

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE 08 MAI 1945 DE GUELMA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE L'INGENIERIE  
DEPARTEMENT DE GENIE DES PROCEDES



**MEMOIRE**

Pour l'obtention du Diplôme de Magister en

**GÉNIE DES PROCÉDÉS**

Option : Génie des matériaux

Par

**CHAOUCH Nardjes**

**THÈME**

Optimisation de la conception des réseaux de distribution et de  
transport des fluides : l'eau

**Devant le jury**

<b>Président :</b>	<b>Pr. SATHA H.</b>	Prof. Université 8 mai 1945 Guelma
<b>Rapporteur :</b>	<b>Dr. LAHIOUEL Y.</b>	M.C.A. Université 8 mai 1945 Guelma
<b>Examineurs :</b>	<b>Pr. AFFOUNE A.M.</b>	Prof. Université 8 mai 1945 Guelma
	<b>Dr. M.E.H. BENHAMZA</b>	M.C.A. Université 8 mai 1945 Guelma
<b>Invité :</b>	<b>BENDJABALLAH M.</b>	M.A.A. Université 8 mai 1945 Guelma

**JUIN 2010**

# SOMMAIRES

REMERCIEMENT .....	i
MOULAKHAS .....	ii
ABSTRACT .....	iii
RESUME.....	iv
LISTE DES FIGURES.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	vii
NOTATIONS ET VARIABLES UTILISEES.....	viii

## SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	2
-------------------	---

### CHAPITRE I : CARACTERISTIQUES DES ECOULEMENT

1. Introduction .....	5
2. Historique .....	5
3. Caractéristiques des écoulements .....	6
3.1. Ecoulement en charge .....	6
3.2. Ecoulement a surface libre .....	14
3.3. Propriétés des liquides.....	15
3.4. Caractérisation des forces dans un écoulement.....	19
3.5. Les équations de base .....	23
4. L'hydraulique en charge.....	24
4.1. L'équation de continuité.....	24
4.2. Evaluation des pertes de charge .....	26
5. Références bibliographiques .....	34

### CHAPITRE II : LES RESEAUX DE DISTRIBUTION

1. Introduction .....	36
2. La distribution d'eau potable.....	36
2.1 Le matériau qui protège la qualité d'eau .....	36
2.2. Ouvrage d'adduction .....	37
2.3. Conduite de transfert ou feeder .....	37
2.4. Conduite de distribution .....	38
2.5. Conduite de branchement .....	38
2.6. Point de livraison .....	39

2.7. Service d'eau .....	40
2.8. Secteur de distribution.....	40
2.9. Sous-secteur de distribution .....	41
3. Définitions concernant les réseaux.....	41
3.1. L'hydraulique du réseau .....	41
3.2. La connaissance du réseau .....	41
4. Références bibliographiques .....	47

### **CHAPITRE III : OPTIMISATION DE LA CONCEPTION DES RESEAX**

1. Introduction.....	49
2. La fiabilité des réseaux de conduite.....	50
3. Problème d'optimisation .....	51
4. Optimisation de la longueur totale du réseau .....	51
4.1. Introduction .....	51
4.2. Techniques de base utilisées dans l'optimisation de la configuration .....	52
4.3. Formulation mathématique .....	55
4.4. Présentation générale de la méthode proposée.....	56
5. Optimisation des diamètres des conduites .....	59
5.1. Introduction .....	59
5.2. Structure des problèmes d'optimisation.....	60
5.3. Le principe des diamètres candidats pour un lien .....	65
5.4. Le rapport de perte de chef de coût des liens .....	67
5.5. Présentation générale de l'algorithme .....	71
6. Les réseaux ramifiés de distribution de l'eau .....	71
7. Les réseaux maillés de distribution de l'eau .....	74
7.1. Le Modèle De base.....	74
7.2. Détermination de la distribution d'écoulement .....	76
8. Problème spéciaux .....	80
8.1. États multiples de conception .....	80
8.2. Construction Par étapes.....	82
9. Références bibliographiques .....	84

## **CHAPITRE VI : PROGRAMME ET APPLICATION**

1. Introduction .....	89
2. Description du programme.....	90
2.1. Partie Optimisation de la configuration .....	90
2.2. Partie Optimisation des diamètres des conduites .....	93
3. Organigramme.....	95
4. Résultats et commentaires .....	102
5. Discussions et commentaires .....	113
6. Références bibliographiques .....	114
Conclusion.....	122

# Remerciement

*Je tiens à exprimer mes remerciements et ma profonde gratitude avant tous à « الله » le tout puissant qui m'a donné le courage et la force pour mener à bien ce travail.*

*Je tiens à remercier mes très chers parents pour toutes leurs prières.*

*A ce titre je tiens à exprimer mes vifs remerciements ainsi que ma reconnaissance à tous les membres relevant du département de génie des procédés qui ont contribué de près et de loin à cet effort particulièrement*

*mon encadreur Madame **Dr Lahiouel Y.**, dont la disponibilité et précieux conseils m'ont permis d'orienter de façon réfléchie, voir savante, mes travaux de recherche et de documentation sur le thème choisi.*

*Pour leur disponibilité et pour avoir accepté de faire partie de cet honorable Jury,*

