/6	0,0033	0,0036
9	E1	0,000625	0,000729
10	N11	0,00565	0,0084
11	E2	0,0137	0,018
12	SP-1	0,00011	0,00033
13	SP-2	0,0005	0,0025
14	SP-4	0,00083	0,0011
15	SP-8	0,0016	0,0025
16	SP16	0,0036	0,005
17	SP-27	0,0055	0,0083
18	SP-45	0,01	0,0125
19	SP-75	0,050	0,081
20	SP-120	0,0305	0,041

Tableau n° 5-16: identification des pompes

N° de la pompe	L'équation caractéristique $H=f(Q)$
1	$H=46 - 8,58Q^{1,02}$
2	$H=50-3412,84Q^{1,415}$
3	$H=64-1146,54Q^{1,29}$
4	$H=24,5-9482549Q^{33,04}$
5	$H=15,75-13,23Q^{0,255}$
6	$H=14-478,45Q^{1,269}$
7	$H=16,5-239,95Q^{1,187}$
8	$H=12,5-209884,63Q^{1,978}$
9	$H=6,5-106259,63Q^{2,246}$
10	$H=11,125-1940,11Q^{1,355}$
11	$H=12,25-228,5Q^{0,964}$
12	$H=4,4 - 40880,36Q^{1,206}$
13	$H=6 - 109666,52Q^{1,492}$
14	$H=49,57 - 19,25Q^{1,20}$
15	$H=64 - 1146Q^{1,255}$
16	$H=64 - 1146Q^{1,3}$
17	$H=49,5-719Q^{1,22}$
18	$H=64 - 1146Q^{1,24}$
19	$H=47-468,85Q^{1,1}$
20	$H=47-37,61Q^{1,4}$

Tableau n°V-17: caractéristique des pompes

Forage	Débit d'exploitation d'application (L/s)	Débit d'exploitation trouvé (L/s)
F ₃	40	42,5
F ₄	68	56,8
F ₅	60	62
F ₇	27	31,8
F ₈	60	60,4

Tableau n° V-18 : débits d'exploitation

Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Reynolds	λ
42,5	343	250	1	250000	0,017
56,8	548	300	1	300000	0,0155
62	534	300	1	300000	0,0155
99,3	252	350	1	350000	0,015
161,3	415	450	1	450000	0,0147
31,8	374	200	1	200000	0,0175
193,1	102	500	1	500000	0,0146
60,4	720	300	1	300000	0,0155
253	983	600	1	600000	0,014

Tableau N°V.19 : Calcul du coefficient de perte de charge

Débit (l/s)	$Q^2 ((m^3/s)^2 \cdot 10^{-3})$	λ	L (m)	D(mm)	ΔH (m)
42,5	0,0018	0,017	343	250	1,18
56,8	0,0032	0,0155	548	300	1,2
62	0,0038	0,0155	534	300	1,4
31,8	0,001	0,0175	374	200	1,87
60,4	0,0036	0,0155	720	300	1,89
253	0,064	0,014	983	600	1,16

Tableau N°V. 20 : Calcul de perte de charge

Q (l/s)	$Q^2 ((m^3/s)^2 \cdot 10^{-3})$	λ	L (m)	R	ΔH (m)	D(mm)
99,3	0,0098	0,0150	252	20,24	0,2	400
161	0,025	0,0147	415	18,14	0,47	400
193,1	0,137	0,0146	102	0,53	0,02	700

Tableau N°V. 21 : Dimensionnement de la conduite principale.

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,16	31,16
1-2	0,02	31,18
2-3	0,47	31,65
3-4	0,2	31,85
4-5	1,18	33,03

Tableau N°V.22 : Calcul des charges du forage F₃ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,16	31,16
1-2	0,02	31,18
2-3	0,47	31,65
3-4	0,2	31,85
4-6	1,2	33,05

Tableau N°V.23 : Calcul des charges du forage F₄ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,16	31,16
1-2	0,02	31,18
2-3	0,47	31,65
3-7	0,4	33,01

Tableau N°V.24 : Calcul des charges du forage F₅ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,16	31,16
1-2	0,02	31,18
2-8	1,87	33,05

Tableau N°V.25 : Calcul des charges du forage F₇ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,16	31,16
1-9	1,89	33,05

