5/98

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département :De Génie Hydraulique

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

THEME

Application de la méthode de FEATHERSTONE et EL JUMAILY sur les réseaux de distribution d'eau

Proposé et Dirigé par:
Mr A. Lefkir
Melle S. Benmamer

Etudié par :
Mr R. Belmoumene
Mr A. Boudiaf

Promotion : 1998

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi, El-Harrach, Alger

Je dédie ce modeste travail

A mes parents qui ont toujours aimée me voir réussir

en signe d'amour, de reconnaissance et de respect.

A mes frères et sœurs

A mon oncle Derradji et à sa femme Yamina,

qui ont été comme mes parents,

le long de mon séjour à Alger.

qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

A celle que je ne cesserai, jamais d'aimer

A tous mes amis, en particulier,

Ali, Smaïl, Salem, Cherif, Azzeddine et Madjid.

R.BELMOUMENE

A mes chères parents

A mes frères et sœurs

A tous les amis, surtout ceux que j'ai connu à

BOURAOUI et à l'ENP,

En particulier, Ali, Hakim, Rachid et Khalil

Je dédie ce modeste travail

A. BOUDIAF

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre gratitude à tous les enseignants
qui ont contribué à notre formation .
Nous remercions vivement M^{elle} BENMAMAR, promotrice de ce travail,
de nous avoir suivie, orienté et guidé tout au long de l'année.
Notre reconnaissance va également à M^{r} A. LEFKIR
pour l'aide qu'il nous a apporté.
Nous remercions enfin, tous ceux qui de près ou de loin,
ont contribué à l'élaboration de ce
travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'optimisation des réseaux de distribution est un domaine de grande importance, Il s'agit de chercher un modèle plus économique que possible toute en respectant des contraintes hydrauliques (vitesses et pressions).

Le problèmes d'optimisation à un caractère hydraulique et mathématique au même temps , ce qui lui à apporté de nombreux améliorations soit de la part des hydrauliciens ou bien des mathématiciens. Ce caractère dual nécessite alors, la coordination des deux disciplines.

L'objet de ce projet est l'application d'un modèle numérique itératif d'optimisation des réseaux de distribution d'eau dit " méthode de **FEATHERSTONE** et **EL JUMAILY** ".

Pour cela on a adopté la démarche suivante :

- Dans la littérature nous avons trouvé plusieurs méthode qui permettent de déterminer la configuration optimale a donner à un réseau pour diminuer son coût. Pour chacune d'elles nous présentons dans la première partie de ce travail les principes de base, un organigramme général et une critique.
- La deuxième partie consiste une présentation d'un projet d'alimentation en eau potable, avec un modèle d'équilibrage de **NEWTON -RAPHSON**.
- La mise en œuvre d'une de ces méthodes consiste alors la troisième partie .Elle comprend une étude descriptive détaillée de la méthode de **FEATHERSTONE** et **EL JUMAILY** ,ainsi la rédaction d'un programme.
- La dernière partie consiste l'application de la méthode à plusieurs essais et l'analyse des résultats obtenus.
- Enfin , une conclusion générale suivie de références bibliographiques.

CHAPITRE 1

ETAT DE CONNAISSANCE

CHAPITRE I :

ETAT DE CONNAISSANCE SUR QUELQUES MÉTHODES D'OPTIMISATION

Introduction:

La recherche du diamètre économique des canalisation d'adduction a fait l'objet de nombreux travaux depuis le siècle dernier.

Le problème a été abordé d'abord sous une forme plus perceptible, et plus simple, celle de la conduite de refoulement.

On conçoit en effet, que le débit, la hauteur géométrique, et la longueur d'une canalisation de refoulement étant fixés, toute augmentation de son diamètre entraîne une augmentation des frais d'investissement (terrassement, pose ...). Il en résulte une diminution de la perte de charge, donc de la puissance du groupe moteur -pompe et des frais d'énergie. Inversement, une diminution du diamètre de la canalisation entraîne une diminution des frais d'investissement, mais une augmentation des dépenses d'énergie . Il s'agit donc de trouver un compromis qui donne le diamètre économique.

La formule adoptée pour l'expression des pertes de charge le long de la conduite de refoulement, constitue une relation entre les divers paramètres du problème, et permet d'exprimer, en fonction du diamètre de la canalisation, le prix global du réseau. La solution économique est celle qui annule la dérivée de la fonction coût , par rapport au diamètre.

A la fin du siècle dernier l'ingénieur français **BRESS** proposait une formule très simple - encore utilisée en tant qu'approche préliminaire permettant de donner une estimation de diamètre d en fonction du débit véhiculé q, pour une conduite donnée.

Plus tard en 1948, **COCH** et **VIBERT** partant de la formule de **BRESS,** adoptent une relation linéaire entre le coût et le diamètre d'une conduite traités séparément.

Pendant les années cinquante, les études se sont orientées vers une généralisation du problème. Elles tendent à obtenir une solution économique de l'ensemble du réseau. Comportant un ou plusieurs utilisation de refoulement, et un réseau ramifié ou maillé.

C'est précisément en (1960-1961) que **LABY** met au point la méthode portant son nom dans le cas des réseaux ramifiés et qui se distingue par son extrême simplicité a opposé à la résolution standard du gros programme linéaire auquel on se ramène.

Sur l'ensemble des travaux postérieurs à 1961, la plupart des auteurs traitent le problème approché , puisque le problème "discret " est considéré très complexe d'ambl é.
Plusieurs types de formulation conduisant à des résolutions particulières sont envisagées.

I.1 Les méthodes par essais et erreurs [3 et 9]

La méthode de **HARDY- CROSS** et des noeuds sont les deux méthodes classiques de résolution des réseaux de distribution. Elles peuvent être étendues à un calcul d'optimisation à condition de leur associer une évolution du coût.

Dans ces méthodes, on fixe les paramètres et les conditions aux limites (charges ou consommations imposées aux noeuds). On cherche ensuite les valeurs des charges et des débits par la résolution d'un système d'équations non linéaire. On évalue le coût de la solution trouvée et on répète la procédure après avoir modifié la valeur de certains diamètres. La solution choisie parmi les résultats des essais sera celle qui est physiquement acceptable et qui donne le coût minimum.

Critique de ces méthodes:

Ces méthodes sont évidemment les plus simples à mettre en œuvre mais certaines difficultés sont à signaler à savoir :

- Comment choisir les diamètres de départ ?
- Comment modifier les diamètres a chaque essai ?
- Quel diamètre à changer ?
- De quelle quantité faire varier ces diamètres ?
- De plus, ces méthodes nécessitent un nombre élevé d'essais et ne garantissent pas de trouver la solution optimum du problème , mais seulement de s'en approche.

♦ ***Remarque générale***

Ces méthodes sont en réalité davantage des méthodes de vérification hydraulique que des méthodes d'optimisation -économique.

I.2 Méthodes des conduites équivalentes (1961) [20]

Elles consistent à remplacer le réseau initial (original) par un réseau fictif dit équivalent où toutes les conduites portant un diamètre (commercial) unique fixé mais leurs longueurs sont inconnues. Les longueurs "équivalentes" sont déterminées en résolvant un système d'équations non linéaire obtenu en annulant le gradient de la fonction coût. Les diamètres des conduites du réseau initial en sont déduit.

Ces méthodes sont basées essentiellement sur la méthode de **HARDY-CROSS** comme modèle d'analyse. Les charges aux noeuds étant fixées, on cherche les inconnues qui sont les diamètres et les débits.

Ces méthodes possèdent les caractéristiques communes suivantes :

1- Elles ne peuvent s'appliquer qu'à des réseaux maillés.

2- Dans une maille, le débit est positif s'il coule dans le sens des aiguille d'une montre, négatif, dans le cas contraire.

3□□La perte de charge dans une conduite est du même signe que le débit.

4□□Connaissant les caractéristiques géométriques et hydrauliques duréseau (consommation aux nœuds , topographie ...etc) et en se fixant les débits unitaire, on cherche à déterminer les inconnues du problème, en se basant sur les trois méthodes relatives aux conduites équivalentes.

a) Méthodes des longueurs équivalentes de TONG et Col (1961) :

Connaissant la longueur d'une conduite de diamètre égal à 200 mm , véhiculant un débit q et avec un coefficient de Hazen -Wiliam égal à 100 , et qui donne la même perte de charge que pour une conduite véhiculant le même débit , de diamètre D et de longueur L cette longueur est dite " *longueur équivalente* ".

$$L_e = L\left(\frac{100}{CHW}\right)^{1,85}\left(\frac{200}{D}\right)^{4,86} \qquad (I.1)$$

Le : longueur équivalente (m)

L,D : longueur (m) et diamètre (mm) respectivement.

En introduisant l'équation (I.1) dans la formule de **HAZEN-WILLIAMS**,on obtient la relation suivante:

$$Le = \frac{\Delta H}{0,19.Q^{1,85}} \qquad (I.2)$$

avec, des contraintes à respecter pour chaque maille et chaque nœud:

1□ $\sum Q = 0$ (I.3) pour chaque nœud

2□ $\sum \Delta H = 0$ (I.4) pour chaque maille

3□ $\sum_{i \in M_p} L_{ei} = 0$ (I.5) condition de maille à satisfaire

M_p = Ensemble du tronçon appartenant à la maille (M_p).

Si la condition (3) n'est pas satisfaite, on effectue fois une correction sur les débits.

L'expression du facteur de correction pour une boucle du réseau peut être déduite du raisonnement suivant :

Soient : Q_1, Q_2,..... Q_n les débits initiaux dans les n conduites qui forment la boucle. On peut alors écrire :

$$\sum_i^n L_{ei} = \frac{1}{0,19}\left(\frac{\Delta H_1}{Q_1^{1,85}} + \ldots\ldots + \frac{\Delta H_i}{Q_i^{1,85}} + \ldots\ldots + \frac{\Delta H_{n1}}{Q_1^{1,85}}\right) = f(Q_1, Q_2, \ldots\ldots Q_n) \qquad (I.6)$$

Si : $f(Q_1, Q_2, \ldots Q_n) \neq 0$, il faut additionner aux débits initiaux Q_1, Q_2,..... Q_n un facteur de correction tel que :

$$\sum_i Lei = f(Q_1 + \Delta Q \ldots\ldots, Q_i + \Delta Q \ldots\ldots, Q_n + \Delta Q) = 0 \qquad (I.7)$$

En développant en série de Taylor et en négligeant les termes d'ordre supérieur à un (ΔQ supposé petit), on a :

$$f(Q_1, Q_2, \ldots Q_n) + \left(\frac{\partial f}{\partial Q_1} + \ldots\ldots \frac{\partial f}{\partial Q_i} + \ldots\ldots \frac{\partial f}{\partial Q_n}\right) \Delta Q = 0 \qquad (I.8)$$

de l'équation (I.6), on déduit que :

$$\frac{\partial f}{\partial Q_i} = \frac{-1{,}85\Delta H_i}{0{,}19\,Q_i^{2{,}85}} = -1{,}85\left(\frac{Lei}{Q_i}\right) \qquad (I.9)$$

La combinaison des équations (I.6), (I.8) et (I.9) fournit le facteur de correction :

$$\Delta Q = \frac{\sum_{i=1}^{n} Lei}{1{,}85\sum_{i=1}^{n}\frac{Lei}{Q_i}} \qquad (I.10)$$

***Calcul des diamètres optimaux* :**

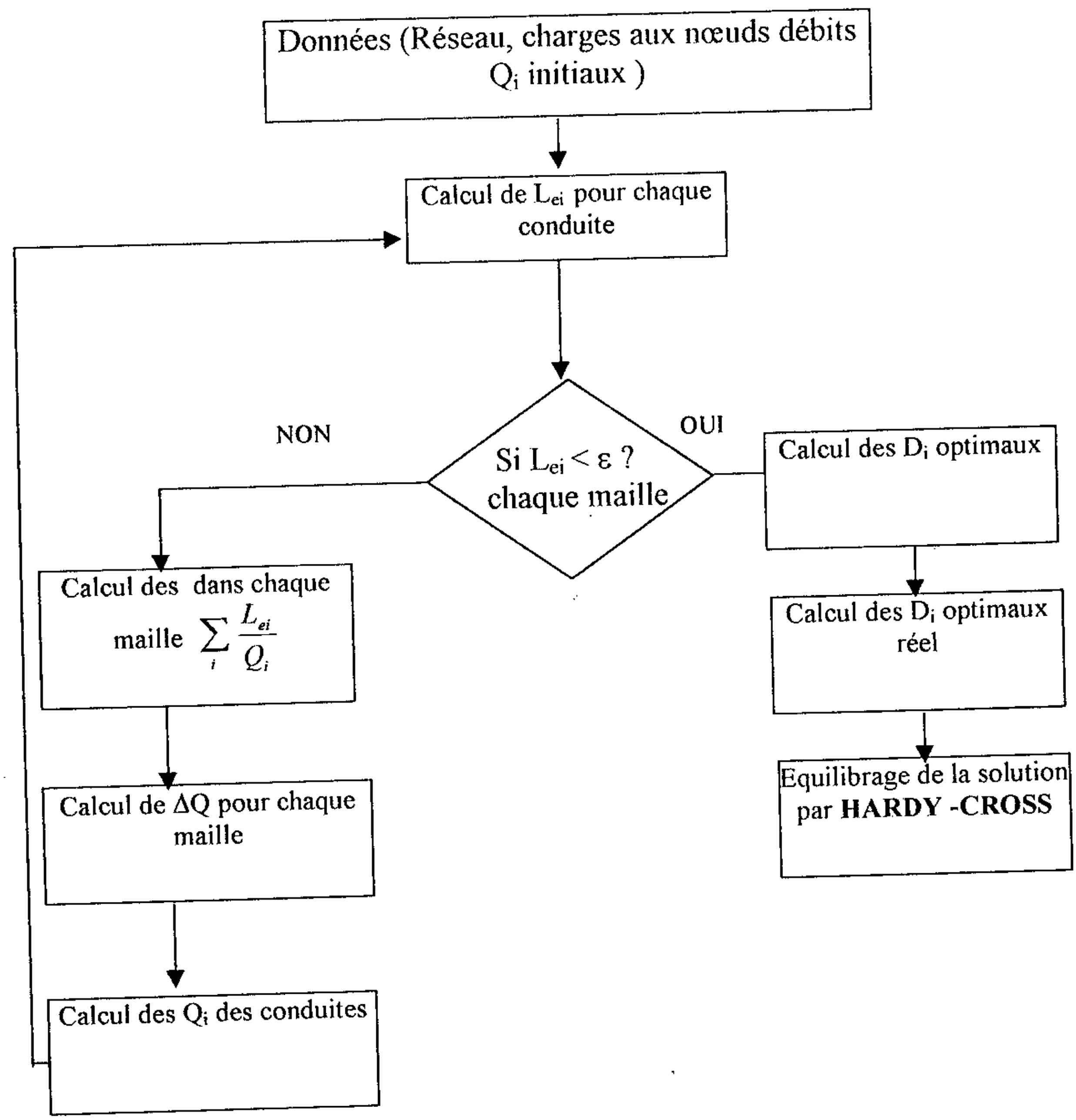
Avec les valeurs des longueurs équivalentes obtenues, lorsque la condition ($\sum Lei < 0$) est vérifiée dans chaque maille, on calcule les conditions optimales pour chaque conduite, connaissant leur longueur et leur coefficient de Hazen-Williams réels.

En effet, les diamètres D_i sont déduit de l'équation suivante :

$$D_i = 200\left(\frac{Li}{Lei}\right)^{0{,}21} \cdot \left(\frac{100}{CHWi}\right)^{0{,}38} \qquad (I.11)$$

Afin de trouver une solution physiquement réalisable, il faudra adopter les diamètres commerciaux les plus proches des diamètres optimaux calculés. Il est nécessaire ainsi de recalculer les charges et les débits correspondant au réseau où les conduites ont les diamètres commerciaux adoptés.On suggère pour cela la méthode de **HARDY-CROSS**.

Organigramme de la méthode :



b- Méthodes des longueurs équivalentes de (V. RAMAN et S. RAMAN) (1966) [9 et 12]

La méthode d'optimisation proposée, est fortement semblable a celle de **TONG** et ses collaborateurs. Les équations de base et le processus de résolution sont identiques, seule la condition de maille et la valeur du facteur de correction qui en découle sont différentes.

La condition de convergence pour chaque maille par **RAMAN** est :

$$\sum_{M}\left(\frac{L_{ei}}{Q_i}\right)=0 \qquad (1.12)$$

La valeur du facteur de correction, sera obtenue par la même manière que celle développée dans la méthode précédente.

Alors, on obtient :

$$\Delta Q=\frac{\sum \frac{Lei}{\Delta Qi}}{2{,}85\left(\sum \frac{Lei}{Q_i^2}\right)} \qquad (1.13)$$

Organigramme de la méthode

Il est possible de donner à cette méthode la même structure de résolution que celle présentée par TONG et ses collaborateurs en 1960, et donc, le même organigramme.

La méthode présente les mêmes avantages et inconvénients que celle de **TONG** et ses collaborateurs, sauf que la méthode de **V. RAMAN** et **S. RAMAN** donne des solutions plus économiques que celles obtenues par la méthode de TONG et ses collaborateurs, en se basant sur un exemple traité avec les deux méthodes.

c- Critiques des deux méthodes :

*** Avantages :***

Ces méthodes permettent de déterminer directement les dimensions à donner aux conduites, contrairement à la méthode de **HARDY CROSS** où les dimensions sont déterminées par essais successifs nécessitant un calcul hydraulique de tout le réseau à chaque essai.

- Le facteur de correction porte ici sur les longueurs équivalentes qui sont directement liées aux dimensions des conduites.
- Ces méthodes sont bien adoptées aux calculs de nouveaux réseaux.

- La solution est économique à deux points de vue

  * Le poids total des tuyaux est minimum et donc le coût associé également.

  * Le fait d'imposer la condition $\Sigma L_{ci} = 0$: pour **TONG** ou $\sum_i \frac{L_{ei}}{Q_i}$ pour **RAMAN** dans

  chaque boucle tend à uniformiser les débits dans le réseau.

  Tous les chemins possibles pour l'eau sont alors utilisés avec un maximum d'efficacité pour satisfaire les demandes.

*** Inconvénients**

1□ Limitations de ces méthodes :

- Ces méthodes ne peuvent supplanter celle de **HARDY CROSS** pour le calcul de réseaux existants. On peut étudier les conséquences hydrauliques de changements dans les réseaux.

  Ces méthodes ne sont applicables qu'à des réseaux composés d'un réservoir et d'un réseau maillé de conduite dans lequel l'eau s'écoule par gravité.

2□ Critiques des méthodes (L_e) par **SWANEER** et **KHANN** :

- L'optimum obtenu par les deux méthodes, est un optimum local et donc le coût des conduites est une fonction décroissante du diamètre ce qui est inconcevable.

d- Méthodes des diamètres équivalentes de DEB et SARKAR (1971) [9]

Cette méthode recherche la configuration optimum pour un réseau de la manière suivante :

1□ En développant une méthode d'analyse hydraulique du réseaux basée sur le concept de diamètre équivalent, , à partir duquel on peut obtenir un coût minimum des conduites pour une surface de charge et une hauteur de réservoir particulières.

2□ En recherchant une surface de charge et une hauteur de réservoir optimales pour un réseau donné.