*J'exprime mes plus vifs remerciements à **Pr. SATHA H.**, pour m'avoir fait l'honneur de présider ce jury. Qu'il trouve ici le témoignage de ma très haute considération.*

*Je tiens à remercier aussi le **Dr. AFFOUNE A.M.**, et **Dr. BENHAMZA M.E.H.** pour leurs entière dispositions à participer à ce jury et d'examiner ce travail.*

*Je tiens à remercier aussi le **Ms. BENDJABALAH M.**, pour accepter cette invitation et Je suis très honoré par leur présence.*

*Enfin mes remerciements s'adressent à toutes les personnes qui ont participé de près et de loin dans ce travail.*

# Nardjes

## ملخص

المياه، هذه المادة التي لا تقدر بثمن و لا يمكن لأحد الاستغناء عنها، تعتبر من أكبر الاهتمامات لدى الناس، كما أن توزيع موارد المياه يمثل البنية التحتية الأساسية اللازمة لتنمية البلاد، وهناك موارد كبيرة متوفرة اليوم في الجزائر قوية من الناحية الفنية لكنها بعيدة عن المثالية.

إن جوهر تكنولوجيا شبكات توزيع و انتقال المياه يدور حول التقنيات المتطورة المستخدمة في تحليل و تصميم و نمذجة الشبكات الهيدروليكية و على الرغم من أن قاعدة هذه التكنولوجيا موجودة نظريا لكن تنفيذها عمليا لا يزال مجال مميز لبعض مراكز الأبحاث و الشركات المتخصصة في العالم الغربي، و على جانب آخر فإن اكتساب هذه المعرفة يؤدي إلى الوصول إلى المثالية في التخطيط و التصميم و إدارة الشبكات.

والهدف الرئيسي من هذا العمل هو وضع منهجية يمكن أن تساعد في تصميم الشبكات المغلقة وطول الحد الأدنى ، ولأسباب تتعلق في الاقتصاد في التكلفة الإجمالية وموثوقية النظام. اقترحنا نظرية إرشادية جديدة بأسلوب واضح و بسيط تتجاوز مع المتطلبات المقررة و القيود التي تفرضها المشكلة.

وتتم المعالجة المثلى لمشكلة على مرحلتين : الأولى هي الاستفادة المثلى من مجموع طول الشبكة ، وبالتالي يكون الحد الأدنى في أطوال الأنابيب. والثانية هي لتحسين اختيار القطر. والغرض من هذه النماذج هو الحصول على شبكة مياه شرب بأقل تكلفة.

كما أن استعمال الخوارزمية يساعد في التخفيف من الصعوبات التي تواجهنا في تصميم شبكات توزيع السوائل بصفة عامة، وخاصة المياه. مما يسمح لمصمم الشبكة بتصور الحلول الوسطى التي قد تكون موجودة بين المنافع والتكاليف المختلفة. والطريقة المستخدمة هي البرمجة الخطية التي تم اختيارها لبساطتها ومرونتها.

## ABSTRACT

Water, this invaluable food product of which no one cannot occur some, represents one of the major concern for people. The distribution of the water resources represents a basic infrastructure necessary to the development of a country. Today in Algeria, of the significant resources exist but their management is far from being optimal and technically powerful.

The design and the modelling of the hydraulic networks are a technology exists in the literature, its details negligible, and its implementation practical remains the privileged field of some research centres and companies specialized in the Western world. On another side the acquisition of this knowledge to make is dominating in planning, design and management of the networks.

The principal objective of this work was to develop a methodology which can make it possible to conceive ring main systems and length minimal, in a preoccupation at the same time of economy on the total cost, and with reliability of the network and an availability of the product of S been useful. One proposed a new conceived discovery method in a clear, simple way and which fulfils the requirements imposed by the constraints of the problem.

The problem of optimization is dealt with in two stages. The first consists in optimizing the overall length of the network, and from there the lengths of the conduits are to be minimized. The second consists in optimizing the choice of the diameters. And drank it models which we build is to obtain the orders to be placed on a drinkable water supply network in order to minimize the transport and production costs of water.

The algorithm obtained makes it possible to soften the difficulties encountered and due to the use of the procedure of the atonement in the design of the distribution networks of the fluids in general, and water in particular. The resulting network makes it possible to the originator to visualize the compromises can exist between the various advantages and costs. The method used is the selected linear programming for its simplicity and its facility with being programmed.

## RESUME

L'eau, cette précieuse denrée dont nul ne peut s'en passer, représente l'un des soucis majeurs pour un peuple. La distribution des ressources en eau représente une infrastructure de base nécessaire au développement d'un pays. Aujourd'hui en Algérie, des ressources importantes existent mais leur gestion est loin d'être optimale et techniquement performante.

La conception et la modélisation des réseaux hydrauliques est une technologie existante dans la littérature, ses détails infimes, sa mise en œuvre pratique reste le domaine privilégié de quelques centres de recherche et compagnies spécialisées dans le monde occidental. D'un autre côté l'acquisition de ce savoir faire est prépondérante dans la planification, conception et gestion des réseaux.

L'objectif principal du présent travail était de développer une méthodologie qui puisse permettre de concevoir des réseaux maillés et de longueur minimale, dans un souci à la fois d'économie sur le coût total, et de fiabilité du réseau et disponibilité du produit desservi. On a proposé une nouvelle méthode heuristique conçue d'une manière claire, simple et qui répond aux exigences imposées par les contraintes du problème.