Tableau n°V .26 : calcul des charges du forage f5 vers la bache de reprise

N° forage	Débit d'exp- Q_f	Rayon d'action R_i	Rabatement (m)	ΔH (m)	H_f (m)	ξ	Altitude Z (m)	H_i (m)	Transmissivité (m ² /s)	N° Pompe Choisi
F ₃	0,0425	244	1.05	3.03	33.03	12	28.95	33.24	0.005	14
F ₄	0,0568	219	4.19	3.05	33.05	8	25.83	33.2	0.0128	15
F ₅	0,062	219	13.41	3.01	33.01	10	16.41	33.16	0.0049	16
F ₇	0,0318	219	3.38	3.05	33.05	6.8	26.62	33.08	0.007	1
F ₈	0,0604	168	5.62	3.05	33.05	9	24.38	33.16	0,011	3

Tableau n° V .27 : choix des pompes

III - Application pour l'année 1994**1°/ - Les données de base :**

Forages	Transmissivité	Rabatement permis
F ₁	0,005	12
F ₂	0,005	13
F ₃	0,005	15
F ₄	0,0128	8
F ₅	0,0495	6
F ₇	0,00709	9
F ₈	0,0113	6

Tableau n°5V .28 : transmissivité et rabatement permis de chaque forage

	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	F ₇	F ₈
F ₁	244	2500	3880	5940	8160	14330	18060
F ₂	2500	244	2500	5000	7500	13610	17380
F ₃	3880	2500	244	2500	5000	11110	14830
F ₄	5940	5000	2500	219	2500	8610	12500
F ₅	8160	7500	5000	2500	219	6270	10000
F ₇	14330	13610	11110	8610	6270	168	3830
F ₈	18060	17380	14880	12500	10000	3830	219

Tableau N°V.29: Les distances entre les forages en m

2°/ Résultats obtenus

	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	F ₅	F ₇	F ₈
F ₁	128,24	54,4	40,42	26,90	16,83	0	0
F ₂	54,4	128,24	54,4	32,4	19,5	0,5838	0
F ₃	40,42	54,4	128,23	54,37	32,37	7,03	0
F ₄	16,34	18,47	27,068	57,26	27,06	11,7338	7,11
F ₅	16,8316	19,536	32,53	54,76	132,83	25,27	10,3116
F ₇	3,17	4,3209	8,86	14,57	21,7	102,7004	32,706
F ₈	2,011	2,55	4,73	7,17	10,31	23,8	64

Tableau N°V.30 : Interférence des forages en m

Forage	Débit d'exploitation d'application (l/s)	Débit d'exploitation trouvé (l/s)
F ₁	45	40
F ₂	42,7	40
F ₃	54,1	40
F ₄	82,5	68
F ₅	54,6	60
F ₇	29,2	27
F ₈	61,8	60

Tableau N°V.31 : Débits d'exploitation

Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Reynolds	λ
45	250	1	250000	0,017
42,5	250	1	250000	0,017
54,1	300	1	300000	0,0155
29,2	200	1	200000	0,0175
82,5	350	1	350000	0,015
224,5	550	1	550000	0,0145
54,6	250	1	250000	0,017
141,8	450	1	450000	0,0157
61,8	300	1	300000	0,0155
278,9	600	1	600000	0,014
308	650	1	650000	0,0135
369,9	700	1	700000	0,0132
87,7	350	1	350000	0,015

Tableau N°V.32 : Calcul du coefficient de perte de charge

Débit Q (l/s)	$Q^2((m^3/s)^2 \cdot 10^{-3})$	λ	L (m)	D(mm)	ΔH (m)
45	2,025	0,017	356	250	1,23
42,5	1,806	0,017	350	250	1,21
54,1	2,98	0,0155	331	200	1,46
82,5	6,806	0,015	494	250	1,51
54,6	2,92	0,017	328	250	1,84
29,2	0,852	0,0175	443	200	1,97
6 ?					

Tableau N°V.34 : Calcul de perte de charge

Q (l/s)	$Q^2((m^3/s)^2 \cdot 10^{-3})$	L (m)	R (s^2/m^5)	ΔH (m)	D(mm)
87,7	7.69	356	3,25	0,25	250
141,8	20.1	198	6,5	0,13	200
224,5	50.2	186	1,2	0,06	250
278,8	77.78	362	4,24	0,33	300
308	94.86	97	0,4217	0,04	300

Tableau N°V.35 : Dimensionnement de la conduite principale.