3□ En définissant une fonction coût dépendant :

- Des dimensions des conduites.
- De la hauteur du réservoir.
- De la puissance de la pompe d'adduction.

4□ En rédigeant un programme qui fournit la solution de coût minimum pour un réseau donné.

***Notion du diamètre équivalent* :**

Le diamètre équivalent est défini comme étant le diamètre d'une conduite de (100 m) de longueur et de coefficient de **HAZEN-WILLIAMS** égal à (100) et qui pour un même débit donne la même perte de charge que la conduite réelle.

$$D_e = D\left(\frac{CHW}{100}\right)^{0,381}\left(\frac{100}{L}\right)^{0,206} \qquad (I.14)$$

D_e : diamètre équivalent en (m), D diamètre (m), CHW coefficient de **HAZEN-WILLIAMS** et L longueur de la conduite.

En introduisant cette équation dans la formule de **HAZEN-WILLIAMS**, on a :

$$\Delta H = \frac{LQ^{1,85}}{0,094.CHW^{1,85}D^{4,86}} \qquad (I.15)$$

On obtient la relation reliant le diamètre équivalent (D_e) au débit et à la perte de charge.

$$D_e = 0,73\ \frac{Q^{0,381}}{\Delta H^{0,206}} \qquad (I.16)$$

***La fonction coût* :**

Le coût d'une conduite comprend le coût des matériaux, du transport et de la pose. Il est exprimé comme une fonction du diamètre et de la longueur de la conduite :

$$C_c = K'\,D^m.L \qquad (I.17)$$

où, C_c coût d'une conduite, m et k' des Constantes, D diamètre de la conduite (m) et L la longueur (m)

Les coefficients k' et m peuvent être obtenus par interpolation des coûts des conduites vendues sur le marché.

En combinant les équations (II.16) et (I.17), on obtient :

$$C_{ci} = k\,(0{,}73)^{m}\,\frac{Q_i^{0{,}381}}{\Delta H_i^{0{,}206m}} \qquad (I.18)$$

Le coût total du réseau est donné par : $C_{C_T} = \sum_i C_{Ci}$

On cherche donc à minimiser pour chaque maille, le coût des conduites équivalentes qui composent le réseau en respectant les charges et les consommations données aux nœuds. Pour cela, on doit rechercher la valeur maximale de $\left|\frac{dC_{ci}}{dQ_1}\right|$ qui ne change pas l'orientation des débits et les charges imposées.

Le coût minimal des conduites équivalentes du réseau sera obtenu si dans chaque maille on parvient à satisfaire cette condition. Cette condition peut s'écrire :

$$\sum\left(\frac{Dei}{Qi}\right)^{m} = \frac{A}{0{,}381mk} = A' \qquad (I.19)$$

avec, $A = \frac{dC_c}{dQ_1}$

i : indice des conduites qui forment la boucle.

On se fixe des débits initiaux dans chaque conduite que l'on corrige au moyen de facteur de correction donné comme suit :

$$\Delta Q = \frac{A' - \sum\left(\frac{Dei}{Qi}\right)^{m}}{(0{,}381m - 1)\sum_i\left(\frac{Dei}{Q_i^2}\right)^{m}} \qquad (I.20)$$

Le processus itératif est arrêté si l'équation (I.19) est satisfaite, connaissant les longueurs et les coefficients de **HAZEN WILLIAMS** des conduites réelles. On déduit les valeurs des diamètres équivalents obtenus après satisfaction de la condition (I.19). L'équation (I.21), nous donne les diamètres réels :

$$D_i = D_{ci}\left(\frac{Li}{100}\right)^{0,206}\left(\frac{100}{CHW}\right)^{0,381} \qquad (I.21)$$

Les diamètres ainsi calculés sont arrondis aux diamètres commerciaux :

❖ **Critiques de la méthode :**

- ***Avantages :***

1□ La méthode permet de déterminer directement les dimensions optimales des conduites pour un réseau où la surface libre de l'eau dans le réservoir et la hauteur du réservoir sont fixées.

2□ La méthode propose des formules de fonction coût, non seulement des coûts des conduites mais, également celui du réservoir, de la pompe d'adduction et de l'entretien.

- ***Inconvénients :***

1□ La fonction coût est inversement proportionnelle aux longueurs des conduites ce qui semble illogique.

2□ La condition à satisfaire conduit à une maximisation du coût plutôt qu'à une minimisation.

I.3- Optimisation des réseaux de distribution par JACOBY (1968) [8, 9 et 12]

Introduction :

Dans sa méthode d'optimisation, **JACOBY** a gardé comme variables les trois paramètres qui caractérisent une solution pour un réseau dont on connaît la géométrie et les conditions aux limites.

Les paramètres sont , les diamètres, les débits et les pertes de charge dans les conduites.

Se basant sur la théorie des multiplicateurs de Lagrange, et afin de déterminer les valeurs de ces paramètres qui donnent un coût minimal au réseau, **JACOBY** définit une fonction "objective" qui combine la fonction coût du réseau aux contraintes résultantes des lois physiques qui lient les diamètres (D), les débits (Q) et les pertes de charge dans les conduites (ΔH_i) .

- Cette méthode s'applique à des réseaux composés d'un réservoir, d'une pompe d'adduction et d'un réseau maillé des conduites.

Les équation de base sont :

- Contrainte aux nœuds : $\sum_{Nocudj} Qi + q_j = 0$
- Contrainte de maille : $\sum_{Maillek} \Delta Hi = 0$
- Fonction coût : La fonction coût comprend le coût de l'ensemble des conduites et celui de pompage.
- Le coût d'une conduite est proportionnel à celui de sa longueur et au cube de son diamètre.
- Le coût du travail d'une pompe est proportionnel à sa puissance et doit être intégré sur sa duré de vie :

$$FO = \sum \left(K_1 D_i^3 + K_2 D_i^2 + K_3 D_i + K_4\right) L_i + \frac{C \rho g Q_p \Delta H_p \Delta t}{\eta_p} \qquad (I.22)$$

K_1, K_2, K_3 et K_4 : Constantes

C : Cout du Kwh

ρ : masse volumique de l'eau

Q_p : débit de la pompe

Δt : Durée de vie de la pompe

η_p : Rendement de la pompe

d'où le programme mathématique suivant :

$$\begin{cases} \min FO \\ \text{Sous les contraintes : } \sum Q_i + q_j = 0 \\ \sum \Delta H = 0 \\ V_{min} \leq Vi \leq V_{max} \\ P_{min} \leq Pj \leq P_{max} \end{cases}$$

D'après les équations de base et la fonction objective FO à minimiser, on est devant un problème d'optimisation non linéaire, du fait que les diamètres ne peuvent prendre que les valeurs disponibles sur le marché (gamme commerciale).

- La résolution du problème est basée sur la minimisation de la fonction sujette aux contraintes de fonctionnement du réseau comme suit :

$$FO = \sum \left(K_1 D_i^3 + K_2 D_i^2 + K_3 D_i + K_4\right) L_i + \frac{C \rho g Q_p \Delta H_p \Delta t}{\eta_p} + \sum_{j=1}^{n} A_j \left(\sum Q_i + q_j\right) + \sum_{k}^{m} B_k \left(\sum \Delta H_i\right)$$

(I.23)

A_j et B_k : des constantes.

La fonction FO peut être exprimée en fonction de deux paramètres (Q_i , D_i) ou (ΔH_i , D_i) en remplaçant :

$$FO(Q,D) = \sum \left(K_1 D_i^3 + K_2 D_i^2 + K_3 D_i + K_4\right) L_i + \frac{C \rho g Q_p \Delta H_p \Delta t}{\eta_p} + \sum_{j=1}^{n} A_j \left(\sum Q_i + q_j\right) + \sum_{k}^{m} B_k \left(\frac{K_i Q_i^2}{D_i^5}\right) \quad (I.24)$$

$$FO(\Delta H,D) = \sum \left(K_1 D_i^3 + K_2 D_i^2 + K_3 D_i + K_4\right) L_i + \frac{C \rho g Q_p \Delta H_p \Delta t}{\eta_p} + \sum_{j=1}^{n} A_j \left(\sum \frac{\Delta H_i D_i^5}{K_i} + q_j\right) + \sum_{k}^{m} B_k \left(\sum \Delta H_i\right) \quad (I.25)$$

Solution:

La fonction côut FO n'étant pas linéaire en fonction des variables, on obtient une solution en utilisant une procédure itérative.

On choisit au départ un point arbitraire P_0 dans l'espace à 2L (L : dimension)

Dimension Δ : P_0 (D^0 , Q^0) ou P_0 (ΔH^0, Q^0). tel que les contraintes soient satisfaites en ce point.

- Si en ce point P_0 , la fonction coût FO n'est pas minimale, on cherche une direction de descente dans l'espace réalisée telle que : FO (P^1) < FO (P^0)

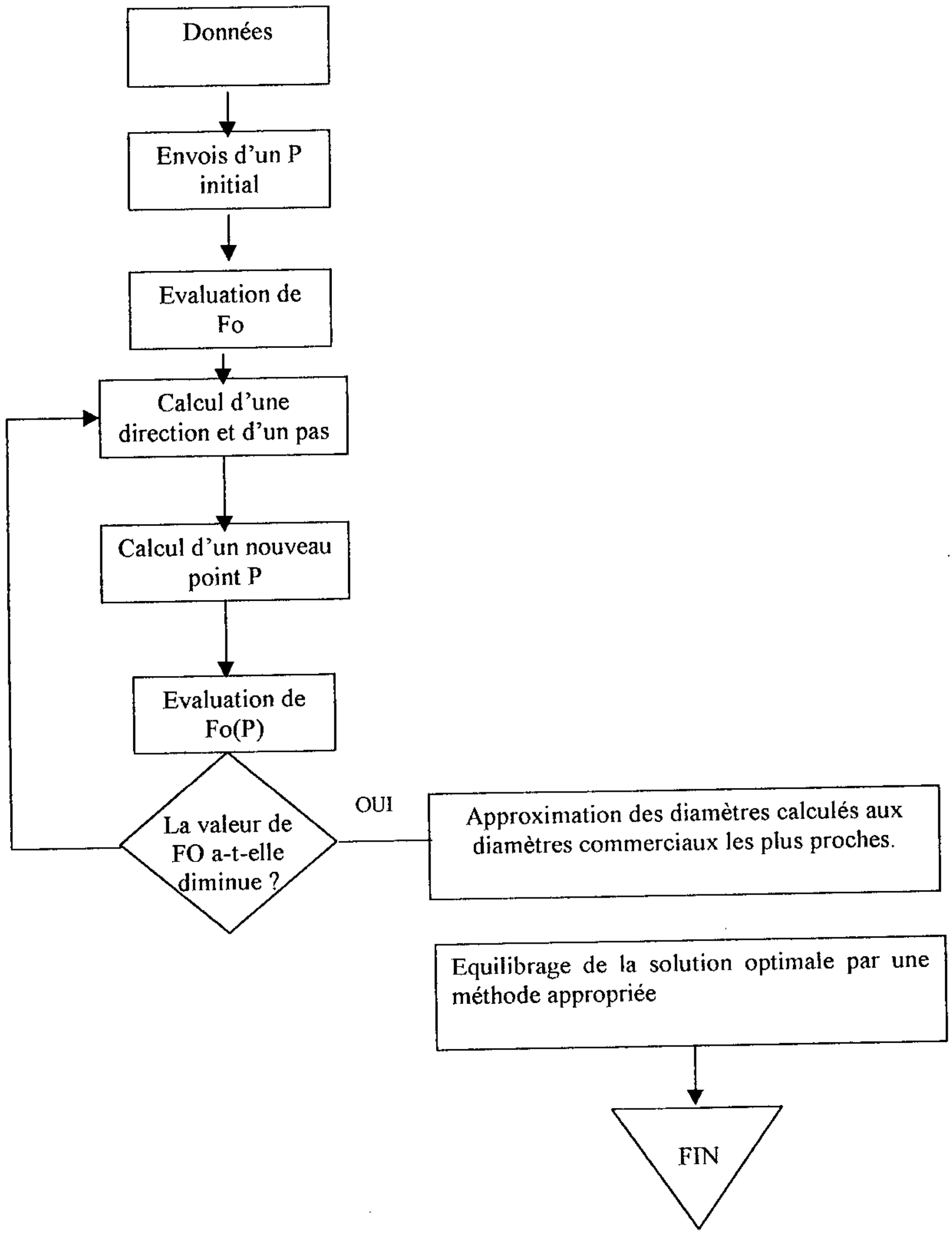
- En se déplaçant du gradient de FO, on a :

$$P_k^{i+1} = P_k^i - \lambda_i \frac{\text{grad FO}\left\langle P_k^i \right\rangle}{\left\| \text{grad FO}\left\langle P_k^i \right\rangle \right\|} \quad (I.26)$$

Lorsque la solution du problème a été trouvée, les diamètres des conduites sont arrondis suivant la gamme commerciale.

Organigramme de la méthode :

La structure de la méthode peut être résumée dans l'organigramme suivant :



Critiques de la méthode :

** Avantages*

- La conception du réseau et le problème d'optimisation sont combinés contrairement à la pratique courante qui sépare les deux problèmes.
- Cette méthode permet de considérer des conditions aux limites diverses exprimées aussi bien comme des inégalités que des égalités.
- L'application de cette méthode simplifiée considérablement le travail de l'ingénieur dans la conception du réseau.
- Cette méthode facilite l'étude des effets de changements dans le réseau et dans les conditions aux limites, contrairement aux méthodes citées précédemment.
- La méthode peut être appliquée sans problème à de grands réseaux vu que les équations générales du problème ne changent pas.

**** Inconvénients:***

- L'inconvénient de cette procédure est que la convergence peut être très lente.
- Il est très difficile d'apprécier la convexité de la fonction FO. Donc il faut prendre des précautions afin d'éviter le minimum local.

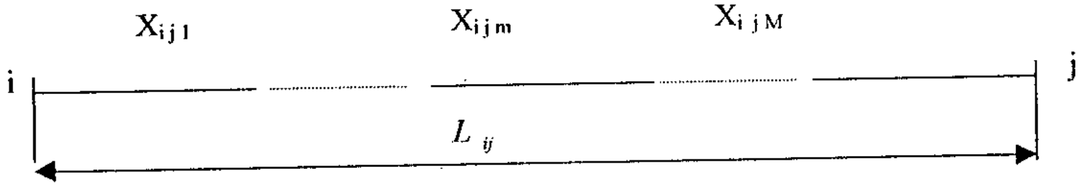
I.4- Optimisation des réseaux de distribution d'eau par ALPEROVITS et SHAMIR (1977) [12 et 18]

Cette méthode est basée sur la résolution d'un système linéaire pour une répartition donnée au départ. Elle prend comme variable de décision la longueur d'un segment de conduite au lieu du débit, avec une contrainte supplémentaire sur les diamètres intégrés préalablement dans le système à résoudre.

- Formulation du problème :

La procédure adoptée par **ALPEROVITSS** et **SHAMIR** est basée sur la sélection d'une gamme de diamètres commerciale D_{ijm} pour chaque conduite (ij), donc associé à chaque diamètre $d_{ijm} \in D_{ij}$ une longueur qui sera prise comme variable de décision.

- Considérons une conduite (ij) de longueur (L_{ij}) avec un débit Q_{ij} :



avec, $$\sum_{m=1}^{M} X_{ijm} = L_{ij} \qquad (I.27)$$

$i,j = 1,\ldots,nn$

- La gamme de diamètre D_{ij} est obtenue en respectant la gamme de vitesse $[V_{min}, V_{max}]$:

$$V_{min} \leq V_{ij} \leq V_{max}$$

$$V_{min} \leq \frac{4\,Q_{ij}}{\pi\, d_{ijm}^2} \leq V_{max}$$

$$\sqrt{\frac{4\,Q_{ij}}{\pi\, V_{max}}} \leq d_{ij} \leq \sqrt{\frac{4\,Q_{ij}}{\pi\, V_{min}}} \qquad (I.28)$$

La gamme D_{ij} est construite, en balayant la gamme commerciale disponible sur le marché tout en respectant l'équation (I.28), de la on déduit une série de longueur (k_{ijm}) $m \in M_{ij}$. La perte de charge est donc calculée par la formule :

$$\Delta H_{ij} = J_{ijm} \cdot X_{ijm}$$

J_{ijm} : gradient hydraulique calculé par la formule de **HAZEN-WILLIAMS**.

$$J = \lambda\left(\frac{Q}{CHW}\right)^{1,852} D^{-4,67} \tag{I.29}$$

On commence par n'importe quel point "K" (nœud) dans le système dont lequel la charge est connue, pour les (n) nœuds on a :

$$H_{\min K} \leq H_s + \sum_{ij}\sum_{m} J_{ijm} X_{ijm} \leq H_{\max} \tag{I.30}$$

Le chemin entre le nœud S (source) et nœud K est choisit d'une manière arbitaire.

Puis, on verifie les conditions suivantes :

* Contrainte des mailles : $\sum_{ij}\sum_{m} X_{ijm} J_{ijm} = b$

* $b = 0$, si le chemin est fermé (Maille).

* $b \neq 0$, si le chemin est ouvert.

***Fonction Coût** : Fonction objective*

- Le coût d'une conduite est proportionnel à sa longueur

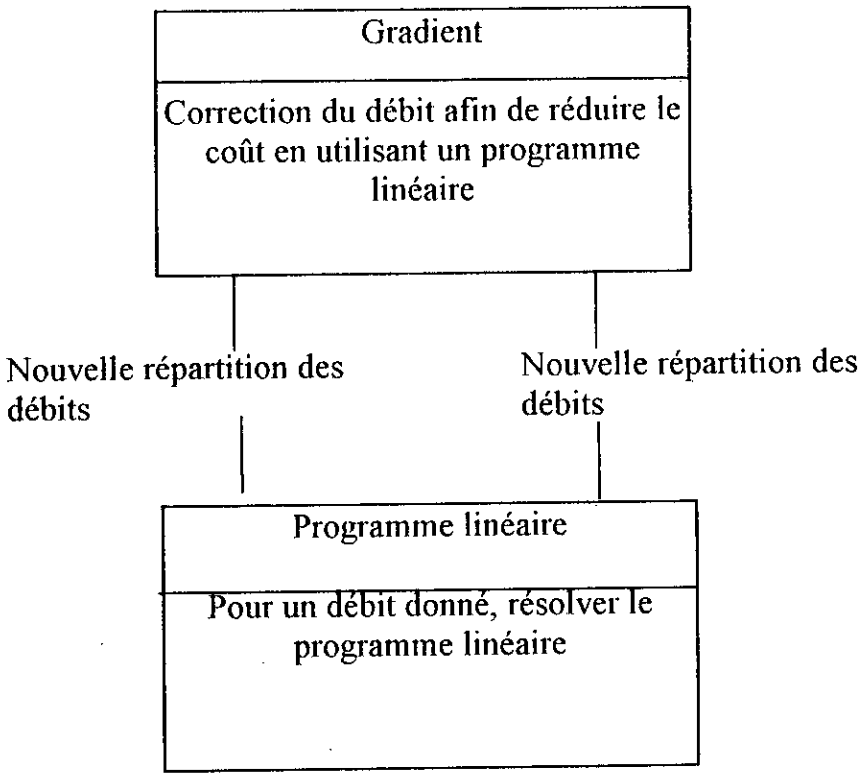
$$FO_{ij} = \sum_{ij}\sum_{m} C_{ijm} X_{ijm} \tag{I.31}$$

- Le coût total du réseau est donc : $FO = \sum_{ij} FO_{ij}$ (I.32)

Lors de la réalisation, on tient compte de la contrainte sur les longueurs X_{ijm} : $X_{ijm} > 0$, $\forall i, j, m$.