Le problème d'optimisation est traité en deux étapes. La première consiste à optimiser la longueur totale du réseau, et de là les longueurs des conduites sont à minimiser. La deuxième consiste à optimiser le choix des diamètres. Et le but des modèles que nous construisons est d'obtenir les commandes à passer sur un réseau d'eau potable afin de minimiser les coûts de production et de transport de l'eau.

L'algorithme obtenu permet d'adoucir les difficultés rencontrées et dues à l'utilisation de la procédure de tâtonnement dans la conception des réseaux de distribution des fluides en général, et de l'eau en particulier. Le réseau résultant permet au concepteur de visualiser les compromis pouvant exister entre les différents avantages et coûts. La méthode utilisée est la programmation linéaire choisie pour sa simplicité et sa facilité à être programmée.



## LISTE DES FIGURES

	<b>PAGE</b>
<b>Figure 1.1</b> : Réservoir d'eau de niveau constant est vidangé par un tuyau .....	7
<b>Figure 1.2</b> : Un écoulement laminaire dans une veine liquide (vitesse ponctuelle). .....	7
<b>Figure 1.3</b> : Un régime turbulent (la vitesse est plus élevée) .....	7
<b>Figure 1.4</b> : Evolution de la vitesse dans une conduite circulaire .....	8
<b>Figure 1.5</b> : Elargissement et rétrécissement dans une conduite. ....	9
<b>Figure 1.6</b> : Sortie d'un réservoir. ....	9
<b>Figure 1.7</b> : Evolution des lignes de courant dans un coude circulaire .....	10
<b>Figure 1.8</b> : L'écoulement dans une jonction.....	10
<b>Figure 1.9</b> : l'évolution des tourbillons à l'aval d'un obstacle dans un écoulement en fonction de l'intensité de la vitesse.....	11
<b>Figure 1.10</b> : Les vannes à opercule et les vannes papillons .....	11
<b>Figure 1.11</b> : Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels .....	14
<b>Figure 1.12</b> : répartition des iso-vitesses dans le cas d'un régime turbulent.....	14
<b>Figure 1.13</b> : Les ressauts hydrauliques .....	15
<b>Figure 1.14</b> : des forces de frottements visqueux .....	16
<b>Figure 1.15</b> : La variation de la vitesse de liquide entre deux cylindres coaxiaux séparés.....	17
<b>Figure 1.16</b> : La tension superficielle.....	19
<b>Figure 1.17</b> : Les forces de volume .....	20
<b>Figure 1.18</b> : Un élément de masse de fluide .....	24
<b>Figure 1.19</b> : La variation de masse de fluide entre deux faces pendant le temps .....	25
<b>Figure 1.20</b> : Exemple de conduite à section variable.....	26
<b>Figure 1.21</b> : L'apparaître de la turbulence quand la vitesse dépasse un seuil.....	27
<b>Figure 1.22</b> : Profil des vitesses parabolique.....	27
<b>Figure 1.23</b> : profil des vitesses du type logarithmique .....	28
<b>Figure 1.24</b> : le profil de l'écoulement le long d'un diamètre de conduite hydraulique lisse .....	28
<b>Figure 1.25</b> : cas des conduites circulaires .....	29
<b>Figure 1.26</b> : La surface rugueuse (rugosité relative).....	31
<b>Figure 1.26</b> : surface rugueuse (rugosité ondulé).....	31
<b>Figure 2.1</b> : Le béton, le matériau qui protège la qualité d'eau.....	36
<b>Figure 2.2</b> : 1- Réseau ramifié, 2 - Réseau maillé.....	44
<b>Figure 2.3</b> : Les réseaux étagés .....	45
<b>Figure 3.1</b> : Réseau construit avec l'algorithme proposé.....	58
<b>Figure 3.2</b> : Croquis de Définition pour des contraintes hydrauliques dans les réseaux de distribution de l'eau.....	63

<b>Figure 3.3</b> : des liens avec divers diamètres de candidat.....	67
<b>Figure 3.4</b> : rapports de perte de chef de coût pour un lien avec un écoulement constant rate .....	69
<b>Figure 3.5</b> : Un réseau ramifié de distribution de l'eau .....	72
<b>Figure 3.6</b> : Un réseau maillé de distribution de l'eau .....	75
<b>Figure 3.7</b> : Exemples pour l'influence de la distribution d'écoulement sur le moindre coût de l'eau..	76
<b>Figure 3.8</b> : Détermination de la distribution d'écoulement dans les réseaux maillés de distribution de l'eau .....	79
<b>Figure 3.9</b> : deux états de chargement dans un réseau de distribution de l'eau .....	81
<b>Figure 4.1</b> : Etapes de l'optimisation de la configuration .....	96
<b>Figure 4.2</b> : Etapes de l'optimisation du dimensionnement de réseau .....	101
<b>Figure 4.3</b> : Réseau avec des nœuds loin.....	104
<b>Figure 4.4</b> : Réseau 03.....	108
<b>Figure 4.5</b> : Réseau 04.....	108
<b>Figure 4.6</b> : Représentation graphique du réseau aux deux mailles .....	111