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-2	0,04	31,06
2-3	0,33	31,39
3-4	0,06	31,45
4-5	0,13	31,58
5- 6	0,25	31,83
6 -7	1,23	33,06

Tableau N°V.36 : Calcul des charges du forage F₁ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-2	0,04	31,06
2-3	0,33	31,39
3-4	0,06	31,45
4-5	0,13	31,58
5- 6	0,25	31,83
6- 8	1,21	33,04

Tableau N°V.37 : Calcul des charges du forage F₂ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-2	0,04	31,06
2-3	0,33	31,39
3-4	0,06	31,45
4-5	0,13	31,58
5-9	1,46	33,04

Tableau N°V.38 : Calcul des charges du forage F₃ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-2	0,04	31,06
2-3	0,33	31,39
3-4	0,06	31,45
4-10	1,51	32,96

Tableau N°V.39: Calcul des charges du forage F₄ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-2	0,04	31,06
2-3	0,33	31,39
3-11	1,84	33,23

Tableau N°V.40 : Calcul des charges du forage F₅ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-2	0,04	31,06
2-12	1,97	33,03

Tableau N°V.41 : Calcul des charges du forage F₇ vers la bache de reprise

Tronçon	ΔH (m)	Charge H(m)
B-1	1,02	31,02
1-13	2,03	33,05

Tableau N°V.42 : Calcul des charges du forage F₈ vers la bache de reprise

N° forage	Débit d'exp- Q _f	Rayon d'action R _i (m)	Rabat- tement S	ΔH (m)	H _f	W(x)	Altitude Z (m)	H _i (m)	Transmi ssivité (m ² /s)	N° pompe choisi
F ₁	0,045	244	8,26	3,06	33,06	8	21,74	33,13	0,005	17
F ₂	0,0427	219	5,87	3,04	33,04	5	24,13	33,20	0,005	14
F ₃	0,0541	219	8,90	3,04	33,04	6,8	21,11	33,20	0,005	18
F ₄	0,0825	219	5,66	2,96	32,96	7	24,3	33,01	0,0128	19
F ₅	0,0546	219	10,74	3,23	33,23	8,6	19,26	33,74	0,00495	15
F ₆	0,0294	168	2,64	3,03	33,03	4	27,36	33,21	0,00709	1
F ₇	0,0618	219	5,22	3,05	33,05	9	24,78	33,26	0,00113	16

Tableau N°V.43 : Choix des pompes

- Dimensionnement de la bêche de reprise

T= 1989

Tronçon	Δt	Temps de pompe	Volume	Volume cumulé
0-4	4	2	2412	2412
4-10	6	2	2412	4824
10-16	6	3	3618	8442
16-20	4	3	3618	12060
20-24	4	3	3618	15678

Tableau N°V.44 : Volume cumulé de pompage

Tronçon	Δt	Temps de pompe	Volume	Volume cumulé
0-4	4	4	2430	2430,4
4-10	6	6	3645,6	6076
10-16	6	6	3645,6	9721,6
16-20	4	4	2430,4	12152
20-24	4	4	2430,4	14582,4

Tableau N°V.45 : Volume cumulé des besoins de la population

0- 4	4 -10	10 -16	16 -20	20 -24
18,4	1252	1279	922	1095,6

Tableau N°V.46 : Différence des volumes

Diamètre de la bâche reprise est : **D=13m**

Tronçon	Δt	Temps de pompe	Volume	Volume cumulé
0-4	4	3	2754	2754
4-10	6	3	2754	5508
10-16	6	3	2754	8262
16-20	4	3	2754	11016
20-24	4	2	1836	12852,2

Tableau N°V.47 : Volume cumulé de pompage pour l'année 1989

Tronçon	Δt	Temps de pompe	Volume	Volume cumulé
0-4	4	4	2080,32	2080,32
4-10	6	6	3120,48	5200,96
10-16	6	6	3120,	8321,23
16-20	4	4	2080,32	10401,6
20-24	4	4	2080,32	12486,92

Tableau N°V.48: Volume cumulé des besoin de la population

0- 4	4 -10	10 -16	16 -20	20 -24
67	307,04	592,5	614,44	376,18

Tableau N°V.49: Différence des volumes

D'ou le diamètre de la bâche reprise est : **D=9,5m**

IV INTERPRETATION DES RESULTATS :

1°/Calcul des débits d'exploitation

Après l'exécution du programme de l'organigramme développé dans le chapitre modélisation mathématique, on déduit que les débits d'exploitation obtenus d'après les résultats expérimentaux sont presque identique à ceux obtenus par l'exécution de notre programme.