Procédure de résolution :

ALPEROVITS et **SHAMIR** ont proposé une décomposition "hiérarchique" du problème en deux étapes :



La première étape consiste a formulé un programme linéaire partant d'un débit initial arbitaire, qui sera résolu par un algorithme de résolution de la programmation linéaire.

L'étape qui suit consiste à élaborer un modèle de correction du débit basé essentiellement sur le pas de déplacement (α) dans la direction de descente (b) qui garantie la décroissance de la fonction coût FO.

$$FO(Q + \alpha\,\Delta Q) \leq FO(Q) \qquad (I.33)$$

Le gradient de la fonction objective (GFO) élaboré par **ALPEROVITS** et **SHAMIR** est donné par :

$$\frac{\partial F\,O}{\partial \Delta Q} = G_p = \pi_p\,(1{,}852)\sum \frac{1}{Q_{ij}} \sum \Delta H_{ijm} \qquad (I.34)$$

avec, π_p : Variable duale correspondant à la contrainte des mailles.

- Amélioration apportée à la méthode

Le modèle de correction par **ALPEROVITS** et **SHAMIR** (1977) présente des inconvénients du fait qu'il est basé sur un choix arbitraire du pas de déplacement et de ne considérer que les contraintes de maille pour l'évaluation du gradient de la fonction objective.

Il se base sur les variables duales associées aux deux équations, des chemins et des mailles.

GOUTLER, LOUSSIER et **MORGAN** (1986) proposent une nouvelle expression de la fonction objective (GFO) dans le calcul de la direction (Changement de Q). Cette expression est donnée par :

$$G = \frac{\partial FO}{\partial \Delta Q} = -\pi_p \sum \frac{\Delta H_{ij}}{Q_{ij}} + \sum \pm \pi_r \frac{\Delta H_{ij}}{Q_{ij}} \qquad (I.35)$$

π_p : Variable duale associée à la contrainte des mailles.

π_r: Variable duale associée à la contrainte des chemins.

*Pour diminuer le nombre élevé d'infractions pour le calcul du changement du débit dans le modèle d' **ALPEROVITS** et **SHAMIR, FUJIWARA** utilise la méthode quasi-Newtonienne. Cette méthode consiste essentiellement a une généralisation de la forme itérative de **NEWTON**.

I.5 Optimisation des réseaux de distribution d'eau par CENEDESE et MELE (1978) [4]

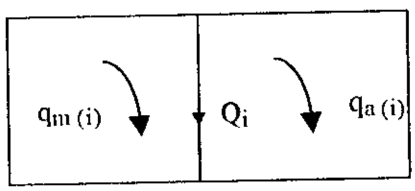
- La méthode est basée sur l'utilisation des débits de circulation et les charges aux nœuds comme variables de décision.
- La fonction objective est donnée en fonction du diamètre par unité de longueur , elle présente le coût total des conduites.

$$FO = \sum a D_i^{\gamma} L_i \qquad (I.36)$$

- On déduit le diamètre de l'équation de la perte de charge que l'on l'introduit dans la fonction objective

$$FO = \sum a \left(\frac{b|Q_i|Q_i}{H_{u(i)} - H_{d(i)}} \right)^{\gamma/\beta} L_i^{(1+\gamma/\beta)} \qquad (I.37)$$

- Le problème est de déterminer le minimum de la fonction coût FO en gardant à l'esprit que les équations de continuité et de perte de charge sont automatiquement satisfaites.
- En s'inspirant de la méthode de **HARDY-CROSS**, les auteurs ont introduit une variable par boucle appelée "débit de circulation" et ils ont définit la notion de boucle adjacente et principale.



m (i) : Indice de la boucle principale

a (i) : Indice de la boucle adjacente

q_m : Débit de la maille principale

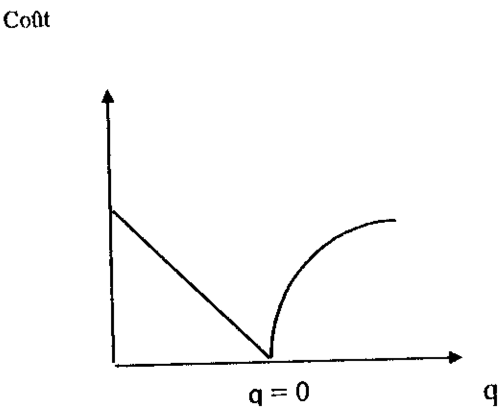
q_a : Débit de la maille adjacente

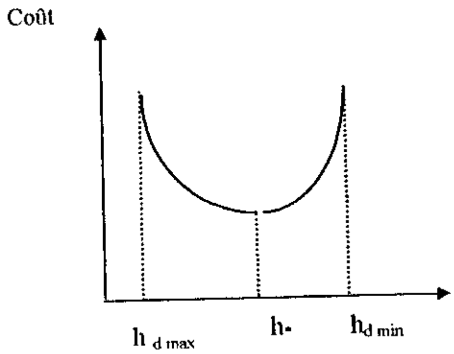
De plus la direction du débit doit être conforme avec l'équation de la perte de charge. Cette contrainte doit être introduite dans la fonction objective en ajoutant un terme de pénalité (quant les sens du débits et la perte de charge sont opposés).Donc la fonction objective s'écrit :

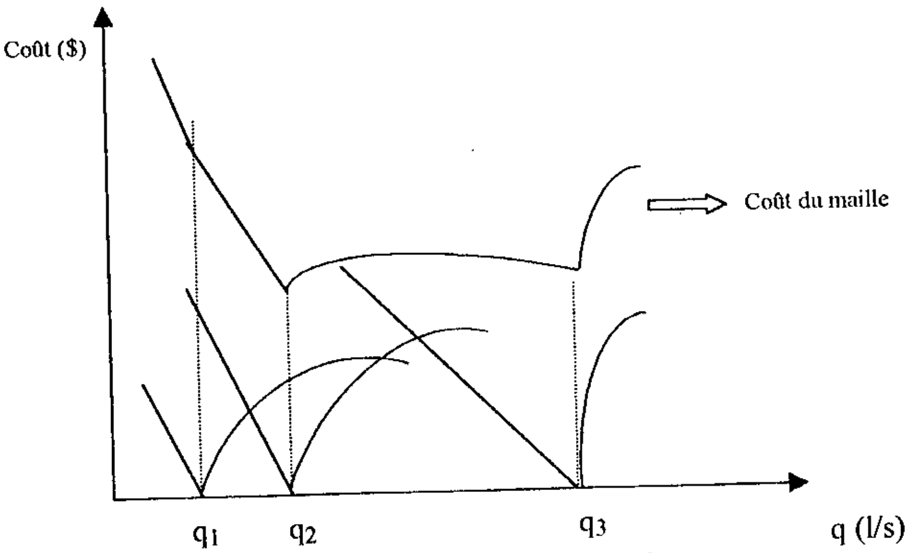
$$FO = \sum a \left(\frac{b\left|Q_i + q_{m(i)} - q_{a(i)}\right|\left(Q_i + q_{m(i)} - q_{a(i)}\right)}{H_{u(i)} - H_{d(i)}} \right)^{\gamma/\beta} L_i^{(1+\gamma/\beta)} \qquad \text{(I.38)}$$

- Principe de résolution :

On cherche les valeurs des débits de circulation et des charges aux nœuds qui minimisent la fonction objective :

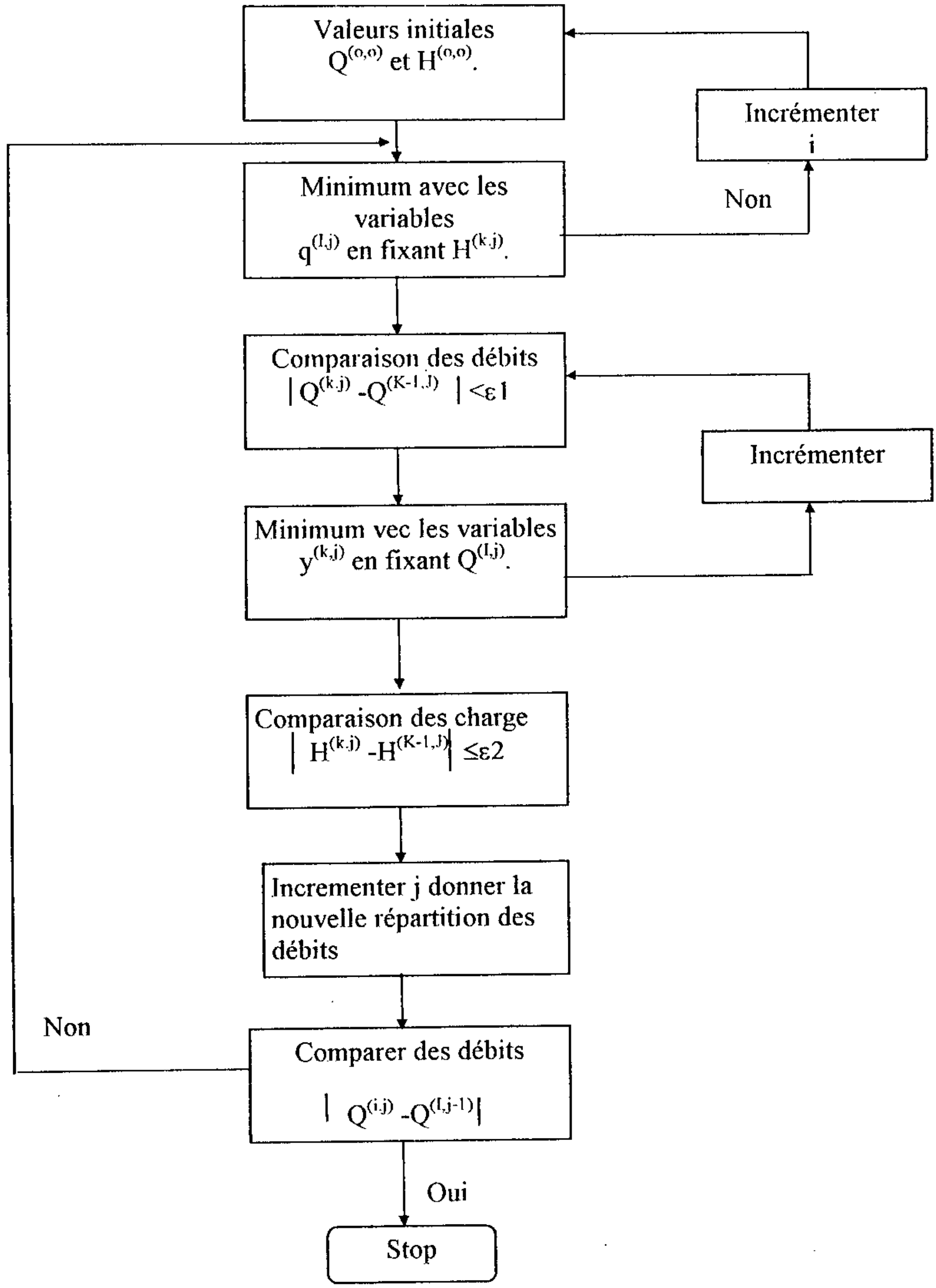






La résolution est clairement développée dans l'algorithme suivant :

Organigramme



Conclusion des auteurs :

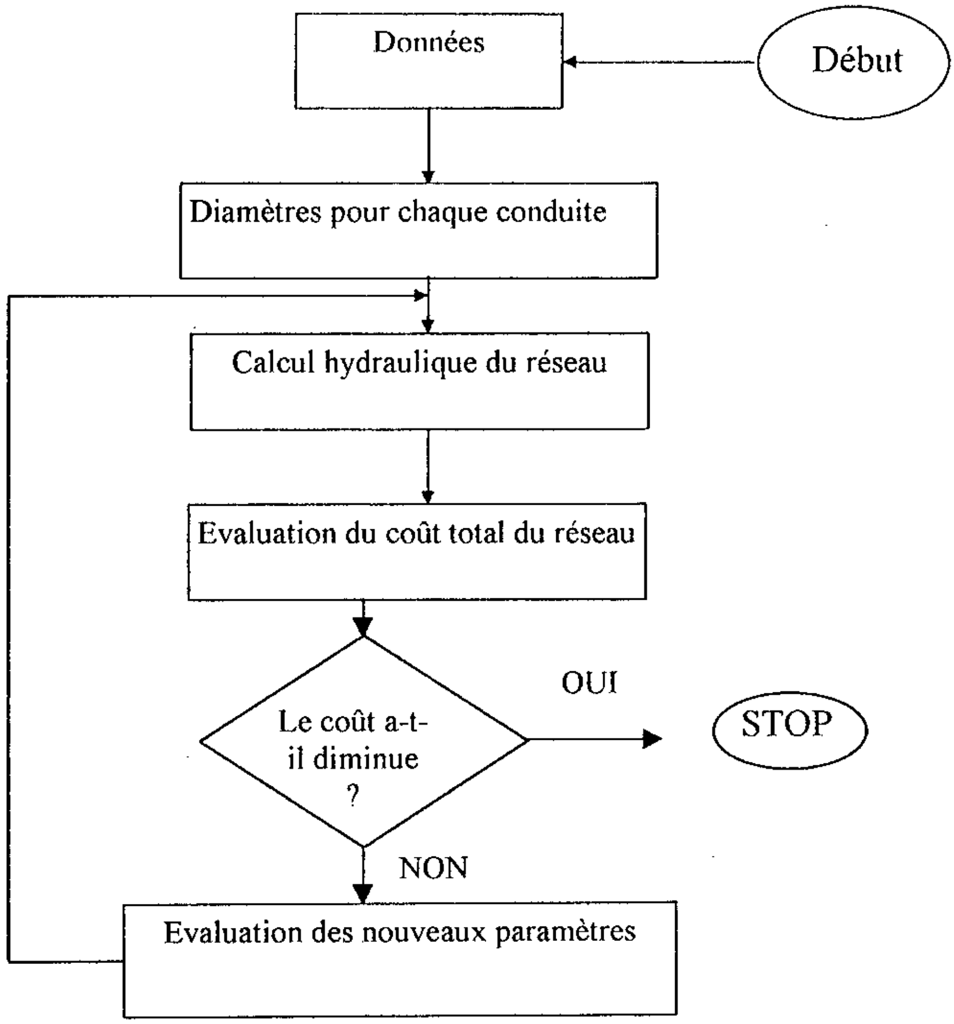
- L'application de la méthode sur des réseaux différents, donne de bons résultats du point de vue convergence et de temps de convergence.
- La méthode peut être applicable en cas d'extension du réseau.

I.6- Optimisation des réseaux de distribution d'eau par FEATHERSTONE et EL-JUMAILY (1983) [6]

La méthode de **FEATHERSTONE** et **EL-JUMAILY** est basée sur l'étude qui a été faite en 1975 par **WU**.

Dans les systèmes d'irrigation, **WU** a montré que la différence entre le coût d'une conduite simple, composée de tronçons de diamètres différents avec une perte de charge réelle non linéaire, et celui obtenu avec l'hypothèse d'une variation linéaire de la perte de charge; n'est que de 2%.
On peut donc admettre que la variation linéaire, c'est à dire une perte de charge unitaire constante, donne au réseau un coût minimum.

La méthode permet le calcul des diamètres optimaux des conduites, après l'équilibrage du réseau par la méthode de **HARDY-CROSS** ou celle des nœuds. Ces diamètres optimaux qui sont tirés à partir de l'équation de perte de charge, nous permettent de calculer le coût pour chaque essai. On modifie les diamètres à chaque essai et on effectue le calcul hydraulique, jusqu'à ce que la valeur de la fonction coût soit minimale . Cette fonction comprend le coût des conduites, du pompage, des réservoirs et de l'entretien du réseau.
La méthode sera détaillée dans le chapitre II.


Données
Début
Diamètres pour chaque conduite
Calcul hydraulique du réseau
Evaluation du coût total du réseau
OUI
Le coût a-t-il diminue ?
STOP
NON
Evaluation des nouveaux paramètres

I.7- Optimisation des réseaux de distribution d'eau par la notion de l'arbre minimal (LABY en 1963 améliorée par LEBDI en1 985) [11]

Introduction

Cette méthode profite du fait qu'une ossature principale ramifiée R' de longueur minimale est associée à un réseau maillé R et dont les diamètres sont fixés. Elle tient en compte de l'incidence de la longueur sur les prix, ainsi que la nécessité d'introduire dans le calcul d'optimisation, les paramètres hydrauliques et économiques des tronçons fermant les mailles.

D'après **LEBDI**, les méthodes précédentes sont particulièrement lourdes, et elles donnent l'optimum absolu pour un sens de circulation fixé pour chacun des tronçons, et au temps qu'il faut théoriquement d'essayer chaque sens possible de circulation, où seul un tirage au hasard des sens de circulation permet une approche de l'optimum. Ceci a conduit **LEBDI** à envisager, dans le cas d'un seul réservoir, une autre procédure de calcul qui s'est révélée efficace par confrontation avec les résultats fournis par les méthodes classiques.

Il est nécessaire , avant d'entamer le processus de la méthode , de définir la notion de l'arbre de longueur minimale (R').

Un réseau maillé R (N,T) est un graphe connexe dont :

$T=(t_1,\ldots\ldots t_n)$: l'ensemble des tronçons R .

$N=(n_1,\ldots\ldots N_n)$: l'ensemble des nœuds .

avec, card T = t

card N = n

On peut extraire de R un arbre R' $(N,T') \in R$ de longueur minimale tel que :

$T' \in T$ et card T' = m-1

m : nombre de maille.

Principe de la méthode

En extrayant du réseau R un réseau ramifié R' de longueur minimale considérée comme ossature optimal (sinon proche de l'optimal), on détermine une distribution des débits aux prises (Q_p) par la méthode de CLEMENT, qui est basée sur la répartition probabiliste de l'ouverture des prises.