## LISTE DES TABLEAUX

	<b>PAGE</b>
<b>Tableau 3.1</b> : La combinaison de diamètre et le sloop de l'hydraulique évaluent la ligne pour un lien avec deux étapes de construction. ....	82
<b>Tableau 4.1</b> : Données du réseau 01 avec 02 sources et des nœuds loin .....	102
<b>Tableau 4.2</b> : Validation des résultats du réseau 01 avec 02 méthodes .....	103
<b>Tableau 4.3</b> : Données du réseau02 .....	105
<b>Tableau 4.4</b> : Résultats du réseau 02.....	106
<b>Tableau 4.5</b> : Résultats du réseau 03.....	109
<b>Tableau 4.6</b> : Résultats publiés du réseau 03 .....	109
<b>Tableau 4.7</b> : Résultats du réseau 04.....	109
<b>Tableau 4.8</b> : Résultats publiés du réseau 04 .....	109
<b>Tableau 4.9</b> : Données du réseau à deux mailles .....	110
<b>Tableau 4.10</b> : Résultats de l'optimisation des diamètres.....	111
<b>Tableau 4.11</b> : Comparaison des résultats obtenus par différentes études .....	112

## NOTATIONS ET VARIABLES UTILISEES

$\rho$	La masse volumique
$\gamma$	Poids spécifique du liquide
$\mu$	Viscosité dynamique du fluide
$\nu$	Viscosité cinématique du fluide
$M$	La masse
$P$	La pression
$A$	La surface d'application de la pression (d'euler) La surface d'application de la force de frottement (Reynolds)
$Re$	Nombre de Reynolds
$E$	Module d'élasticité
$\sigma$	Tension de surface
$V$	Vitesse caractéristique de l'écoulement
$\tau$	La force de frottement par unité de la surface
$A$	La force d'application de la force de frottement
$L$	La longueur caractéristique de l'écoulement
$G$	L'accélération de gravité
$\lambda$	Coefficient de perte de charge
$D$	Le diamètre
$U$	La vitesse moyenne
$J$	La perte de charge part unité de la longueur
$K$	Fonction des caractéristiques géométriques et du nombre de Reynolds
$L_i$	La longueur de la conduite $i$
$C_i$	Le coût de diamètre $i$
Coût, $C_T$	Le coût total de système
$NB$	Nombre de conduites (branches) constituant le réseau
$J_{ND}, J_{NF}$	Nœuds de début et de fin d'une conduite
$Q_{ij}$	Débit dans la conduite $(i,j)$
Cap	Capacité d'une source
Dem	Demande en fluide d'un nœud de consommation
$NC_i$	Nombre branches connectées au nœud $i$
$Q_i$	Débit de la conduite $i$

$q_n$	La demande au nœud n
$A_n$	L'ensemble d'index des conduites de sortie du nœud n
$B_n$	L'ensemble d'index des conduites d'entrée au nœud n
$S_i$	La pente d'hydraulique évaluer la ligne i
$h_s$	La tête de pression à la source
$h_m$	La tête minimum de pression de service
$Z_n$	La taille du nœud n au dessus des informations
$Z_s$	La taille de la source au dessus des informations
$I_n$	L'ensemble d'index pour des liens entre la source et le nœud n
$h_M$	La tête maximale permise de pression
$q_M, q_m$	Les débits maximum et minimum de conception
$V_M, V_m$	Les vitesses maximum et minimum de conception
$h_{L_i}$	La perte principale au lien i
$S_j$	La pente de la ligne hydraulique de la section j
$J_i$	L'ensemble d'index des sections au lien i

# **INTRODUCTION**

## **INTRODUCTION**

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité et à une pression et en quantité suffisantes.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Elles sont en fonte grise ou ductile, en amiante-ciment, en PVC, etc. Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir, les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade, les pertes d'eau et les casses augmentent. Les casses peuvent provoquer des dégâts spectaculaires et sont généralement enregistrées dans des bases de données. Leur augmentation est un bon critère de vieillissement, lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement.

La distribution d'eau est de plus en plus une activité de haute technologie. Chaque constituant d'un système de distribution concourt de façon décisive à la qualité du service de l'eau. A côté des captages et des stations de traitement, les réseaux de transport et de distribution sont tout aussi importants. De banales, les exigences relatives aux canalisations d'eau potable sont devenues extrêmement sophistiquées.

Le vieillissement des réseaux urbains d'eau potable constitue depuis plusieurs années une préoccupation majeure des gestionnaires publics et privés. Les réseaux d'eau potable constituent une partie du patrimoine urbain qui s'inscrit dans un processus de longue durée. Par conséquent, leur renouvellement devrait se rattacher à des considérations liées au « vieillissement », en d'autres termes à la dégradation dans le temps de leurs caractéristiques d'origine.

Mettre à niveau l'état et le fonctionnement des réseaux d'eau potable demande des gestionnaires qu'ils interviennent face au vieillissement : en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou encore en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou pour renforcer la fiabilité d'un réseau.

Le présent travail de recherche a pour but principal de contribuer au développement d'une expertise algérienne dans ce domaine. Un aspect important de cette initiative est le produit final palpable qu'est la procédure informatisée de conception et d'optimisation des réseaux.

## **INTRODUCTION**

Les objectifs de la gestion des réseaux sont multiples : éviter toute rupture du service (arrêts d'eau et nuisances engendrées, etc.), assurer la qualité du service rendu, limiter les pertes et maîtriser les coûts d'exploitation.