On constate qu'au niveau d'élaboration d'un champ de captage pour l'année 1994, il y a une certaine différence au niveau du forage 4 et le forage 5 entre le débit d'exploitation expérimental et calculé avec le programme. Ceci nous donne un aperçu plus concret sur les erreurs qui génèrent de l'expérience sur le terrain. Notre programme est plus laborieux que l'expérience puisqu'on fait introduire le terme des rabattements permis pour chaque forage, et on tient compte aussi des interférences des forage voisins ce qui nous donne le droit d'annoncer qu'on a utilisé tous les paramètres disponibles pour calculer les débits d'exploitation du champ de captage pour chaque forage

2°/Le dimensionnement des conduites

Lorsque les débits d'exploitation sont calculés, le technicien doit dimensionner le réseau de refoulement vers la bache de reprise. Comme le champ de captage est un réseau ramifié, on peut le transformer en réseau maillé, en mettant les forages deux à deux .

Le réseau étant maillé, on appliquera les deux lois de KIRCHOFF qui sont :

$$-\sum \text{Débits} = 0.$$

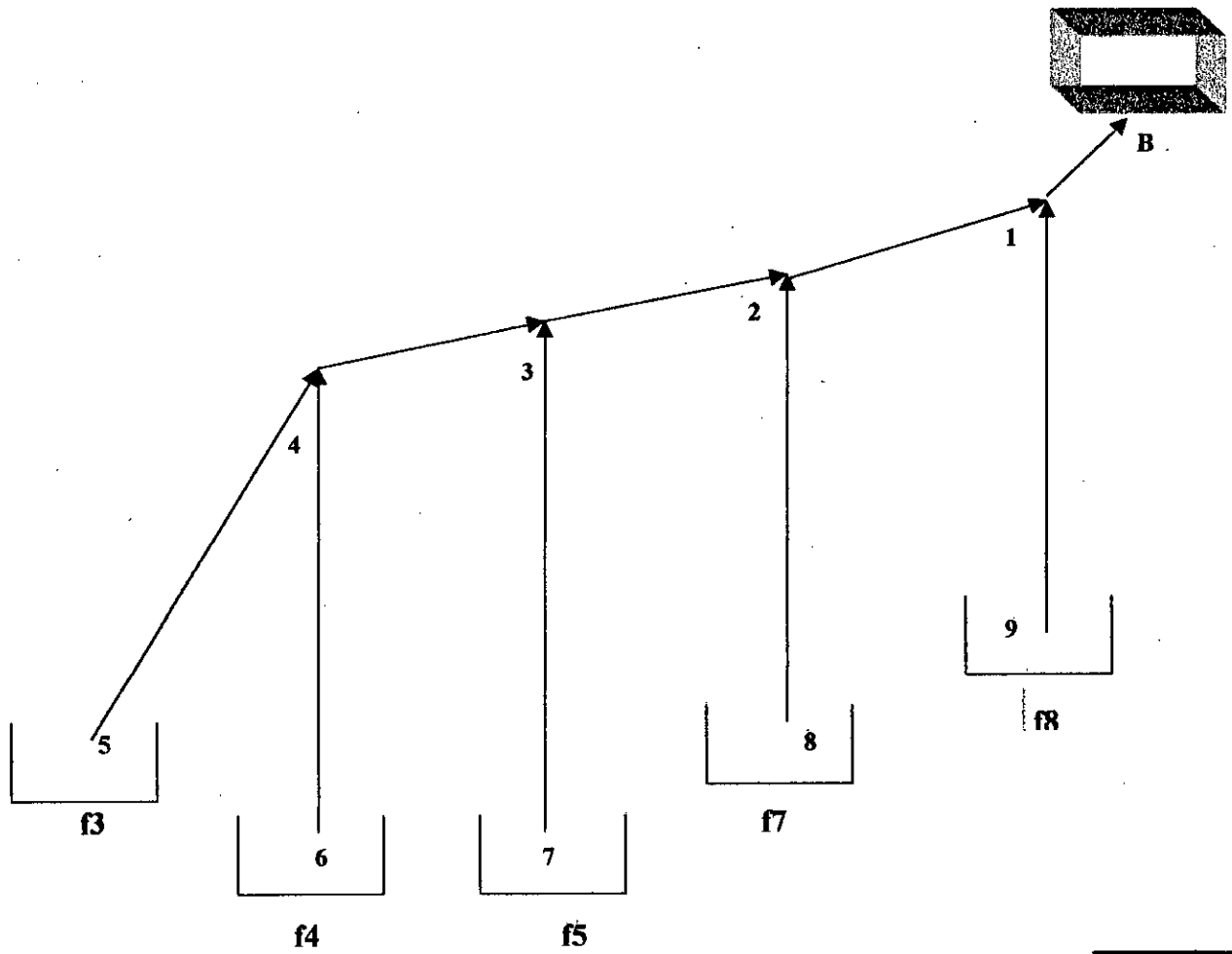
$$-\sum \text{Pertes de charges} = 0.$$

En se basant sur ces deux lois on a essayé de dimensionner notre réseau. On a considéré que les débits resteront les mêmes, le changement revient au niveau des diamètres des conduites. Après avoir terminé le dimensionnement du réseau, on doit calculer la charge en chaque nœud et chaque forage du chemin parcouru de la bache de reprise vers chaque forage (on prend comme donnée la charge au niveau de notre bache de reprise).