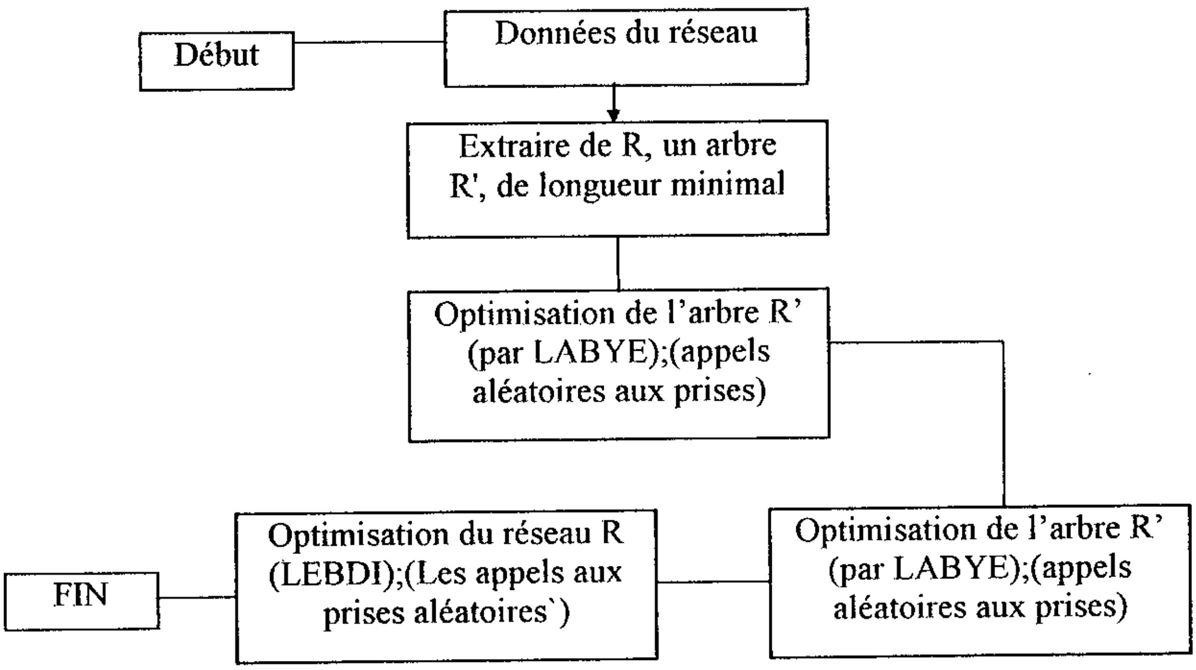
Pour la distribution des débits aux prises (Q_p), on optimise l'arbre par la méthode de **LABYE** , et par conséquent on obtient une distribution optimale des diamètres sur les tronçons de l'arbre associée à (Qi) .

On fixe plusieurs distributions de diamètres des tronçons maillants, à chacune d'entre elles, correspond à une séquence d'optimisation, correspondant aux étapes suivantes.

1-Connaissant une distribution des diamètres, fixée sur tous les tronçons du réseau maillé, on procède à son équilibrage lorsque les appels sont aléatoires, on en déduit une distribution des débits, sur les tronçons du réseau maillé.

2- Connaissant une distribution de débits, fixée sur le réseau maillé, on procède à son optimisation, on a ainsi une distribution optimale de diamètres avec leurs longueurs respectives, sur tous les tronçons.

Organigramme



I.8 Optimisation des réseaux urbains de distribution d'eau d'après MORGAN et GOULTER (1985) [16]

Le modèle mathématique proposé est basé sur la résolution d'un programme linéaire à partir des débits et des diamètres initiaux, déterminés par la technique de **HARDY-CROSS**, suivie d'une modification des diamètres afin de maintenir la pression critique, bien entendu ce changement se fait sur la condition d'avoir un coût minimum.

- Ce modèle est formulé par les fonctions suivantes :

- ***Fonction objective (coût) :***

La fonction a minimisé est :

$$FO = \sum \left(K_{jdr} L_{jdr} + K_{jds} L_{jds} \right) \qquad (I.39)$$

où :

K_{jdr} : coût unitaire de changement dans le tronçon "j" de la conduite de diamètre N° "d ",à une conduite de diamètre plus grand N° "r" ($K_{jdr} > 0$).

K_{jds} : coût unitaire de changement dans le tronçon "j" de la conduite N° "d" a une conduite de diamètre plus petit N° "s" ($K_{jds} < 0$).

Le tronçon "j" est remplacé par la conduite de diamètre de N° r ou s respectivement :

$K_{jdr} = C_r - C_d \quad > 0$

$K_{jds} = Cs - C_d \quad < 0$

- ***Contraintes du problème :***

Il faut que la pression en chaque point du réseau soit adéquate :

$$\sum_{J \in Pi} (W_{ij} G_{jdr} L_{jdr} + W_{ij} G_{jdr} K_{jds}) \leq H_{min} - H_i \qquad (I.40)$$

-G_{jdr} et G_{jds} : changement du gradient lors du changement du diamètre

-W_{ij} : Pourcentage de débit qui arrive du tronçon J vers le nœud de l'ensemble des débits qui arrivent à ce nœud.

$$W_{ij} = \frac{Q_j}{I_m} W_m$$

I_m : somme des débits entrant vers le nœud m.

Contraintes de longueur :

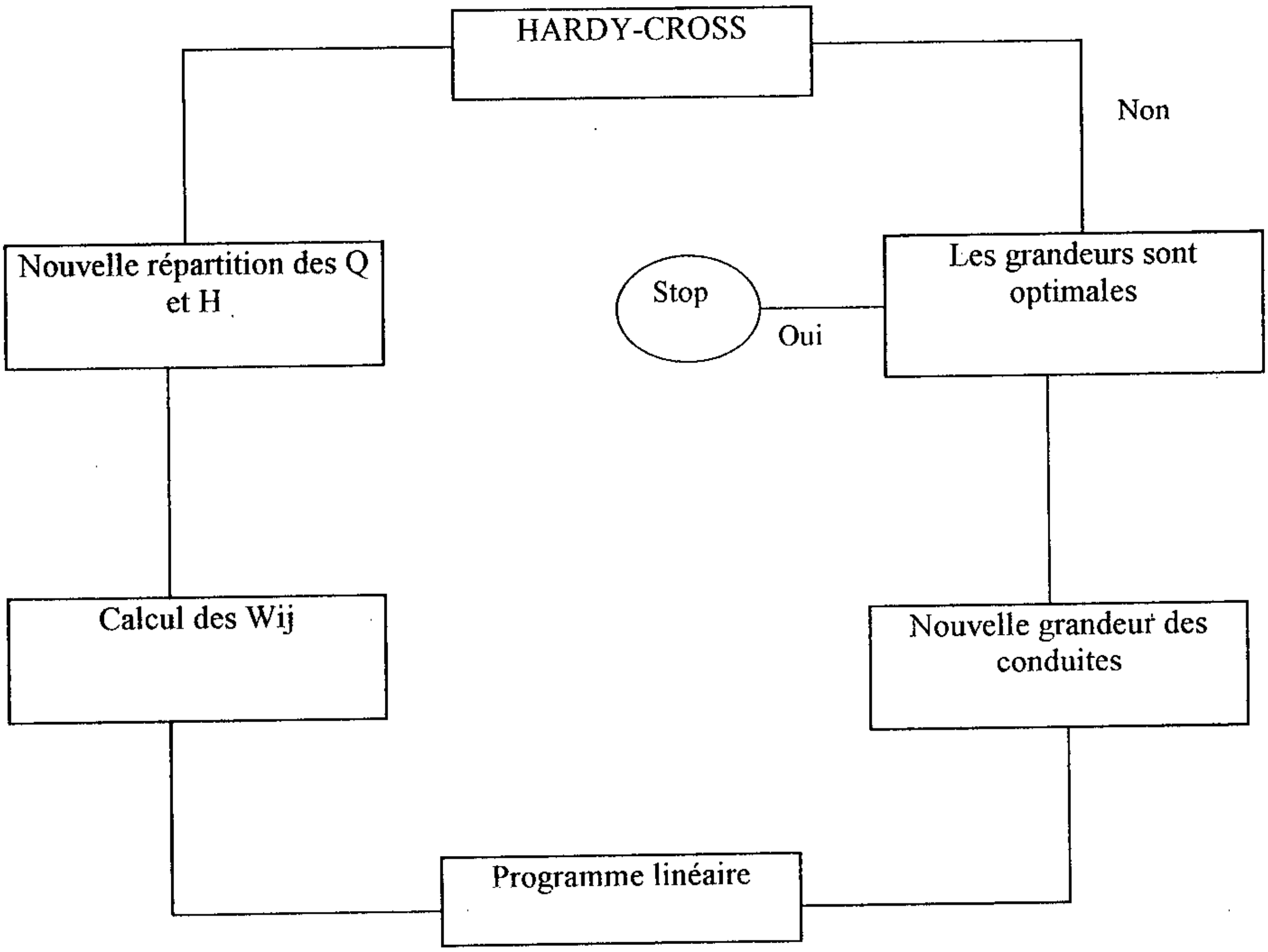
$L_{jdr} \leq L_j$; $L_{jds} \leq L_j$

L_j : longueur du troncon j (j =1,..., +)

- Si le tronçon L_j est formé par deux types de conduites l'une de petits diamètres (L_{1j}) et l'autre de grands diamètres (L_{2j}) on a : $L_{jdr} \leq L_{1j}$

$$L_{jds} \leq L_{2j}$$

- Le déroulement de cette résolution est clairement présenté par l'organigramme suivant :



Conclusion :

- La méthode est applicable à l'étude des nouveaux réseaux et aussi à l'extension des réseaux déjà existants
- L'avantage major de cette méthode est que les contraintes hydrauliques pour chaque itérations sont respectées.

- La procédure est basée sur des techniques acceptables, qui sont la méthode NEWTON-RAPHSON et la technique de programmation linéaire.

I.9- Méthode d'optimisation des réseaux de distributions d'eau de LANSEY et MAYS (1990) [13]

En 1990, **LANSEY** et **MAYS** ont présenté une nouvelle méthodologie d'optimisation des réseaux de distribution d'eau potable

La méthode utilise un couple de résolution qui est la technique de programmation non linéaire et l'existence d'une répartition des débits dans le réseau.

LANSEY et MAYS utilisent la procédure du gradient réduit généralisé, qui consiste à réduire la complexité du problème par la résolution implicite des équations de masse et d'énergie.

Formulation du problème

La formule générale du problème d'optimisation pour la conception du réseau de distribution d'eau pourra être déclarée mathématiquement en termes de pressions aux nœuds H et les divers paramètres de décision D (où les paramètres de décision D définissent la dimension pour chaque composante dans le système tel que le diamètre des conduites, la taille de la pompe, le réducteur de pression , et le volume dans le réservoir ou élévation).

L'objectif est de :

Minimiser le coût f (H,D) (I.41)

Qui est sujet à des contraintes qui sont :

- Une contrainte de continuité du débit
- Equations d'énergie (équation des mailles) } G(H, D) =0 (I.42)
- Limites de pression $H_{min} \leq H \leq H_{max}$ (I.43)
- Perte de charge $J_{min}(D) \leq J(D) \leq J_{max}(D)$ (I.44)
- Contraintes générales $W_{min}(H,D) \leq W(H,D) \leq W_{max}(H,D)$ (I.45)

Algorithme de résolution

Pour la résolution du problème d'optimisation, on utilise un modèle de simulation pour déterminer le pressions aux nœuds pour une ou plusieurs demandes d'échantillons

Le modèle de simulation simplifie la résolution des équations G toute en respectant les conditions de charge qui sont en fonction de la demande de charge aux nœuds.

Le nombre de conditions non linéaires peut être extrêmement large, pour surmonter cette difficulté, une technique de réduction du problème est utilisée. Cette technique est basée sur une approche qui ressemble à celle utilisée dans le contrôle optimal de temps-discret.

(**LASDON** et **MANTEL**-1978, **NORMAN** et col-1982)

Et le nouveau problème réduit est :

Minimiser le coût de f [H (D), D]

Sous les contraintes :

$H_{min} \leq H(D) \leq H_{max}$

$J_{min}(D) \leq J(D) \leq J_{max}(D)$

$W_{min}[H(D), D] \leq W[H(D), D] \leq W_{max}[H(D), D]$

La technique utilisée pour résoudre ce problème est l'utilisation de la fonction de pénalité de Lagrangien augmenté, ou les variables de base sont injectées dans la fonction objective, à travers le terme de pénalité. Ce dernier est attaché au problème original avant que le variable de réduction soit construit. Le lagrangien augmenté par l'injection des limites de pression (Equation I.43) est sous la forme de (**POWEL** 1978) :

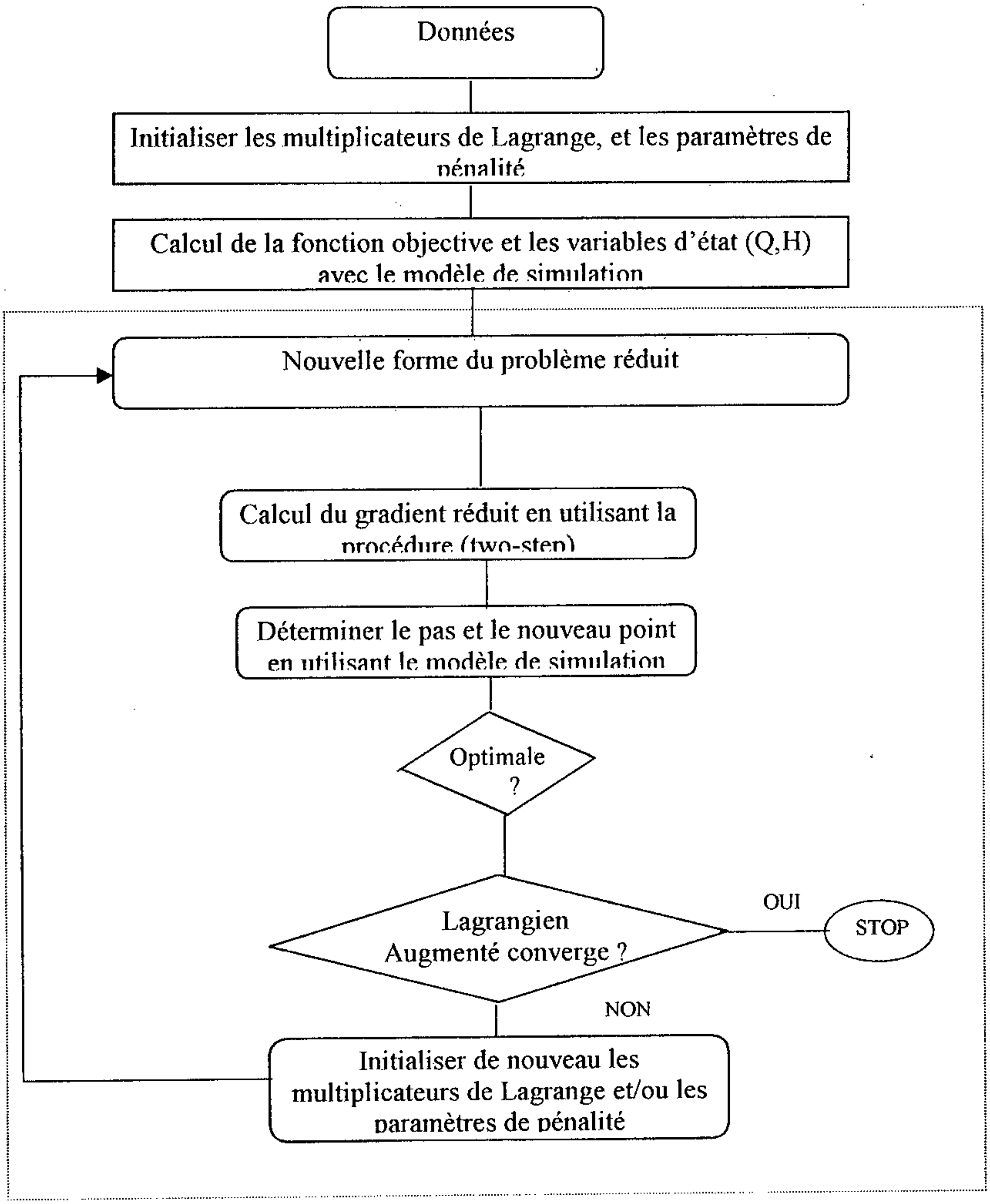
$$\min AL(H,D,\mu,\sigma) = f(H,D) + 1/2 \sum \sigma i \min. \qquad (I.46)$$

Avec cette définition a et b ne peuvent être négatives au même temps car, une seule limite peut être violée.

Et après l'application de la technique de réduction des paramètres par H=H(D), le problème d'optimisation réduit est donc : $\min AL(D,\mu,\sigma) = AL[H(D), D,\mu,\sigma]$ (I.47)

Sous les contraintes (I.42) et (I.43).

Organigramme de la méthode



I.10- Méthode des algorithmes génétiques comparés aux autres techniques d'optimisation des conduites d'après SIMPSON et DANDY (1994) :

En 1994, **SIMPSON** et ses collaborateurs ont donné une nouvelle méthode d'optimisation des réseaux appelée "Méthode des algorithmes génétiques", et qui a pour but de déterminer l'optimum global.

Les trois opérateurs à examiner dans cette méthode sont la reproduction, la diagonalisation et la mutation.

Les résultats ont été comparés avec les techniques d'énumération complète et de la programmation non linéaire.

Principe de la méthode :

Les algorithmes génétiques diffèrent des approches traditionnelles des techniques d'optimisation existantes.

L'idée simple des algorithmes génétiques recherché a ses racines en processus biologiques.

Pour incrémenter cette méthode dans la résolution des problèmes d'optimisation des réseaux, les variables de décision sont codées comme tronçons binaires "Chromosomes" par un alphabet binaire.

Les algorithmes génétiques évaluent successivement et régénèrent une collection des solutions d'essai appelées une "Population".

Les algorithmes génétiques créent des nouvelles populations à partir des anciennes populations

Et trois paramètres ont été choisis pour accomplir l'incrémentation de la méthode dans l'optimisation des réseaux, et qui sont :

- La taille de population (n) d'habitude 30-200
- Probabilité du diagonal (P_c) d'habitude 0,7-1,0
- Probabilité de mutation (P_m) d'habitude 0,01-0,05

Tel que : $P_m \geq 1/n$ et $P_m \leq 1/L$

où, n : La taille de population et L : la longueur du tronçon.

La procédure de l'algorithme génétique implique les étapes suivantes :

- Génération de la population initiale :

L'algorithme génétique génère la population initiale des solutions en utilisant un générateur de nombre random.

Chaque position d'une longueur élémentaire dans un tronçon prend comme valeur soit 1 ou 0.

- Estimation du coût du réseau.
- Une analyse hydraulique de chaque réseau.
- Estimation du coût de pénalité.
- Estimation du coût total du réseau :

Le coût total de chaque réseau dans la population est pris comme la somme du coût du réseau plus le coût de pénalité.

- Estimation de finesse :

La finesse d'un tronçon est prise comme une certaine fonction de la fonction objective pour les tronçon, I=1,2,……,n.

$$\text{Finesse (i)}=f\text{i}= \frac{1}{\text{Le coût total du réseau}} \tag{I.48}$$

La taille d'un segment est proportionnelle au finesse f_I d'un tronçon, et la probabilité de choisir un tronçon particulier est :

$$P_I = \frac{f_i}{\sum_{i=1}^{n} f_i} \tag{I.49}$$

et le résultat a finesse le plus élevé aura une grande probabilité d'être choisit.

- L'opérateur diagonale.
- L'opérateur de mutation.
- Production des générations successives

Résultats de l'optimisation non linéaire

Après une énumération complète des résultats, on résout le problème de ce cas d'étude en utilisant l'emballage d'optimisation non linéaire, (GINO) en supposant que les tailles continues sont disponibles pour toutes les conduites .

Les contraintes pour chaque cas de nœud d'arbre sont les suivantes :

- Continuité du débit à chaque nœud :

$$\sum_{i=1}^{NPJ} Q_j + q_i = 0 \qquad \text{pour les nœuds i=1,...,NJ} \tag{I.50}$$

Q_j : le débit dans chaque conduite NPJ connectée au nœud (i).

q_i : la demande au nœud (i).

- L'équation de perte de charge de **HAZEN-WILLIAMS** pour chaque conduite (J) qui connecte les nœud (i) et (k), est :

$$H_i - H_k = \frac{10.675 L_j Q_j |Q_j|^{0.852}}{C_j^{1.852} D_j^{4.8704}} \tag{I.51}$$

Pour toutes conduites j=1,….,NP

ou : L_j= Longueur de conduite (j) et C_j= coefficient de **HAZEN-WILLIAMS**, pour la conduite (j).