L'objectif principal de ce projet de thèse est de développer une méthode générale et complète de conception et d'optimisation des réseaux de distribution et de transport des fluides qui sera appliquée au cas de l'eau potable :

- Développer une expertise Algérienne dans la théorie de conception et d'optimisation des réseaux de distribution qui pourra faire bénéficier l'industrie locale.
- Le point essentiel du travail est de développer et utiliser des techniques de simulation et d'analyse numérique dans la conception, l'évaluation et le développement des réseaux de distribution et acquérir les bases de connaissance fondamentales et nécessaires de cette technologie.



# **CHAPITRE I**

## **CARACTERISTIQUES DES ECOULEMENTS**

## **1. Introduction**

L'hydraulique est incontournable dans le domaine de l'environnement. En effet, elle a une place déterminante dans la compréhension, l'analyse et le diagnostic des réseaux d'adduction d'eau potable, des stations de traitement, des réseaux d'assainissement et des rivières. De plus, le contrôle de ces systèmes nécessite une instrumentation qui oblige le concepteur et l'exploitant à une connaissance poussée du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages.

L'objectif de ce travail est d'étudier les phénomènes hydrauliques liés à la conception des réseaux de distribution d'eau. L'hydraulique étant l'étude des écoulements et leur analyse.

## **2. Historique**

L'histoire du stockage, de l'adduction et de la distribution d'eau est aussi vieille que l'histoire de la civilisation. Toutes les civilisations ont vu le jour sur les bords des rivières comme celles du Tigre en Irak. L'homme a toujours développé les moyens de stockage de cet élément dans des réservoirs. Les moyens de sa distribution pour l'alimentation et l'irrigation ont aussi été développés il y a très longtemps. Un réservoir de stockage d'eau vieux de 2000 ans découvert lors des fouilles à Shringaverapura en Inde possède une longueur de 250m. Des maisons 'équipées' de baignoires ont été trouvées à Harappa et Mohenjo-Daro (Inde). Elles datent de plus de 5000 ans [1]. Les baignoires possédaient des conduites en céramique pour l'alimentation en eau. D'autres conduites en briques allant jusqu'au centre des rues étaient prévues pour le drainage [2,3]. Des conduites artificielles ont aussi été construites par le passé pour le transport de l'eau en des points pour lesquels la topographie ne permet pas l'utilisation de canaux ouverts. Il existe encore des vestiges de systèmes d'aqueduc construits par les Phéniciens en Syrie et à Chypre qui incluent des tunnels à travers des rochers, et des conduites sous pression autour des vallées. Il y a plus de 3000 ans, la ville de Jérusalem était alimentée en eau grâce à deux conduites dont l'une traversait la vallée de Hinnon [3] et possédait une longueur de plus de 30 Km. Plus de 2000 ans auparavant, la ville de Rome avait un système d'alimentation en eau bien développé. L'eau était collectée à partir de plusieurs sources et stockée dans un réservoir. Elle était ensuite transportée à travers des aqueducs et des conduites sous pression vers un réservoir de distribution. Un système de distribution étendu était posé dans les rues avec plusieurs fontaines publiques. Le système de distribution à l'intérieur de la ville, et plus précisément les conduites sous pression ont été construites en utilisant divers matériaux en tenant compte des pressions [3,4].

En 1544, le parlement Anglais parapha un acte régissant la fourniture de l'eau potable aux habitants de Londres, et commença à émettre des chartes pour les compagnies privées d'eau. En 1652, Boston (Massachusetts) se dota du premier système public d'alimentation en eau aux U.S.A. Cependant en 1800, il n'y avait que soixante systèmes publics d'alimentation en eau aux U.S.A. Ce nombre croît à 83 en 1850, 600 en 1880 et 3350 en 1897 [5]. Tous ces réseaux étaient publics. Ce n'est qu'en 1776 qu'un système complet d'alimentation intérieure fut réalisé à Winston-Salem en Caroline du Nord. Ce système utilisait des conduites en bois qui étaient d'abord creusées puis carbonisées. En 1850, des conduites en fer commençaient à être utilisées. L'amiante-ciment ne fut utilisée qu'après sa découverte par un chercheur Italien en 1913, et ce n'est qu'après la seconde guerre mondiale que les matériaux plastiques tels que le polyvinyle-chloride (PVC) et l'acrylonitrile-butadiène-styrène (ABS) firent leur apparition dans l'utilisation comme conduites de distribution d'eau [5,6]. Le développement des techniques de moulage de la fonte a permis l'utilisation économique de ce matériau pour les conduites d'eau. En effet dès la moitié du XIX<sup>e</sup> siècle l'utilisation de la fonte à cette fin était devenue chose courante. En 1921, le moulage des conduites par effet centrifuge fut introduit et en 1948 l'invention de la fonte grise avec des propriétés de ductilité longtemps recherchée a permis son utilisation immédiate.