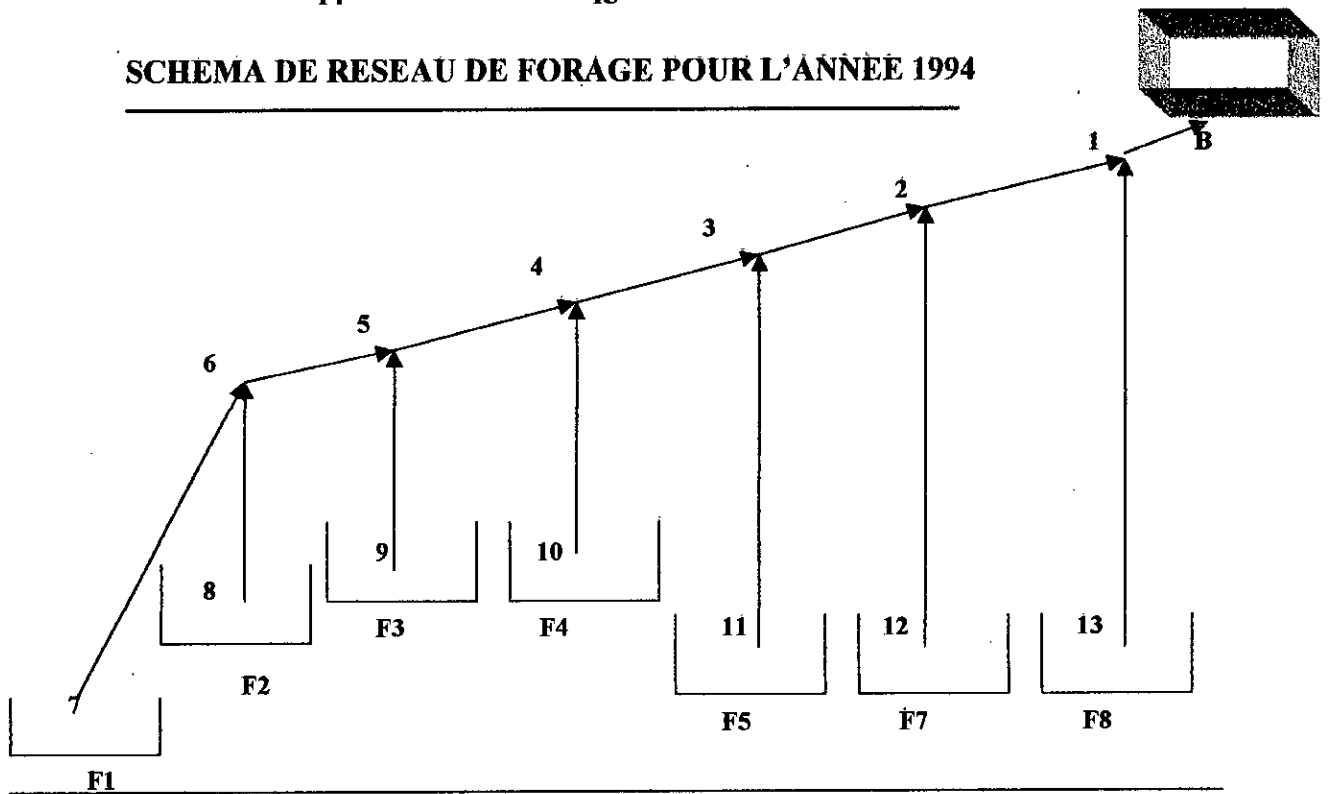
3°/ Choix optimum des pompes

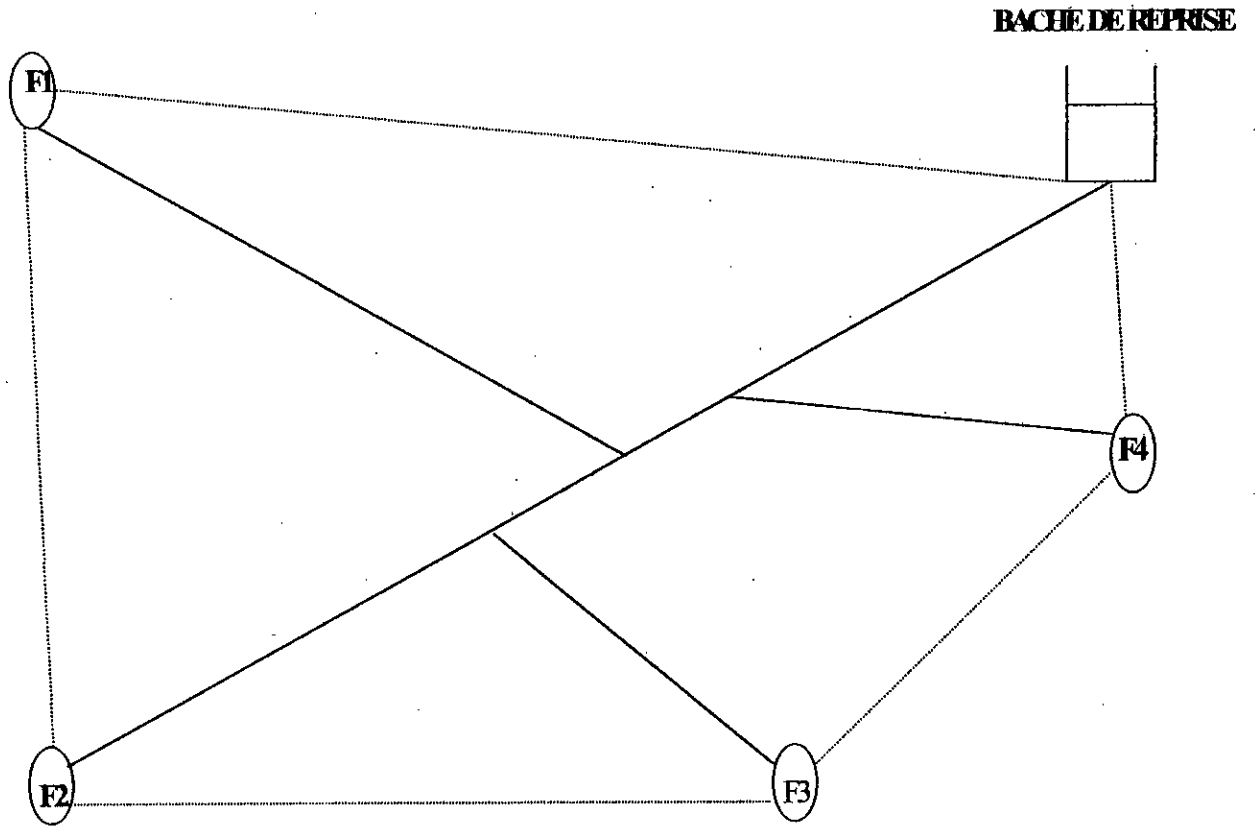
La charge du forage est calculée en sommant le niveau de la bache de reprise par rapport à chaque forage étudié, et les pertes de charges totales des tous les tronçons du chemin parcouru (bache de reprise – forage), et en ajoutant aussi les pertes de charge au niveau du forage (rabattement). On constate que le choix optimum des pompes prend tout en considération en passant par la minimisation de la différence entre la charge manométrique et la charge du forage et l'obligation d'appartenance du débit de forage dans l'intervalle Q_{\min} et Q_{\max} de la pompe choisie. Sans oublier la condition principale qui est la hauteur manométrique supérieure à la hauteur (charge) du forage, on peut dire que notre choix sur les pompes est fait d'une manière précise et délicate.