- La contrainte de pression à chaque nœud (i) :

$$H_i \geq \overline{H}_i \quad i=1,\ldots\ldots\ldots, NJ \tag{I52}$$

En addition il y a des limites inférieures pour les diamètres des conduites :

$D_{new} \geq \overline{D}_{new}$ pour toutes nouvelles conduites, new = 1,2..., New total (6)

Alors on aura affaire a optimiser la fonction objective suivante en (GINO)

le coût à minimiser est: $$C_1 L_1 + \sum_{j \in new} C_j L_j + \sum_{k \in [4].[5]} C_k L_k$$

ou : C_i, C_j, C_k les fonctions coût.

Résultats des méthodes génétiques et conclusion

En développant un programme en **PASCAL** d'opérateurs d'arbre de (GA), couplé avec la résolution d'un réseau par **NEWTON-RAPHSON**, le programme performe une analyse hydraulique du réseau à chaque évaluation de fonction pour déterminer les débits et les pressions aux nœuds.

Les équations des mailles sont formulées dans la résolution hydraulique pour minimiser le temps de calcul.

On permet un maximum de 50.00 évaluations de fonction pour chaque série.

Chaque série de (GA) prend 45 min CPU de temps sur des ordinateurs SUN 4/280. Le (GA) trouve un des deux solutions globales optimales.

Les résultats obtenus par cette méthode montrent que la technique de l'algorithme génétique est très efficace.

Conclusion générale :

Ce passage rapide en revue des travaux les plus significatifs sur le sujet que nous étudions, permet de constater que plusieurs méthode ont été proposées, mais la plupart du temps leurs bases théoriques ont été assez escamotées à savoir l'existence d'une solution, son unicité, a convergence de l'algorithme proposé et d'un coté plus pratique; les coûts en calcul et en mémoire lors de leurs mise en œuvre.

Nous allons, dans le chapitre III, faire l'analyse complète d'une de ces méthodes et sa programmation .

Plusieurs raisons ont guidé notre choix vers la méthode proposée par **FEATHERSTONE** et **EL-JUMAILY** en 1983.

La première est que cette méthode permet de déterminer l'optimum global du réseau, elle considère autant le point de vue hydraulique que celui de l'économie. En effet, elle est basée sur l'hypothèse qu'au dimensionnement optimum du réseau, correspond des perte de charge unitaires égales dans toutes les conduites.

La deuxième, c'est quelle peut être appliquée à des réseaux maillés ou ramifiés quelles que soient leurs dimensions.

De plus elle utilise la longueur réelle des conduites et détermine des diamètres réels.

CHAPITRE II

PRESENTATION D'UN PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

CHAPITRE II

PRESENTATION D'UN PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Lorsqu'on étudie l'alimentation d'une ville, le projeteur doit être guidé par des considérations d'ordre économique, certes, mais il n'empêche que prévoir d'ores et déjà les installations en fonction d'un accroissement probable de la consommation et également une solution économique à condition que les dispositions soient prises à bon escient et en toute connaissance de cause.

Un projeteur de captage, d'adduction et de distribution d'eau forme un tout dont les parties constitutives sont liées entre elles et peuvent avoir, sur le projet, des répercussions techniques et financières différentes selon leurs importances relatives, aussi bien dans l'immédiat que dans le futur. Il y aura donc, généralement plusieurs solutions possibles pour le même problème selon les tracés adoptés, les impératifs techniques qui en résultent, les conditions économiques, les possibilités financières de la collectivité.

Le projeteur devra donc envisager toutes les solutions possibles afin de dégager celle qui sera la meilleur. Des calculs d'actualisations seront bien utiles dans l'hypothèse de réalisation échelonnée dans le temps.

Plaçons-nous dans le cas de l'établissement d'un projet complet comportant : captage, adduction et distribution des eaux.

Le dossier à présenter devra comporter :

II.1 Un mémoire descriptif et justificatif

Ce mémoire comportant :

Des indications générales sur la commune (le centre à alimenté), son étendue, sa population, ses besoins actuels et futurs, l'état de son alimentation en eau s'il s'agit d'une installation existante.

a) Estimation de la population à desservir

Les ouvrages de génie civil prévue dans le domaine de la distribution et de la collecte d'eau en milieu urbain, doivent être dimensionnés pour répondre aux besoins de la population pendant une certaine période de la conception. Ainsi se pose pour l'ingénieur concepteur la tâche difficile de prévoir dés aujourd'hui qu'elle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée.

Il existe deux types d'estimation de la population selon les besoins de la prévision :

- Estimation à court terme : 5 à 10 ans.
- Estimation à long terme : 10 à 50 ans.

Il existe plusieurs méthodes pour l'estimation de la population future, mais la majorité de ces méthodes sont valables pour l'estimation à court terme, et aucune ne doit être choisit les yeux fermés, il faut utiliser la méthode qui semble la plus appropriée. Parmi ces méthodes citons :

1. La méthode d'extrapolation graphique.
2. Comparaison de croissance de la population de plusieurs villes.
3. La méthode de la croissance arithmétique.
4. La méthode de la croissance géométrique.

Cette dernière est très utilisée; elle donne la population future P_n en fonction de la population actuelle P_0, l'horizon projet n (ans) et le taux d'accroissement géométrique annuel α:

$$P_n = P_0(1+\alpha)^n$$

b) Evaluation des besoins

Pour un projet définitif, une étude détaillée des besoins est effectuée en envisageant les augmentations de consommation dans le temps, devant l'expansion générale démographique et industrielle et les pertes dans le réseau de distribution, et aussi les incidences de ces développement sur le dimensionnement des ouvrages, alors on est appelé à satisfaire les besoins pour une durée appelée horizon projet.

On peut alors considérer les catégories des consommations comme suite :

1. La consommation domestique, c'est-à-dire celle des abonnés courants, auxquels on peut ajouter les petits utilisateurs industriels ou agricoles.
2. La consommation des établissements collectifs (hôpitaux, écoles, ...).
3. La consommation industrielle et agricole des gros consommateurs.
4. La consommation municipale, appareils publics, services communaux.

c) Les ressources

L'ingénieur pourra selon les circonstances considérées les sources d'approvisionnement suivantes :

- Les eaux de surface
- Les eaux souterraines
- Les eaux de mer
- Les eaux de pluie

Dans la pluspart des cas, les eaux de surface et les eaux souterraines sont les plus susceptibles d'êtres utilisées.

d) Adéquation ressources-besoins

Dans cette étude, on évalue les ressources, c'est à dire quantifier le volume d'eau, et en parallèle quantifier les besoins et leurs évolution dans le temps pour pouvoir arriver à une gestion rationnelle des ressources et des besoins. Pour cela, un modèle de gestion est nécessaire, alors on passe à la modélisation d'une façon scientifique pour éviter la manque d'eau.

La quantification des besoins se fait en fonction du nombre d'habitants futur qui est fonction du nombre d'habitants actuel, du taux d'accroissement et de la dotation.

En général, on détermine aussi l'horizon de projet qui est fonction de durée de vie du réseau si les ressources peuvent satisfaire les demandes, sinon l'horizon de projet sera fonction de la capacité des ressources, c'est à dire de la durée de vie des ressources.

Et dans toutes ces cas, l'horizon de projet est calculé pour que le débit de consommation soit inférieur au débit des ressources.

II.2 Conditions d'établissement de la conduite de refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage.

a) Conditions techniques :

Tracé

En vue de l'établissement de la conduite de refoulement, il y a lieu de tenir compte de certains impératifs à respecter.

Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

La présence de ces points hauts peut ainsi faire craindre de graves incidents d'exploitation, qui peut entraîner des frais supplémentaires (construction de cheminées d'équilibre) pour y palier. Il y a donc tout intérêt de les éviter.

Par, ailleurs, dans un but d'économie, il sera tenté d'allier au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court.

Le tracé idéal est celui qui correspond à une rampe régulière de la station de pompage vers le réservoir.

b) Condition économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement de la conduite, qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quant le diamètre augmente, par la suite de la diminution des pertes de charge.

Si l'on ne considère que ces deux postes de dépenses, qui constituent, en fait, dans la plus part des cas, les éléments principaux du problème, il est possible d'établir une formule donnant le diamètre économique de refoulement D.

Il existe plusieurs formules, qui introduisent des paramètres susceptibles de varier

- D'une part selon la conjoncture du moment : prix f du Kg du matériau de la conduite et prix e KWh d'énergie électrique reflétant respectivement d'une part les frais d'établissement et les frais d'exploitation de la conduite;
- D'autre part, selon le projeteur : le facteur d'utilisation "n" de la station de pompage et annuité constante "A" qui amortie un capital investi au taux "t" pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

A.VIBERT donne la formule suivante :

* Pour une adduction continue (24h/24), n = 1 et l'annuité A est estimée en 50 ans à 8%:

$$D = 1{,}456\left(\frac{\rho}{f}\right)^{0{,}154} Q^{0{,}46}$$

* Pour une adduction discontinue (10h/24), n = 0,416 et A est estimé en 50 ans à 8%:

$$D = 1{,}27\left(\frac{\rho}{f}\right)^{0{,}154} Q^{0{,}46}$$

II.3 Dimensionnement du réseau de distribution

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

a) Caractéristiques d'un réseau :

Un réseau est définit dans son ensemble par :

- Tracé
- Le débit altimétrique de celui-ci.
- Caractéristiques des conduites formant le réseau (longueurs, diamètres et le matériau de chaque canalisation)
- Caractéristiques du réservoir et les autres organes hydrauliques (pompes, les clapets, réducteurs de pression... etc.).

a.1- ***Le tracé optimal***

La longueur totale des canalisations qui forment le réseau intervient de façon prépondérante sur le coût de celui-ci d'où la nécessité de rechercher le meilleur tracé dit tracé optimal.

Dans les réseaux d'alimentation en eau potable, on doit tenir compte de nombreuses contraintes, dues à la topographie des rues et aux impératifs de l'urbanisation. Le tracé global du réseau s'impose très souvent de lui-même.

a.2- ***Détermination des débits aux nœuds***

Pour le calcul des débits aux nœuds, on décompose chaque maille en parties élémentaires en menant la médiatrice de chaque tronçon, on délimite ainsi autour de chaque nœud une zone susceptible d'être alimentée par celui-ci.

Après avoir déterminer la superficie revenant à chaque nœud, on calcule :

- Le nombre d'habitants probable vu la densité.
- Le besoin journalier en considérant la dotation individuelle.
- Le débit au nœud vu le coefficient de pointe horaire.

a.3- *Caractéristiques des éléments d'un réseau*

Le réseau peut être composé de réservoirs d'alimentation, de conduites et d'organes de contrôle et de régulation. On se limite ici à l'étude des caractéristiques des conduites et du réservoir.

a.3.1- *Les réservoirs* :

Dans le cas d'une distribution gravitaire, qui transite quotidiennement un débit sensiblement constant, le réservoir est absolument indispensable, car les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer, aux heures de pointes, les débits maximaux demandés (stockage, distribution, régulation du débit).

α) Caractéristiques d'un réservoir

Un réservoir est caractérisé par :

- La hauteur du niveau d'eau (par rapport à un plan de référence, souvent choisi comme plan d'altitude nulle).
- Sa pression.
- Son volume maximum disponible.

β) Altitudes des réservoirs

- Il faut que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.
- Il faut donc évaluer, la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute côte piézométrique à desservir pour avoir, en première approximation, l'altitude du radier de la cuve. Un réservoir constitue donc une condition de nœud, la charge y est imposée, on suppose le niveau de l'eau et la pression du réservoir constants, ce qui rend cette charge constante.
- On y recherche le débit sortant, la somme des débits pour chaque réservoir d'un même réseau vaut la somme des consommations demandées dans ce réseau.

Donc, on peut donner la côte du radier du réservoir par la formule suivante :

C_R = côte du point le plus haut à alimenter + la pression exigée à ce nœud + la perte de charge entre le réservoir et ce point.

a.3.2- *Les conduites*

- Un tronçon de conduite est caractérisé par sa longueur, son diamètre et sa rugosité.

· Soit un tronçon reliant, deux nœuds i et j, d'altitude donnée, en chacun des ces nœuds, on connaît aussi la consommation on cherche les charges aux nœuds extrêmes, après le calcul de la perte de charge effectuée le long du tronçon.

On peut alors déduire le débit et la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite.

α) Choix de la vitesse d'écoulement

Le choix de la vitesse d'écoulement, conditionne en effet le choix des diamètres. Nous prenons une vitesse moyenne de 1 m/s.

Le diamètre d'un tronçon (ij) est déterminé par l'équation

$$Q_{ij} = V\frac{\pi D_{ij}^2}{4}$$

$$D_{ij} = \sqrt{\frac{4Q_{ij}}{\pi V}} \quad \text{avec } V = 1\,\text{m/s}$$

β) Choix du diamètre

On se réfère aux diamètres normalisés dans les fascicules. On ne pas descend pas au-dessous de 0,060m voir 0,080 m.

b) Calcul des réseaux (méthodes d'équilibrage)

Dans le cas le plus général, un réseau maillé pose le problème suivant :

On connaît le débit Q et la charge H en un point, le réservoir par exemple.

On connaît les longueurs L_1, L_2, L_3,... des différents tronçons, ainsi que leurs diamètres initiaux respectifs D_1, D_2, D_3,...

On connaît les débits q_1, q_2, q_3,... qui représentent la consommation concentrée aux nœuds.

On cherche à déterminer :

- Les débits Q_1, Q_2, Q_3,... dans chacun des tronçons du réseau, avec leur signe c'est-à-dire le sens de l'écoulement.
- Les pertes de charge ΔH_1,ΔH_2, ΔH_3,... le long de chaque tronçon (en grandeur et en signe) c'est-à-dire les charges h_1, h_2, h_3, en chaque nœud du réseau.

b.1) ***Principes directeurs***

Les méthodes utilisées pour résoudre le problème ainsi posé sont toutes basées sur les deux principes suivants qui sont la traduction des lois de Kirchoff utilisées en électricité

α) *Principe d'équilibre des débits*

En chaque nœud du réseau la somme algébrique des débits entrants et sortants est nulle, en convenant d'affecter du signe plus (+) les débits entrants (convergents vers le nœud) et du signe moins (-) les débits sortants (s'éloignant du nœud).

$$\sum Q_{ij} + q_i = 0 \qquad \text{(II.1)}$$

tel que : q_i : consommation au nœud i.

Q_{ij} : débit entrant ou sortant du nœud i.

β) Principe d'équilibrage des pertes de charge

Le long de chaque maille du réseau la somme algébrique des pertes de charge est nulle, en convenant d'un sens de parcours le long de la maille considérée et en affectant du signe plus (+) les pertes de charge dans les tronçons où l'écoulement est de même sens que le sens de parcours choisi, et du signe moins (-) les pertes de charge dans les tronçons où l'écoulement est de sens contraire.

$$\sum J_{ij} = \sum \Delta H_{ij} = 0 \qquad \text{(II.2)}$$

donc, le système à résoudre :

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{N} Q_{ij} + q_i = 0 \\ \sum_{i=1}^{N} J_{ij} = \sum \Delta H_{ij} = 0 \end{cases}$$

χ) *Calcul de la perte de charge*

Dans notre cas d'étude, l'écoulement considéré s'effectue dans des canalisation en charge. On se place dans le cas d'écoulement permanent en régime turbulent dans des canalisations cylindriques rugueuses.

Pour un tronçon i portant les longueurs L_{ij} de diamètre respectivement D_{ij} la perte de charge linéaire dans chaque longueur partielle L_{ij} est exprimée par :

$$\Delta H_{ij} = J_{ij}\, L_{ij} \quad \text{avec, } J_{ij} \text{ : le gradient hydraulique.}$$

D'après l'étude de HAZEN-WILLIAMS, la formule utilisée est :

$$\Delta H_{ij} = L_{ij}\, \lambda \left(\frac{Q}{CHW} \right)^{0,852} D^{-4,67}$$

avec, $\lambda = 10{,}69$ pour Q [m^3/s].

CHW : coefficient de HAZEN-WILLIAMS. Il varie en fonction de la rugosité de la conduite.

Le tableau ci-dessous donne la variation de la rugosité et le coefficient de HAZEN-WILLIAMS.

Rugosité (mm)	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025	0
CHW	95	106	116	130	136	141	145	140,5

- **La méthode d'équilibrage :**

La plus part des méthodes d'équilibrage basées sur les deux principes présentés précédemment, nécessitent une répartition initiale des débits et elles ne convergent pas rapidement si cette répartition initiale est mal faite.

La méthode de HARDY CROSS ne s'applique qu'à des réseaux maillés comportant un seul réservoir. La méthode de NEWTON-RAPHSON qu'on va utiliser pour l'équilibrage, est applicable pour des réseaux maillés et ramifiés comportant plus qu'un réservoir et n'importe qu'elles accessoires (vannes, pompes, ...etc.).

c) La méthode de NEWTON RAPHSON

c.1) ***Principe de la méthode***

Soit une fonction $F : R^n \rightarrow R^n$, transformation non linéaire.

Il faut trouver le vecteur X tel que : $F(X) = 0$ (II.3)

Pour cela, on se donne une valeur de $X(x_1, x_2, x_3, \ldots, x_n)$ si cette valeur ne satisfait pas l'équation (II.1), il faut apporter à X une correction ΔX $(\Delta x_1, \Delta x_2, \ldots, \Delta x_n)$ tel que :

$$F(X + \Delta X) = 0 \qquad \text{(II.4)}$$

Si cette correction est suffisamment petite, elle peut être déduite du développement en série de Taylor de la fonction F du point X, où on néglige les termes d'ordre superieur à un.

$$F(X + \Delta X) = F(X) + J\,\Delta X + \ldots \qquad \text{(II.5)}$$

Alors :

$$F(X) + J\,\Delta X = 0$$

avec,

J : matrice Jacobiènne où matrice des dérivées premières du système calculé.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x_0} & \frac{\partial f_1}{\partial x_1} & \cdots & \frac{\partial f_1}{\partial x_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x_0} & \frac{\partial f_2}{\partial x_1} & \cdots & \vdots \\ \vdots & \cdots & \cdots & \vdots \\ \frac{\partial f_n}{\partial x_0} & \cdots & \cdots & \frac{\partial f_n}{\partial x_n} \end{bmatrix}$$

On est ainsi parvenu à linéariser le système (II.3). La résolution du système (II.5) est immédiate : triangularisation et élimination de Gauss.