### **3. Caractéristiques des écoulements**

On distingue deux types d'écoulements :

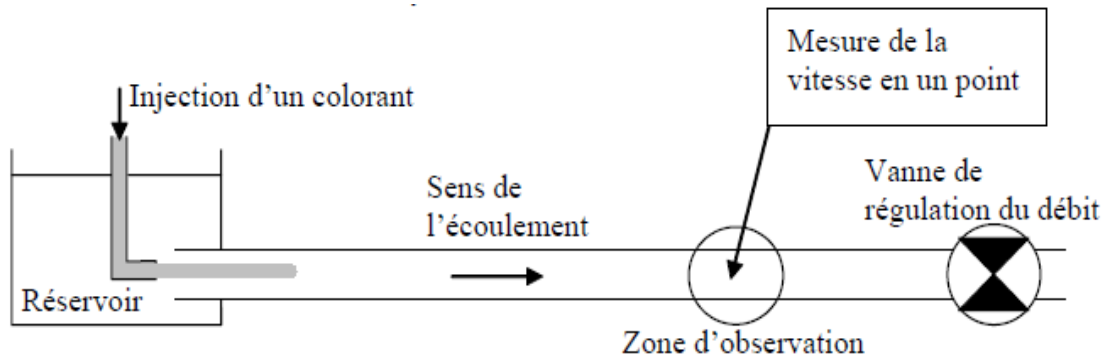
- les écoulements en charge, dans lesquels l'eau remplit complètement la canalisation, c'est le cas notamment des réseaux d'eau potable,
- les écoulements à surface libre (interface entre l'eau et l'air), c'est le cas des rivières et des réseaux d'assainissement.

#### **3.1. Ecoulement en charge**

##### **3.1.1 Régimes d'écoulements**

Le régime d'un écoulement se caractérise par la fluctuation temporelle des vitesses et des pressions au sein de la veine liquide. L'expérience permet de le mettre en évidence.

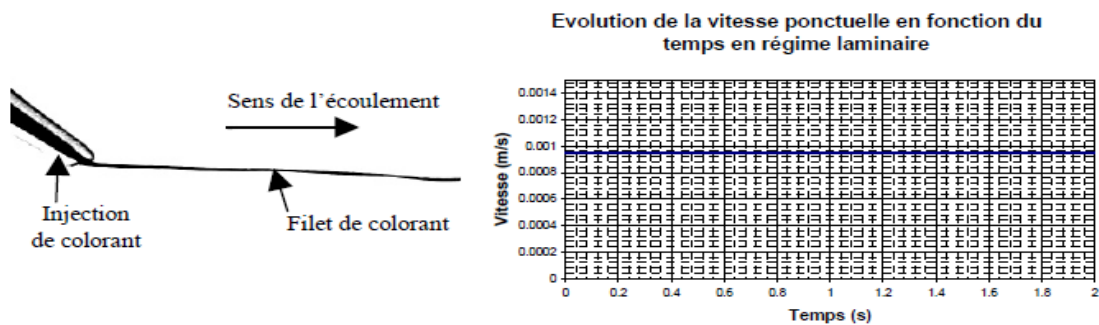
Un premier réservoir d'eau de niveau constant est vidangé par un tuyau. Une vanne placée à l'extrémité du tuyau permet de faire varier le débit  $Q$  (m<sup>3</sup>/s). Un deuxième tuyau est placé à l'intérieur du réservoir. Il contient un colorant et permet d'obtenir un mince filet fluide coloré au centre du tuyau.



**Figure 1.1 :** réservoir d'eau de niveau constant est vidangé par un tuyau

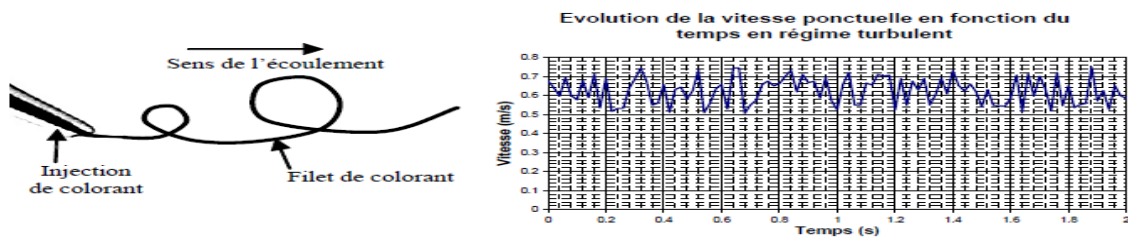
Quand la vitesse est très faible (quelques millimètres par seconde) le filet coloré reste bien défini, rectiligne et parallèle à l'axe du tuyau. Le régime est dit laminaire. L'écoulement laminaire est rare dans le domaine de l'hydraulique de l'eau potable et de l'assainissement, toutefois il n'est pas inexistant.

Les figures suivantes montrent un écoulement laminaire dans une veine liquide et l'évolution de la vitesse en un point (vitesse ponctuelle) en fonction du temps.



**Figure 1.2 :** un écoulement laminaire dans une veine liquide (vitesse ponctuelle)

Quand la vitesse est plus élevée, le filet devient ondulé et très instable. Il se mélange rapidement au fluide ambiant. Des tourbillons de différentes tailles apparaissent. Le régime est dit turbulent.