SCHEMA DE RESEAU DE FORGE POUR L'ANNEE 1989



SCHEMA DE RESEAU DE FORAGE POUR L'ANNEE 1994





RESEAU ACADIMIQUE

$\Sigma Q = 0$	$\Sigma RQ_i = 0$	$tq: i=1, n$
----------------	-------------------	--------------

Conclusion Générale

Au vu des résultats obtenus sur l'application, nous pouvons dire que notre logiciel est opérationnel et , qu'il permettra donc aux techniciens :

- ❖ La détermination des débits d'exploitation
- ❖ Le dimensionnement du réseau de refoulement.
- ❖ Le choix des pompes.

En effet, ce programme a été réalisé avec le souci de déterminer les débits d'exploitation d'une manière optimale, ce qui revient à exploiter le forage sans pour autant gêner la recharge des nappes aquifères.

Il est compréhensible, par ailleurs, que la sagesse veuille que ces ouvrages(forages) soient exploités avec un coefficient de sécurité pour éviter le colmatage rapide du massif captant.

Il est, cependant, à noter que nous avons souffert du manque de données, ce qui ne nous a pas rendu la tâche facile pour une complète utilisation du logiciel.

Enfin pour terminer, nous laissons la voix libre à tous ceux qui veulent améliorer la qualité des résultats numériques, ou éventuellement l'utiliser dans tous projets d'étude d'alimentation en eau potable.

Bibliographie

Bibliographie

- [1]- ARIBI (D) : 'AEP et Assainissement de la ville de Ain- Oussara
et BOULEHBEL(Z) (W. Djelfa)' Thèse de projet de fin d'étude, ENP 1985.
- [2]- ASSOCIATION GENERALE DES HYGIENISTES ET TECHNICIENS MUNICIPAUX :
'Les station de pompage' A.G.H.T.M,1991
- [3]- BONIN (G) : 'Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petit et
moyenne importance' EYROLLE 1977
- [4]- BOUMAH RAT (M) : 'méthode numérique appliquée ' OPU 1989
- [5]- CASSAN (M) : 'Aide mémoire d'hydraulique souterraine 'PRESSES DE L'ECOLE
NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES 1986.
- [6]- COSTANY (G) : 'Principes et méthodes de l'hydrologie '
DUNOD- 1968.
- [7]- COSTANY (G) : 'Traité pratique des eaux souterraines '
EYROLLE 1980.
- [8]- DUCROS : ' Pompe hydraulique et Appareils éleveurs '
DUNOD 1967.
- [9]- FODIL (H) : ' Optimisation du fonctionnement du système SPIK ' thèse de projet
et OUCIF(Z) de fin d'étude, USTHB-1992
- [10]- HEDDAN (S) : ' Simulation numérique du point de fonctionnement d'une pompe
refoulant sur deux réservoirs », thèse de PFE, BATNA-1979.
- [11]- KHIATI (D) : 'traitements numériques des données de surveillances et
et KHERRAIS (S) d'exploitation des nappes aquifères 'thèse de PFE,USTHB- 1988.
- [12]- MERABTENE (M) : ' contribution à l'étude du dimensionnement des réseaux mailles de
distribution d'eau potable 'thèse magistère, ENP-1990.
- [13]- MICHAEL (T) : 'Turbo Pascal pour Windows en 20 leçons'
SYBEX 1991.
- [14]- MOKHTARI : 'Etude d'implantation d'un champ de captage dans la
et LAHRECH plaine de Ain -Oussara 'thèse de PFE,ENP - 1989.
- [15]- OURAGH (Y) : 'Ecoulements forcés en Hydraulique,2^{ème} partie '
OPU 1993.
- [16]- PISKONOV(N) : 'calcul différentiel et intégral '
OPU 1986.
- [17]- PMH : 'catalogue des pompes'
- [18]- THIN (C) : 'les pompes et leur application'
EYROLLE 1965.