Les itérations portent sur les relations suivantes :

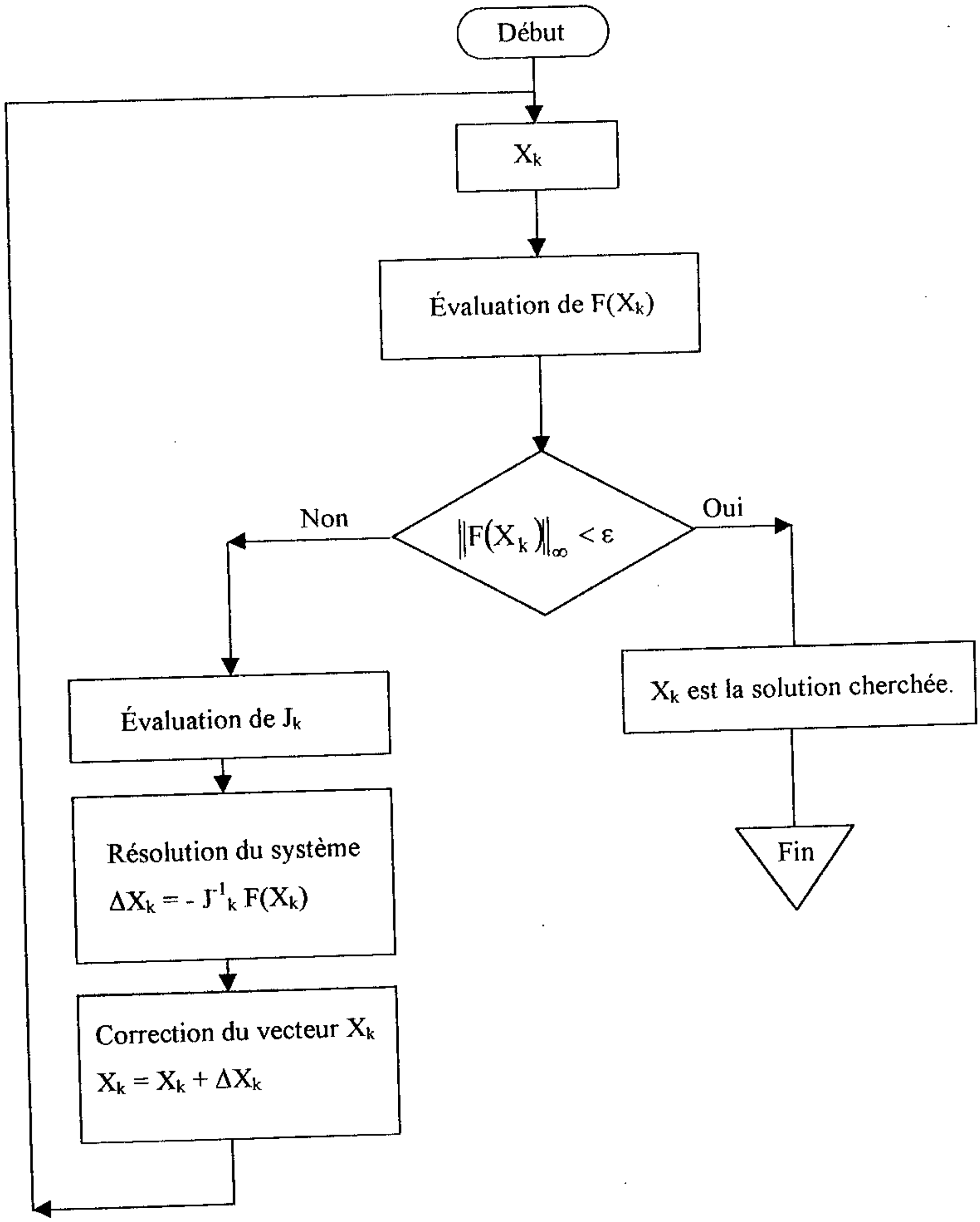
$$\Delta X^{(k)} = - J^{-1} F(X^{(k)}) \tag{II.6}$$

$$X^{(k+1)} = X^{(k)} + \Delta X^{(k)} \tag{II.7}$$

Jusqu'à ce qu'une précision suffisante soit atteinte, c'est-à-dire que l'évaluation des équations (II.3) respecte le niveau de précision ε que l'on fixe.

$$\|F\|_\infty = \max|F_k(X)| < \varepsilon \tag{II.8}$$

C.2) *Schéma général de la méthode de résolution*



Si le système ne converge pas après trois itérations, nous introduisons dans la relation (II.6) un facteur d'accélération α de façon à avoir :

$$\Delta X_k = - \alpha_k J^{-1}{}_k F(X_k)$$

$$X_{k+1} = X_k + \alpha_k \Delta X_k$$

Pour la première itération, où le risque de divergence est plus grand, on adopte habituellement une valeur α_1 de l'ordre de 0,2 à la fin du calcul α_k peut prendre des valeurs proche de l'unité.

C.3) ***Application de la méthode de NEWTON-RAPHSON à un réseau maillé***

α) <u>*Méthode des mailles*</u>

Pour chaque maille du réseau, nous avons :

$\sum_M J_{ij} = \sum \Delta H_{ij} = 0$ d'après l'équation (II.2)

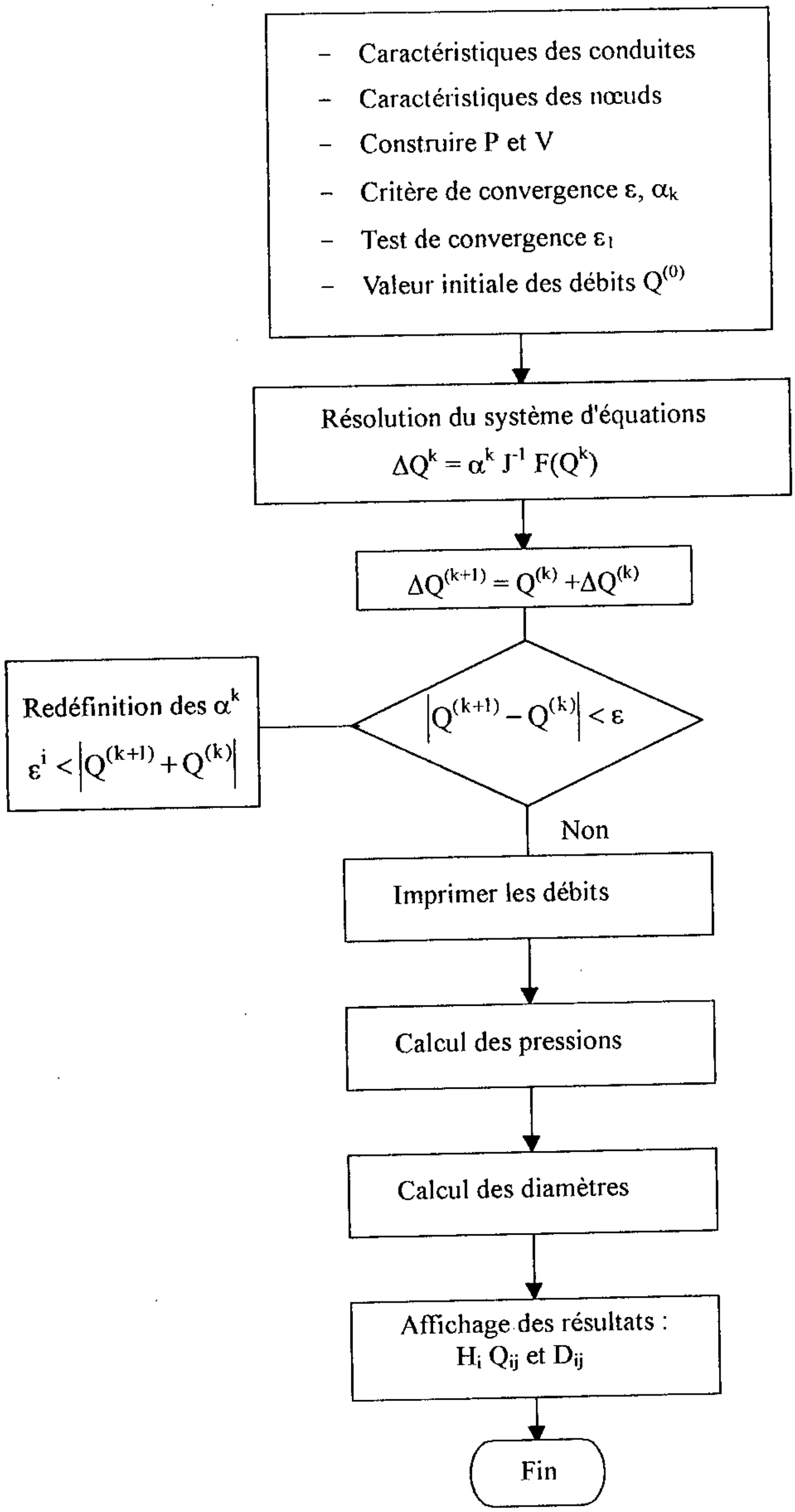
avec? $\Delta H_{ij} = f_i(Q) = \sum R_{ij}\, Q_{ij}^2 = 0$

R_{ij} : représente la résistance hydraulique du tronçon ij, elle est donnée par la formule suivante:

Donc le système à résoudre :

$$F(Q) = \begin{cases} f_i(Q) = \sum R_{ij}\, Q_{ij}^2 = 0 \\ i = 1, \ldots, n-1 \end{cases}$$

La procédure de résolution est présentée dans l'organigramme suivant:


- Caractéristiques des conduites
- Caractéristiques des nœuds
- Construire P et V
- Critère de convergence ε, α_k
- Test de convergence ε_1
- Valeur initiale des débits $Q^{(0)}$
Résolution du système d'équations
$\Delta Q^k = \alpha^k J^{-1} F(Q^k)$
$\Delta Q^{(k+1)} = Q^{(k)} + \Delta Q^{(k)}$
$\left|Q^{(k+1)} - Q^{(k)}\right| < \varepsilon$
Redéfinition des α^k
$\varepsilon^i < \left|Q^{(k+1)} + Q^{(k)}\right|$
Non
Imprimer les débits
Calcul des pressions
Calcul des diamètres
Affichage des résultats :
H_i Q_{ij} et D_{ij}
Fin

CHAPITRE III

PRESENTATION DE LA METHODE DE FEATHERSTONE ET EL JUMAILY

CHAPITRE III

PRESENTATION DE LA METHODE DE FEATHERSTONE ET EL JUMAILY

III.1 - Principe de la méthode :

La méthode d'optimisation proposée ici permet le calcul des diamètres optimaux des conduites, lorsqu'on dispose de modèle de simulation pour le calcul hydraulique du réseau .

A chaque essai, on modifie les diamètres initiaux, puis on effectue le calcul hydraulique, jusqu'à ce que la valeur de la fonction coût soit minimale.

La modification des diamètres est basée sur l'hypothèse que la solution la plus économique qui correspond à une perte de charge unitaire unique et constante pour tout le réseau

Dans les système d'irrigation, WU (1975) a pu montrer que pour une conduite simple composée de tronçons de diamètres différents, amenant de l'eau à des conduites secondaires, la courbe de charge optimale entre le point d'entrée et le point de sortie de la conduite est une courbe concave qui donne au milieu de la conduite une charge inférieure de 15% à celle obtenue avec une ligne droite (Figure N°1, ci-dessous).

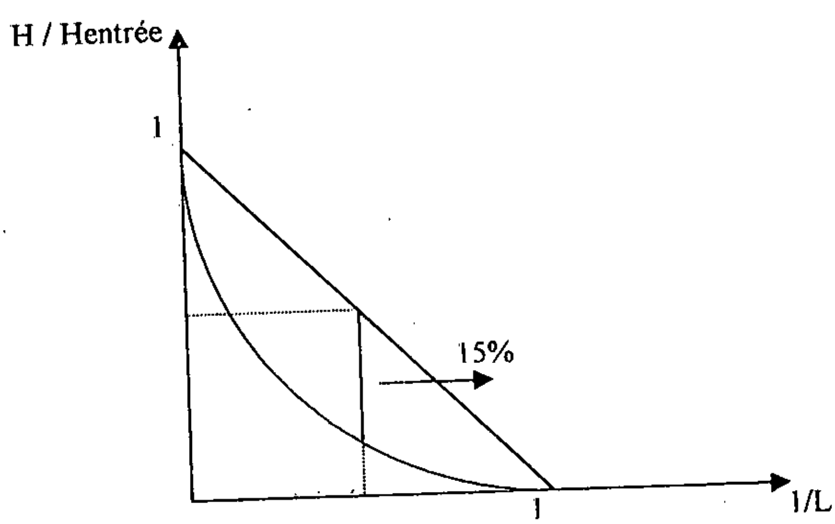


Figure : 1

WU a remarqué cependant que la différence de coût du réseau avec l'hypothèse d'une variation linéaire de la charge ou avec celle de la courbe optimale n'est que de 2%.

Il est admissible de supposer que la variation linéaire est une perte de charge unitaire constante, qui donne au réseau un coût minimum.

La méthode développée est applicable à des réseaux composés d'un réservoir alimenté par une pompe d'adduction et d'un réseau de conduites maillé ou ramifié (suivant la méthode de résolution hydraulique du réseau) dans lequel l'eau s'écoule par gravité.

III.2- Mise en équation de la méthode :

Les fonctions coût permettent le calcul du coût total du réseau, la manière d'obtenir de meilleurs diamètres pour les conduites à chaque essai, et de faire la vérification du critère de pression minimum.

III.2.1- Définition des fonctions coût :

Le coût total d'un réseau comprend le coût de l'investissement initial et le coût des conduites , des pompes et du réservoir constituent l'investissement; le coût du pompage intégré sur la durée de vie estimée des installations et le coût de l'entretien du réseau représentent le coût de l'exploitation.

Les fonctions coût sont définies pour chacun des éléments du réseau. Les coefficients et exposants qui apparaissent dans ces équations sont à déterminer suivant le pays dans lequel on veut réaliser le projet.

a- *Coût d'une conduite*

Le coût de la conduite comprend le coût du matériau, du transport et de l'installation. Il est donné par :

$$C_{ci} = a_1 L_i^{a_2} D_i^{a_3} \qquad \text{(III.1)}$$

avec, L_i la longueur de la conduite (m), D_i le diamètre de la conduite (cm) et a_1, a_2, et a_3 des constantes.

b- *Coût d'une pompe d'adduction*

Le coût d'une pompe d'adduction comprend le coût de l'installation et le coût du travail.

**Coût de l'installation* :

Le coût de l'installation est donné par :

$$C_{p1} = b_1 \, Q_p^{b_2} \, \Delta H_p^{b_3} \qquad \text{(III.2)}$$

avec, Q_p le débit de la pompe (m^3/sec), ΔH_p l'augmentation de la charge (m) et b_1, b_2 et b_3 des constantes.

Si dans un premier temps, la valeur de ΔH_p est ignorée, l'expression suivante sera déduite de la relation particulière de H_p en fonction de Q_p.

$$C_{p1} = c_1 \, Q_p^{c_2} \qquad \text{(III.3)}$$

**Coût de l'énergie de la pompe*

Si la pompe est destinée à travailler Y année, le coût du travail de la pompe sur cette période s'écrit :

$$C_{p2} = \frac{r\, g\, \Delta H\, T\, F\, Y}{1000\, h_p} \qquad \text{(III.4)}$$

avec, ρ la masse volumique de l'eau (kg/m^3), g l'accélération de la pesanteur (m/sec^2), T le nombre d'heures de travail par an (heures/an), η_p le rendement de la pompe, Y durée de vie de l'installation (ans)et F le coût du KWh ($ /KWh).

- La valeur du relèvement de charge, ΔH entre le point de captage et le réservoir est estimée comme suit : Par hypothèse

* La surface libre de l'eau dans le réservoir est soumise à la pression atmosphérique et donc que la charge est égale à l'altitude du niveau d'eau.

* Les pompes se trouvent à la même altitude que les points de captage, pour cela on reprend la variable Z_G qui vaut la profondeur des pompes par rapport au niveau du sol.

* La perte de charge dans la pompe est négligeable.

Le relèvement de charge vaut alors :

$$\Delta H_p = H_{réservoir} + Z_G$$

- Quelque soit le relèvement de la charge à effectuer, l'hypothèse faite est que le pompage est réalisable par une seule pompe.

c- Coût d'un réservoir

Le coût d'un réservoir est proportionnel à son volume, il est donné par :

$$C_R = d_1 \, V^{d_2} \qquad \text{(III.5)}$$

avec, V le volume du réservoir (m^3) et d_1, $d_2$des constantes.

Les coefficient choisis ici correspondent aux réservoirs en béton, car c'est le matériau généralement utilisé.

d- Coût de l'entretien, des traitements et du travail sur le réseau :

Le coût est de la forme générale :

$$C_E = e_1 \, Q_D^{e_2} \qquad \text{(III.6)}$$

avec, Q_D le débit journalier (m^3/jour), évalué comme étant la somme des débits journaliers sortant de chaque réservoir.

e_1 et e_2, des constantes.

Le coût obtenu est exprimé en ($ /jour).

Remarque :

Dans notre étude, le coût du réseau considéré, est pris comme coût des conduites, c'est à dire qu'on optimise que le coût du réseau de conduites. Les coûts concernant le pompage, les réservoirs et l'entretient du réseau sont présenté comme étant une extension de la méthode sur d'autre éléments du réseau.

III.3 - Théorie de la méthode d'optimisation

Pour le calcul des pertes de charge dans une conduite, on utilise l'équation de HAZEN-WILLIAMS :

$$\Delta H = L\,\lambda\left(\frac{Q}{CHW}\right)^{1,285} D^{-4,67} \qquad \text{(III.7)}$$

avec, λ= 10,69 pour Q en [m^3/sec], CHWCoefficient de HAZEN.-WILLIAMS, ΔH la perte de charge (m), L la longueur de la conduite (m), D le diamètre de la conduite et Q le débit (m^3/sec)

Si on définit S comme étant la perte de charge unitaire pour une conduite, on déduit de l'équation de HAZEN -WILLIAMS, l'expression du diamètre :

$$D = 1{,}66\frac{\left(\frac{Q}{C}\right)^{0,396}}{S^{0,214}} = K_1\frac{Q^{0,396}}{S^{0,214}} \qquad \text{(III.8)} \qquad \text{avec, } K_1 = \frac{1{,}66}{C^{0,396}}$$

Introduisons cette expression dans la fonction coût d'une conduite :

$$C_{ci} = a_1 L_i^{a_2} D_i^{a_3} = a_1 L^{a_2}\left(\frac{K_1 Q^{0,396}}{S^{0.214}}\right) \qquad \text{(III.9)}$$

Le coût du réseau peut être alors évalué comme suit :

$$C_T = \sum_{i=1}^{M} C_{ci} = \sum_{i=1}^{M} a_1 L_i^{a_2}\left(\frac{K_1 Q_i^{0,396}}{S_i^{0,214}}\right)^{a_3}$$

La base de la méthode est que le réseau optimum est obtenu lorsque la perte de charge par unité de longueur est égale à une valeur hypothétique S_o constante et unique pour toutes les conduites.
L'équation de coût du réseau s'écrit alors :

$$C_T = \sum_{i=1}^{M} a_1 K_1^{a_3}\frac{L_i^{a_3} Q_i^{0,396a_3}}{S_0^{0,214a_3}} \qquad \text{(III.10)}$$

Dans cette équation , S_o est le seul paramètre variable , vu que les autres termes sont soit donnés au départ, soit obtenus par le calcul hydraulique .
La variation de C_T en fonction de S_o donne la courbe :

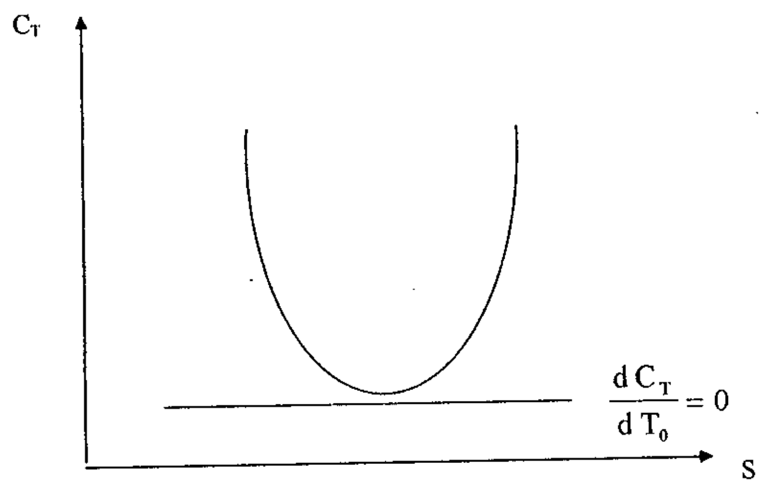


Figure N° 2

On remarque que le coût C_T est minimum lorsque $\frac{d\,C_T}{d\,T_0} = 0$

Ce qui permet de déterminer la valeur de S_o qui minimise la fonction coût.