**Figure 1.3 :** Un régime turbulent (la vitesse est plus élevée)

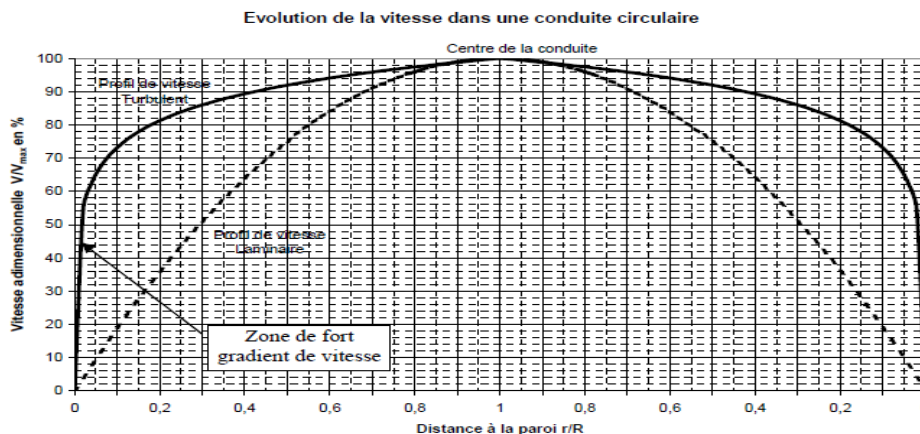
La turbulence se caractérise donc par la création de tourbillons. Ils mélangent les matières dissoutes dans l'eau, comme par exemple le chlore dans un réseau d'eau potable ou le rejet d'une station de traitement des eaux usées dans une rivière. La mise en place d'un agitateur dans un bassin crée de la turbulence et ainsi il tend à homogénéiser les matières dissoutes.

**3.1.2. Distribution des vitesses dans un tuyau rectiligne**

En fonction du régime d'écoulement (laminaire ou turbulent) les forces dans l'écoulement sont différentes. Cela a pour effet une distribution de la vitesse ponctuelle moyennée dans le temps (que l'on appelle vitesse moyenne temporelle) à l'intérieur du tuyau qui est différente suivant le régime d'écoulement.

La connaissance du profil de vitesse dans une conduite permet de calculer le débit. La plupart des capteurs en réseau mesurent la vitesse moyenne temporelle en quelques points et reconstituent le profil complet de la vitesse pour en déduire le débit.

Le graphique suivant compare la forme du profil de la vitesse en régimes laminaire et turbulent dans une conduite circulaire. En abscisse est représenté le rapport entre la distance à la paroi ( $r$ ) et le rayon de la conduite ( $R$ ). L'ordonnée représente le pourcentage du rapport entre la vitesse maximale du profil et la vitesse ponctuelle,  $V\left(\frac{r}{R}\right)$ . On constate que la vitesse maximale est au centre de la canalisation. Par contre, le profil de vitesse turbulent varie beaucoup plus qu'en laminaire au voisinage de la paroi. Cette zone de fort gradient de vitesse est appelée couche limite.

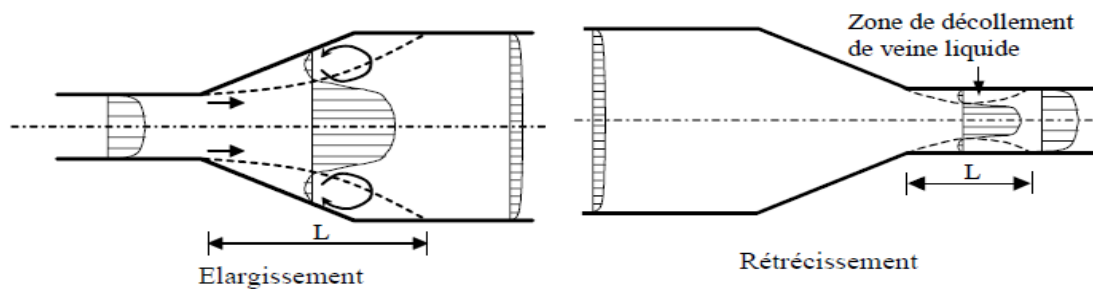


**Figure 1.4 :** Evolution de la vitesse dans une conduite circulaire

**3.1.3. Elargissement et rétrécissement dans une conduite**

La transition entre deux conduites de diamètre différent pour un écoulement en charge provoque une répartition transversale des vitesses longitudinales totalement différentes des précédentes.

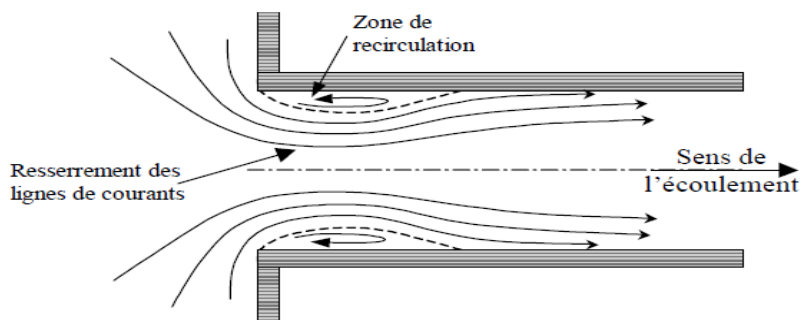
On constate une zone où les veines liquides proches de la paroi se décollent sur une longueur  $L$ . Dans cette zone, on observe des recirculations à l'origine de perturbations importantes dans l'écoulement.