En utilisant l'équation de HAZEN-WILLIAMS, on peut évaluer les diamètres correspondant à

S_o. On peut alors recommencer le calcul hydraulique avec ces nouvelles valeurs de diamètre, et évaluer un nouveau S_o.

La procédure est donc itérative ; on ne s'arrête que lorsque le coût total obtenu est minimum.

III.4 Vérification du critère de pression minimum

Pour garantir le bon fonctionnement d'un réseau de distribution d'eau, il faut assurer partout une pression minimum résiduelle.

La résolution du problème hydraulique fournit les pressions minimums résiduelles, notées P_{MIN}. Il faut alors vérifier que cette pression règne au moins à chaque nœuds.

Si ce n'est pas le cas, on retient la valeur P_{MI} de la pression la plus basse qu'on ait atteint. Cette valeur va servir à corriger le dimensionnement.

Dans le réseau, vu que les altitudes restent constantes, les variations de pression sont directement liées aux variations de la charge.

Si la pression en un nœud est inférieurs à P_{MIN} , on peut donc dire que la charge en ce nœud est trop faible. En considérant les dimensions et les caractéristiques des éléments du réseau invariables, on aboutit alors à la conclusion que "c'est la charge au réservoir d'alimentation qui est insuffisante". Il faut donc relever cette charge de la quantité correspondante au déficit maximum de pression :

$$P_{AUX} = P_{MIN} - P_{MI} \quad \text{avec, } P_{AUX}, P_{MIN} \text{ et } P_{MI} \text{ en (bars)}$$

$$\text{et donc : } H_{réservoir} = H_{réservoir} + \frac{P_{AUX}}{g} \quad \text{avec, H en (m) et } \gamma = \rho\, g$$

Si on ne change rien aux autres données du problème, cette correction nous garantit le respect de la pression minimale résiduelle partout. Il se pourrait qu'aucune des pressions obtenues ne soit inférieure à P_{MIN}, dans ce cas aussi, on retient comme valeur de la pression la valeur P_{MI} (valeur la plus basse).

Il est inutile d'avoir, dans le réseau, une pression minimale très supérieure à P_{MIN}.

On change la charge du réservoir, ce qui signifie faire varier la différence de charge entre le point de captage d'eau et ce réservoir (c'est à dire le relèvement de charge à effectuer par les pompes d'adduction).

Comme la charge au point de captage est supposée fixe, les frais de pompage augmentent avec la charge du réservoir.

Si donc, on s'arrange pour que $P_{MI} = P_{MIN}$, alors , une charge optimale est atteinte au réservoir autrement dit, une charge qui satisfait les exigences de la pression et qui diminue au maximum le coût du réservoir et les frais de pompage .

Aussi, on choisit une valeur pour P_{MAX}, et on met en évidence les nœuds où cette pression est dépassée.

➢ **Schéma de résolution**

1- *Fixer la géométrie du réseau et les paramètres des différents éléments
*Définir la pression minimum exigée aux nœuds
*Définir les fonctions-coût

2- *Se donner un diamètre pour chaque conduite et une charge pour les réservoirs
*Effectuer le calcul hydraulique du réseau

3- * Repérer le chemin d'écoulement le plus court entre le réservoir et le nœud de charge minimum, d
*Rendre la pression minimum dans le réseau, égale à la pression minimum résiduelle et évaluer les nouvelles charges pour le réservoir et la pompe

4- *Calculer le coût du dimensionnement initial

5- *Calculer la perte de charge unitaire qui aurait été optimum pour la dimensionnement .

6- *Calculer les valeurs des diamètres correspondants et arrondir ces valeurs aux diamètres commerciaux les plus proches.
*Effectuer le calcul hydraulique en utilisant les diamètres corrigés.

7- *Retour au pas 5

8- *Calculer le coût du nouveau dimensionnement
*Comparer ce coût avec celui de l'essai précédent

9- *Répéter les étapes 5 et 8 jusqu'à ce que le coût minimum soit obtenu pour le réseau.

III.5 - Organigramme général de la méthode :

L'organigramme général du programme qu'on a établi comporte trois grandes parties.

*La première partie est celle des données en plus de l'équilibre du réseau par la méthode de NEWTON RAPHSON.

Les données qu'on doit avoir pour un réseau maillé de distribution d'eau sont :

- Données des mailles.
- Données des nœuds (Numération, cotes piézométriques et consommations)
- Données des chemins.
- Données des conduites.
- Et les données des diamètres commerciaux disponibles sur le marché ainsi que leur coût.

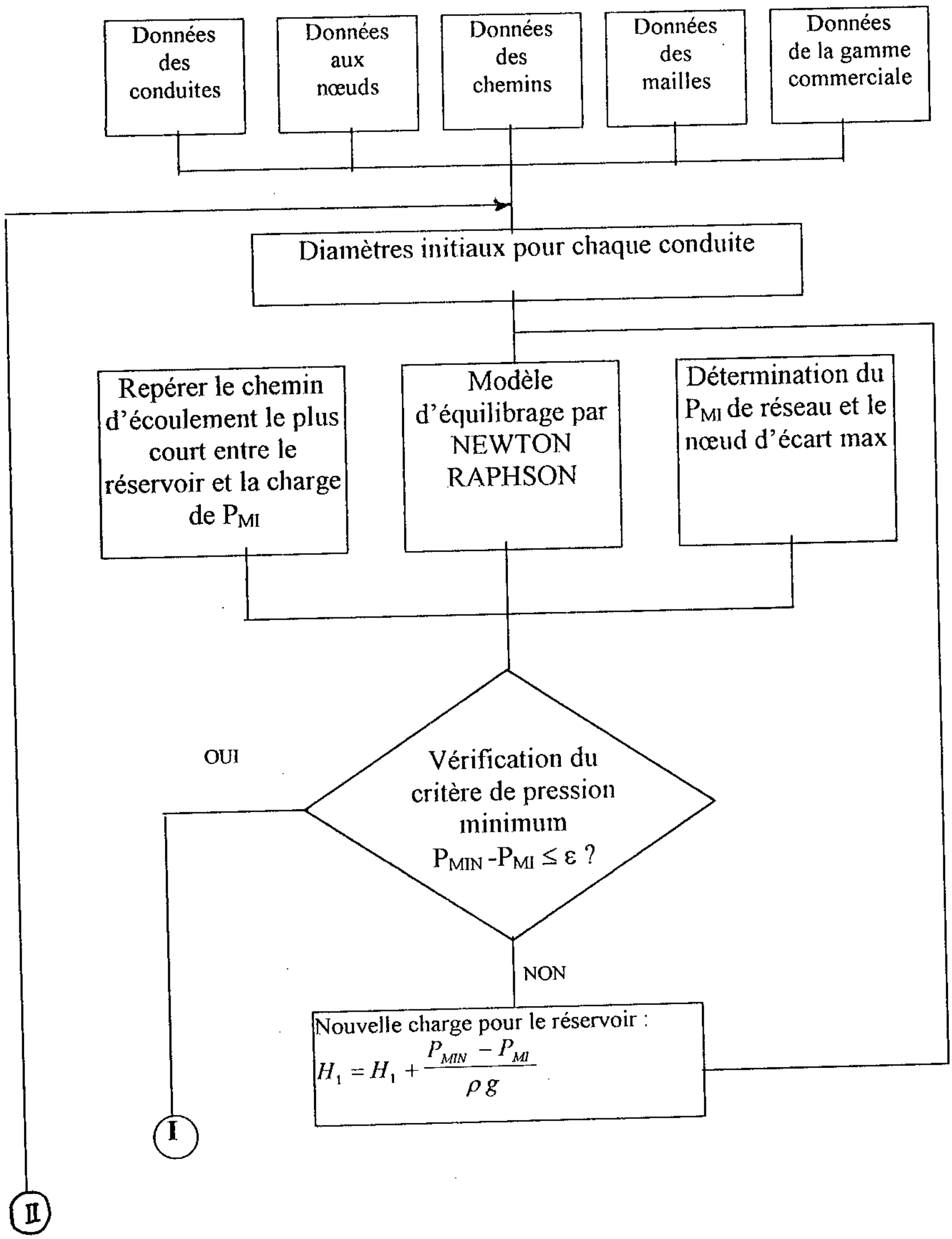
*La deuxième partie consiste à la vérification des pressions aux nœuds.

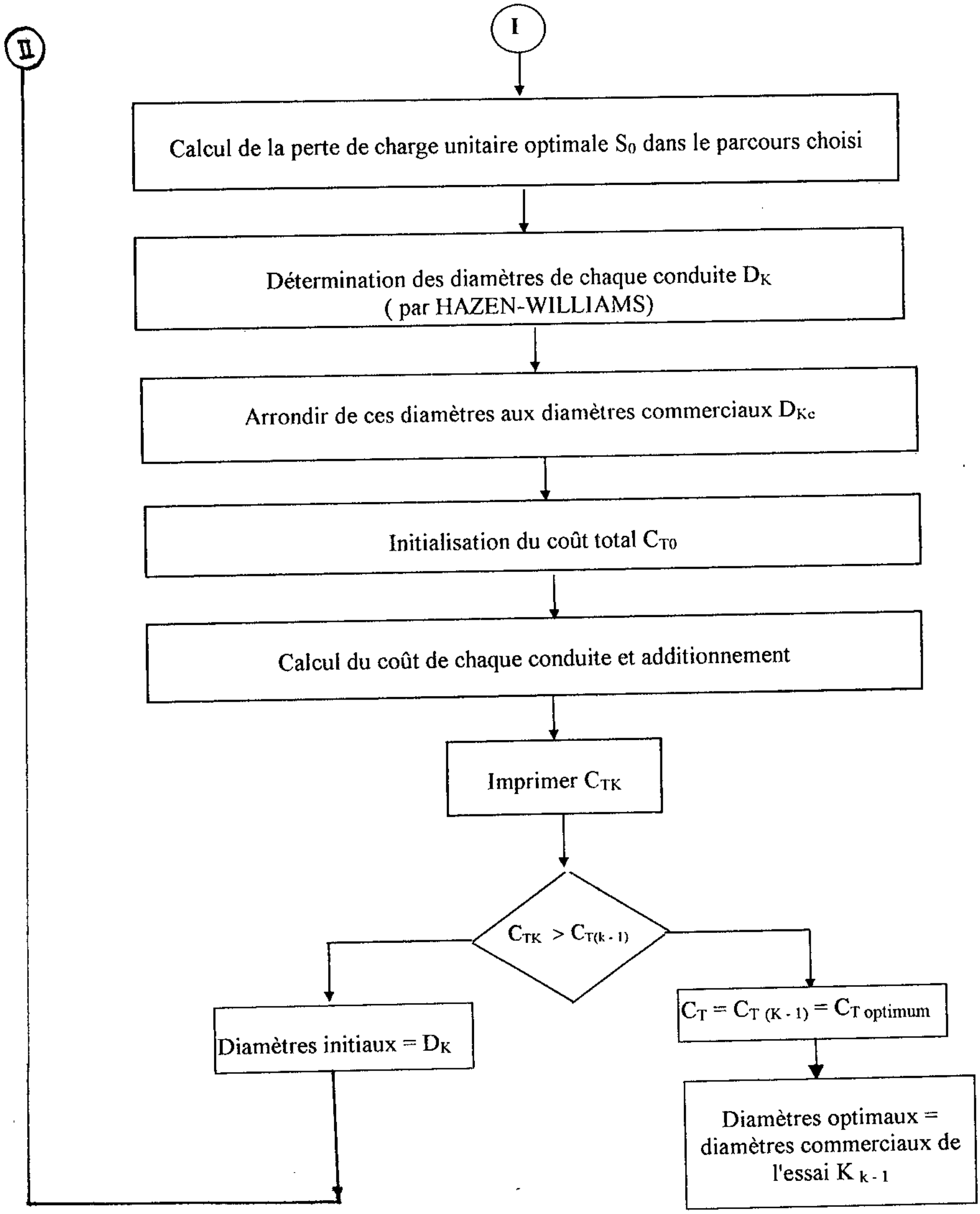
Dans cette partie, on cherche le nœud où la pression est minimale pour pouvoir déterminer ensuite l'écart de pression qui permet d'effectuer des corrections sur la charge dans le réservoir.

*La troisième partie est celle d'optimisation des diamètres du réseau.

Dans cette partie on cherche la perte de charge unitaire optimale, et on détermine le coût initial du réseau et à partir de ces deux données on déduit les diamètres optimisés.

Ce calcul ce fait sous forme d'itérations jusqu'à l'obtention de l'optimum global des diamètres, et par conséquent un coût optimal.


Données des conduites
Données aux nœuds
Données des chemins
Données des mailles
Données de la gamme commerciale
Diamètres initiaux pour chaque conduite
Repérer le chemin d'écoulement le plus court entre le réservoir et la charge de P_{MI}
Modèle d'équilibrage par NEWTON RAPHSON
Détermination du P_{MI} de réseau et le nœud d'écart max
OUI
Vérification du critère de pression minimum $P_{MIN} - P_{MI} \leq \varepsilon$?
NON
Nouvelle charge pour le réservoir : $H_1 = H_1 + \frac{P_{MIN} - P_{MI}}{\rho g}$
I
II


I
II
Calcul de la perte de charge unitaire optimale S_0 dans le parcours choisi
Détermination des diamètres de chaque conduite D_K
(par HAZEN-WILLIAMS)
Arrondir de ces diamètres aux diamètres commerciaux D_{Kc}
Initialisation du coût total C_{T0}
Calcul du coût de chaque conduite et additionnement
Imprimer C_{TK}
$C_{TK} > C_{T(k-1)}$
Diamètres initiaux = D_K
$C_T = C_{T(K-1)} = C_{T\ optimum}$
Diamètres optimaux = diamètres commerciaux de l'essai K_{k-1}

CHAPITRE IV

APPLICATIONS

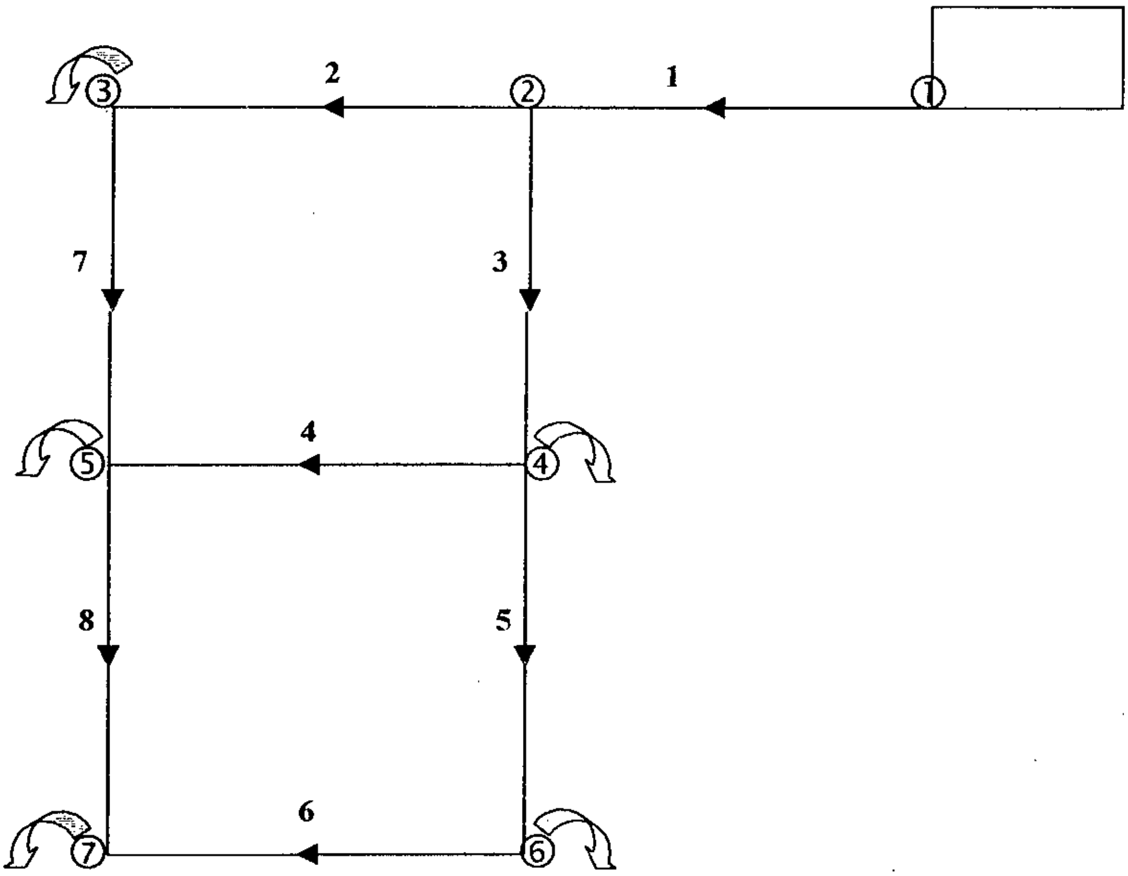
CHAPITRE IV:

APPLICATIONS

IV.1- Application 1

1- Caractéristiques du réseau :

a- Tracé du réseau académique:



- *Nombre de nœuds : 07*
- *Nombre de liaisons (tronçons) : 08*
- *Nombre de mailles : 02*

b- Essai d'optimisation N° 1 :

- Réservoir au nœud 1
- Niveau de l'eau 250m
- Pression relative 0,00 bars

Données des conduites

Nœud 1	Nœud 2	Diamètre(in)	CHW	Longueur (m)
1	2	20	130	1000`
2	3	20	130	1000
2	4	20	130	1000
4	5	20	130	1000
4	6	20	130	1000
6	7	20	130	1000
3	5	20	130	1000
7	5	20	130	1000

Données des nœuds

Nœuds	Consommation (m3/h)	Elévation(m)
1	-1120,0	250
2	100,0	150
3	100,0	160
4	120,0	155
5	270,0	150
6	330,0	165
7	200,0	160

c- Essai d'optimisation N° 2

- Réservoir au nœud :1
- Niveau de l'eau :300m
- Pression relative :0,00 bars

Données des conduites :

Nœud 1	Nœud j	Diamètre [in]	C.H.W	Longueur [m]
1	2	22	130	1000
2	3	22	130	1000
2	4	22	130	1000
4	5	22	130	1000
4	6	22	130	1000
6	7	22	130	1000
3	5	22	130	1000
7	5	22	130	1000

Données des nœuds :

Nœud	Consommation [m3/h]	Elévation [m]
1	-1120.0	300
2	100.0	150
3	100.0	160
4	120.0	155
5	270.0	150
6	330.0	165
7	200.0	160

d- Essai d'optimisation N° 3

- Réservoir au nœud :1
- Niveau de l'eau :350m
- Pression relative :0,00 bars

Données des conduites :

Noeud1	Noeud j	Diamètre [in]	C.H.W	Longueur (m)
1	2	22	130	1000
2	3	22	130	1000
2	4	22	130	1000
-4	5	22	130	1000
4	6	22	130	1000
6	7	22	130	1000
3	5	22	130	1000
7	5	22	130	1000

Données des nœuds :

Nœud	Consommation [m3/h]	Elévation [m]
1	-1120.0	350
2	100.0	150
3	100.0	160
4	120.0	155
5	270.0	150
6	330.0	165
7	200.0	160

e- Résultats des essais:

N° du tronçon	Tronçon	Diamètre [in]	Débit [l/sec]	P.D.C [m]	Vitesse [m/s]
01	1 → 2	20	311,11	3,34	1,50
02	2 → 3	14	130,37	3,53	1,28
03	2 → 4	12	152,96	9,76	2,04
04	4 → 5	06	15,8	3,71	0,84
05	4 → 6	12	103,83	4,76	1,39
06	6 → 7	06	12,17	2,28	0,65
07	3 → 5	10	102,6	10,01	1,97
08	5 → 7	08	43,4	3,41	1,30

Le coût optimal du réseau est de : 4.17000.105 ($) avec un gain de 13.03% par rapport à l'approche (1977).

Nœud	Altitude [m]	Côte piezo [m]	Pression [m]
1	-	190,92	0,00
2	150	187,58	37,58
3	160	184,05	24,05
4	155	177,82	22,82
5	150	174,82	24,11
6	160	173,06	13,06
7	160	170,78	10,78

- Nombre itérations :3
- Nom du réseau :Académique
- Prénom sur le débit : 0,00010 (l/s)
- Nombre de tronçons :8
- Nombre de nœuds : 7

IV.2- Histogramme des résultats obtenue par les différentes articles :

N°	L'approche	Coût ($)	G ain %
1	Alperovits et Shamir (1977)	$4{,}79525 \times 10^5$	0
2	Auindry et Col (1979)	$4{,}41522 \times 10^5$	7,92
3	Goulter et Col (1989)	$4{,}25297 \times 10^5$	11,3
4	Fujiwara et Col (1989)	$4{,}152271 \times 10^5$	13,4
5	Kesler et Shamir (1989)	$4{,}175 \times 10^5$	12,93
6	Fatherston et El Jumaily (1998)	$4{,}1700 \times 10^5$	13,03

IV.3- Commentaires et interprétation des résultats :

- Le coût optimal du réseau académique établie par notre programme est de $4{,}1700 \times 10^5$ $ et sans violation des contraintes hydrauliques (vitesses, pressions aux noeuds). On voit que le gain de 13,03% est une solution acceptable de point de vue économique.

- Nous voyons que le coût diminue une fois que la hauteur du réservoir est stabilisée .
- Quelles que soient les données (Hres ,D), on arrive sensiblement aux mêmes résultats, les différences sont dues aux approximations aux valeurs commerciales des diamètres .

IV.4- Application 2

a- Situation géographique :

La ville de Bordj-El-Kiffan est une ville touristique située à 20 Km à l'est de la ville d'Alger, limité :

- Au nord par la mer
- Au sud par la RNS 5
- A l'ouest par la daira d'El-Harrach
- A l'est par le Hamiz.

b- Relief :

Le relief de la ville est plat (altitude moyenne 10 m) nous distinguons deux bassins versants séparés par une série de collines, l'une vers le nord (littoral) l'autre vers le sud (Bab-Ezzour) la pente est moyenne.

c- Situation actuelle de Bordj-El-Kiffan :

A présent l'alimentation se fait à partir du reservoir de Belfort dont la capacité est de 2000 m^3.

Les caractéristiques de l'adduction sont les suivantes :

•Une conduite de 400 mm de diamètre partant du réservoir, et longue de 3510 m suivie d'un second tronçon de 1340 m de long et de 300 mm de diamètre.

•L'alimentation est assurée par un réseau ramifié composé d'un tronçon de 250mm de diamètre et d'un ensemble de conduites de 40, 50, 60 et 80 mm de diamètres, vu les faibles diamètres la vétuste du réseau et le manque de distribution : une rénovation totale s'impose.

Notons que l'urbanisation à moyen et à long terme nécessite l'extension du réseau et de la capacité d'adduction.

d- Démographie :

Les chiffres relatifs à l'évolution de la population sont repris du livre "R.A.D.P" gouvernorat du grand Alger, commune de Bordj-El-Kiffan :

Accroissement naturel 3.5 %

Migration 1,0 %

Moyenne globale d'accroissement égale à 4,5 %.

L'estimation de la population pour l'horizon 2005 se fera à partir de la formule des intérêts composés qui expriment un accroissement géométrique :

$$P_n = P_0(1+\alpha)^n \quad \text{(a)}$$

P_0 : nombre d'habitant référentiel (recensement de 1976 dans notre cas).

P_n : nombre d'habitant au terme de "n" années.

α : accroissement annuel global.

e- Application :

$P_0 = 45391$ hab.

$\alpha = 4,5$ %

pour l'horizon 2005 nous aurons :

$$P_n = 45391\left(1+\frac{4,5}{100}\right)^{29} = 162683 \text{ hab.}$$

Le territoire de Bordj-El-Kiffan fait 2327 ha. La superficie du terrain d'étude est de 339,2 ha.

A l'aide de la formule (a), on estime la population de chaque quartier pour la détermination de la densité correspondante à chaque quartier et ceci à cause de la diversité du mode d'occupation.

e.1- Consommation moyenne journalière et saisonnière par habitant :

On prend une dotation de 200 l/hab/j pour l'horizon 2005 pour améliorer les ressources car la dotation actuelle est de 100 l/j/hab.

Ces consommations quotidiennes individuelles tiennent compte des besoins des collectivités (école, mosquée, bains, …etc.) des petites industries, manufactures ainsi des services municipaux.

Vu le caractère peu urbanisé de la ville de Bordj-El-Kiffan le coefficient de pointe est pris égal à 1,5, la consommation saisonnière est donc :

Horizon 2005 : $200 \times 1.5 = 300$ l/j/hab.

En fonction de la densité et la superficie de chaque quartier on estime les demandes.

La demande totale représente la somme des demandes pour l'ensemble des quartiers.

Demande totale $=\sum d_i P_i \times$ dotation.

d_i , P_i : densité et population estimées pour l'an 2005 pour le quartier i.

Après calcul, on trouve une demande totale égale à : 16448,6 m^3/j.

e.2- Débits fictifs :

On calcule les débits fictifs continus moyens et saisonnier à partir des demandes estimées.

e.3- Réservoir (horizon 2005):

Capacité théorique du réservoir

On calcule la capacité théorique du réservoir en fonction de la variation horaire du débit.

6 H - 7 H	7 H -11 H	11 H - 16 H	16 H - 18 H	18 H - 22 H	22 H - 6 H
a	3 a	1,1 a	1.15 a	0.5 a	0.15 a

Le débit horaire moyen qui est égal à la valeur de la consommation journalière moyenne sur 24 heures :

$a = C/24 = (16448.6)/24 = 685.36\ m^3/h.$

Remarque :

Le débit est supposé constant pendant une tranche horaire.

Il arrive au réservoir un débit (a) constant et un débit de 3 a peut en sortir au moment de la pointe.

A la fin de chaque tranche horaire, on fait la différence entre le débit de l'adduction et le débit de distribution.

Le volume théorique du réservoir est la somme (en valeur absolue) des deux plus grandes différences (positives et négatives) augmenté d'une réserve d'incendies.

On trouve un volume égal à $V_u = 6500 m^3$.

Nous avons un réservoir rectangulaire existant de capacité de 20 000 m^3, destiné pour l'alimentation de la ville de B.E.K et la Z.H.U.N de Bab-Ezzouar, ce qui nous amène à conclure que la capacité nécessaire pour B.E.K est contenue dans ces 20000 m^3.

e.4- Données du réseau:

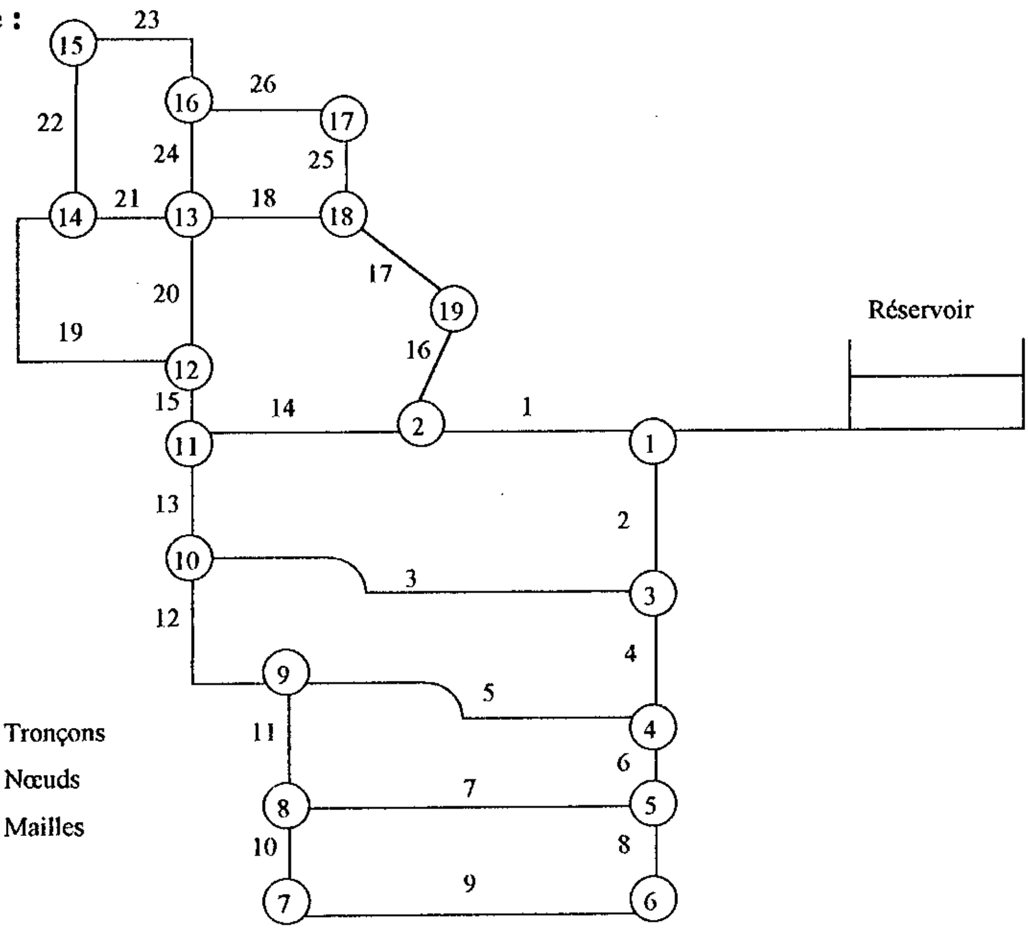
- Données des conduites :

Nœud i	Nœud j	Numéro de la conduite	Longueur (m)	CHW
1	2	1	385	106
1	3	2	539	106
3	10	3	941	106
3	4	4	677	106
4	9	5	539	106
4	5	6	319	106
5	8	7	385	106
5	6	8	726	106
6	7	9	314	106
8	7	10	803	106
9	8	11	275	106
10	9	12	1309	106
11	10	13	251	106
2	11	14	523	106
11	12	15	674	106
2	19	16	490	106
19	18	17	721	106
18	13	18	193	106
12	14	19	792	106
12	13	20	407	106
13	14	21	314	106
14	15	22	919	106
16	15	23	578	106
13	16	24	787	106
18	17	25	737	106
17	16	26	380	106

- Données des nœuds :

Nœuds	Consommation (l/sec)	Elévation (m)
1	10.72	34.0
2	115.84	14.0
3	24.56	18.0
4	23.00	15.0
5	41.24	13.0
6	22.31	09.0
7	36.57	06.0
8	57.71	09.0
9	35.72	08.0
10	52.82	10.0
11	36.80	10.0
12	26.21	08.0
13	16.33	08.0
14	19.84	07.0
15	19.54	03.0
16	14.98	07.0
17	03.04	09.0
18	06.71	08.0
19	07.05	12.0

- Le tracé :



- 26 Tronçons
- 19 Nœuds
- 08 Mailles

e.5- Résultat après optimisation:

Tronçon	Diamètre [mm]	Longueur [m]	Débit [l/s]	P.D.C [m]	Vitesse [m/s]
1 → 2	700,00	140	570,99	0,14	1,48
2 → 3	600,00	385	272,46	0,55	0,96
2 → 4	600,00	539	287,81	0,87	1,05
4 → 11	350,00	941	65,45	2,15	0,65
4 → 5	500,00	677	197,78	1,19	1,00
5 → 10	300,00	539	84,32	2,71	1,19
5 → 6	350,00	319	90,45	0,86	0,94
6 → 9	150,00	385	16,06	4,65	0,91
6 → 7	200,00	726	33,15	4,88	1,05
7 → 8	150,00	314	10,84	1,03	0,61
9 → 8	200,00	803	25,73	1,26	0,81
10 → 9	300,00	275	67,37	2,8	0,95
11 → 10	200,00	1309	18,77	2,75	0,59
12 → 11	150,00	251	06,12	0,81	0,35
3 → 12	350,00	523	89,69	1,66	0,93
12 → 13	250,00	674	46,77	2,48	0,95
3 → 20	300,00	490	66,93	1,63	0,94
20 → 19	300,00	721	59,88	1,88	0,84
19 → 14	200,00	193	37,07	1,63	1,18
13 → 15	150,00	792	11,18	2,77	0,63
13 → 14	150,00	407	09,38	1,00	0,53
14 → 15	150,00	314	14,30	1,77	0,80
15 → 16	100,00	919	05,64	2,99	0,71
17 → 16	150,00	578	13,90	3,06	0,78
14 → 17	150,00	787	15,82	5,70	0,89
19 → 18	150,00	737	16,10	5,33	0,91
18 → 17	150,00	380	13,06	2,00	0,74

Nombre d'itération :19
Nom du réseau : BEK
Précision sur le débit : 0,10000 [l/s]
Nombre de tronçons: 27
Nombre de nœuds : 20

Nœud	*Consommation [l/s]*	*Altitude [m]*	*Coté piezo [m]*	*Pression [m]*
1	570,99	45,00	45,00	0,00
2	10,72	34,00	44,86	10,86
3	115,84	14,00	44,31	30,31
4	24,56	18,00	43,99	25,99
5	23,00	15,00	42,80	27,80
6	41,24	13,00	41,94	28,94
7	22,31	09,00	37,06	28,06
8	36,57	06,00	36,03	30,03
9	57,71	09,00	37,29	28,29
10	35,72	08,00	40,09	32,09
11	52,82	09,00	41,84	32,84
12	36,80	10,00	42,65	32,65
13	26,21	8,00	40,17	32,17
14	16,33	8,00	39,17	31,17
15	19,84	7,00	37,40	30,40
16	19,54	3,00	30,41	27,41
17	14,98	7,00	33,47	26,47
18	3,04	9,00	35,47	26,47
19	6,71	8,00	40,80	32,80
20	7,05	7,00	42,68	35,68

Le coût du réseau est de : 2.4833137931 E +06 Da.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale :

L'optimisation des réseaux de distribution d'eau est un domaine de grand intérêt pratique , comme c'est un domaine très complexe ,vue son caractère hydraulique et mathématique au même temps.

C'est un problème compliqué du faite qu'il faut minimiser une fonction non-linéaires avec des variables discrètes que sont les diamètres commerciaux .

A travers les résultats obtenus sur la méthode de FEATHERSTONE et EL JUMAILY ,nous pouvons dire que cette méthode est intéressante .Vue qu'elle donne de bon résultats par rapport aux autres méthode .

Nous pouvons dire alors que le programme élaboré avec l'aide de nos directeurs de thèse peut être un logiciel de calcul pour les projeteurs .

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie :

[1] **Alperovitz. E** et **Schamir. U** ; Design et water distribution systemes, water ressources RESEARCH Vol 13 N° 6, P.885-900, 1977

[2] **Belkacemi. B** et **Benaouda. H**; AEP et assainissement de la ville de Bordj.E.K, PFE 1984.ENP.

[3] **Carlier. M** ; Hydraulique général et appliqué ED: EYROOLES (1980).

[4] **Cenedes. A** et **Melle. P**; Optimal design of water distribution Networks, Journal of the hydraulics division , ASCE Vol 104, P. 236-247, 1978.

[5] **Dupont. A** ; Hydraulique hurbaine. ED: EYROLLES, 1978. et Edition :DELAGRAVE,1979.

[6] **Featherstone** et **El Jumaily**; Optimal diameter selection for pipe-Networks, Journal of hydraulics engineering, ASCE, Férvrier 1983.

[7] **Goulter. LAN.C** et **Lussier.B.M** et **Morgan. D.R**; Implications of head loss path choise in the optimization of water ditribution Networks, water ressources Research, vol 22 N° 5, P.819-822. Mai 1986.

[8] **Helis. A** et **Yahiaoui. A. A** ; Optmisation des réseaux maillés par la notion de l'arbre minimal (LABYE), PEE 1993. ENP

[9] **Huberliant. B** et **liot. C**; calcul et optimisation des réseaux de distribution d'eau PFE 1984 LOUVAIN-LA-NEUVE

[10] **Kessler . A** et **Shamir .U**, Anqlyse of the linéares programing gradient of optimal design of water supply Net works , water ressources Research . vl 25 N= 7 . P 1469 -1480 , juillet 1989.

[11] **Lebdi .F** .Recherche d'une méthode d'optimisation des mailles sous pressions , thèse de doctorat .INP Toulouse , 1985.

[12] **Lefkir .A** et **Sadek .B** ,Contribution à l'optimisation des réseaux de distribution d'eau. PFE 1995. ENP.

[13] **Lensey .K.E** et **Mays .L.W** optimization model for water distribution system design , journal of hydraulic engineering , ASCE , vol 115 N=10 octobre 1989.

[14] **Mahjoub .Z** , Contribution à l'étude de l'optimisation des réseaux maillés sous pression, thèse de doctorat , INP –Toulouse , 1983.

[15] **Merabtene .T.** Contribution à l'étude du dimensionnement des réseaux maillés de distribution d'eau potable , thèse de magistère ENP1990.

[16] **Morgan.P.R** et **Goulter .I.C** ,Optimal urban water distribution design , water ressources research ,vol 21 N=5 P642-652 Mai 1985 .

[17] **Malek** et **Bedon .O.S** , optimisation des réseaux de distribution d'eau , PFE ,ENI de Tunis 1989 .

[18] **Shamir .U.** Optimal design and opération of weater disribution systems . Water ressources research .Vol 10 N=1 ,février 1974 .

[19] **Simpson** et **Dandy** ; journal of water resources planing and management. Vol. 120, N° 4, July/August , 1994.

[20] **Tong .A.I** et **Oconnor .T.F** , **Stems D.E** et **Lynch .W.O** .Analysis of distribution networks by balancing equivalent pipe lengths , journal of the American water works Associations , vol .53 , N=2 P 192-210 ,février 1961.