**Figure 1.5 :** Elargissement et rétrécissement dans une conduite

**3.1.4. Sortie d'un réservoir**

La sortie d'un réservoir provoque également une modification de la répartition de la vitesse et une zone de décollement de la veine liquide. On remarque que les lignes de courant (ligne enveloppe du champ de vitesse) se resserrent au passage de la zone de recirculation. La présence de cette zone a pour effet de diminuer légèrement la section de passage de l'écoulement.

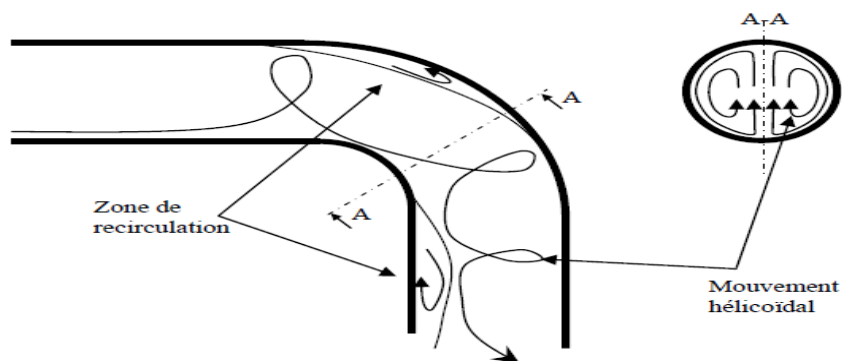


**Figure 1.6 :** Sortie d'un réservoir

**3.1.5. Coude**

En raison de la courbure de la conduite, un mouvement hélicoïdal des lignes de courant peut s'établir. La présence de ce mouvement de rotation persiste sur une longueur en aval du coude (à peu près 50 fois le diamètre de la conduite). Lorsque la courbure est importante, des zones de recirculation peuvent apparaître.

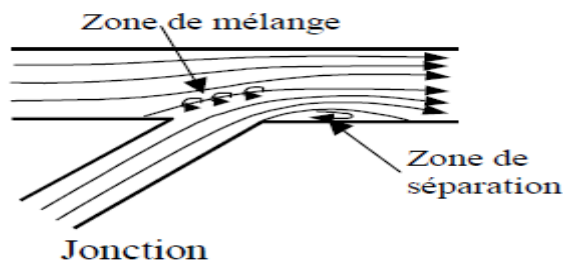
Le mécanisme interne de l'écoulement au travers d'un coude n'est pas encore bien connu, malgré le grand nombre de chercheurs qui ont analysé cet élément important.



**Figure 1.7 :** Evolution des lignes de courant dans un coude circulaire

**3.1.6. Jonction et bifurcation**

L'écoulement dans une jonction provoque une zone de séparation et une zone de mélange. L'écoulement de la branche dans laquelle la vitesse est la plus faible est entraînée par l'eau provenant de la branche ayant une vitesse plus élevée. Ce phénomène est à l'origine de décélérations et d'accélération de l'écoulement dans les deux branches.

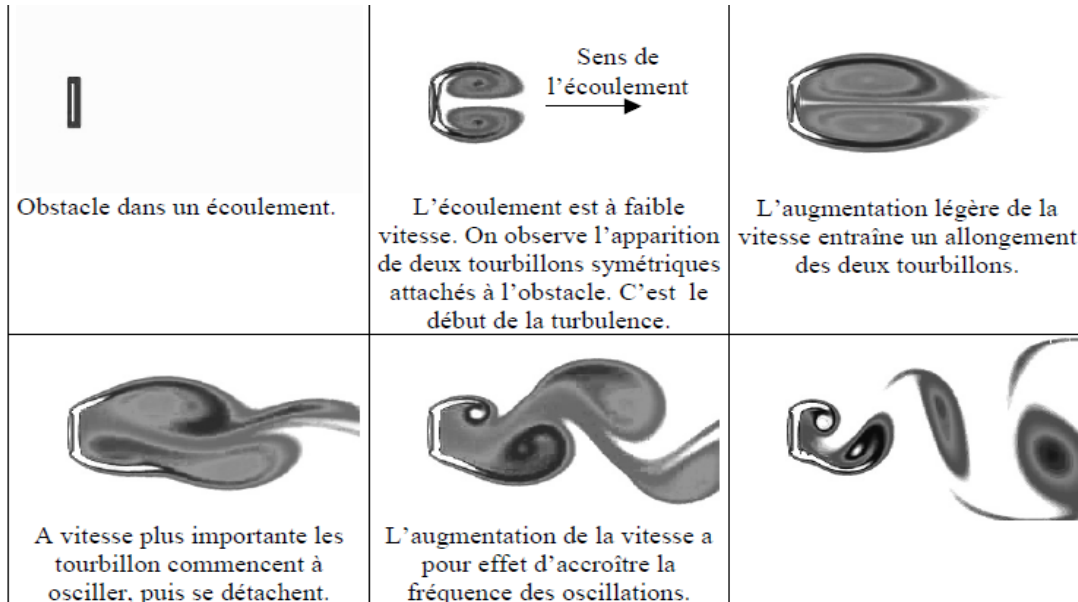


**Figure 1.8 :** L'écoulement dans une jonction

L'écoulement dans une bifurcation se comporte de manière légèrement différente du fait de la dérivation latérale. Une zone de séparation apparaît également dans la branche latérale.

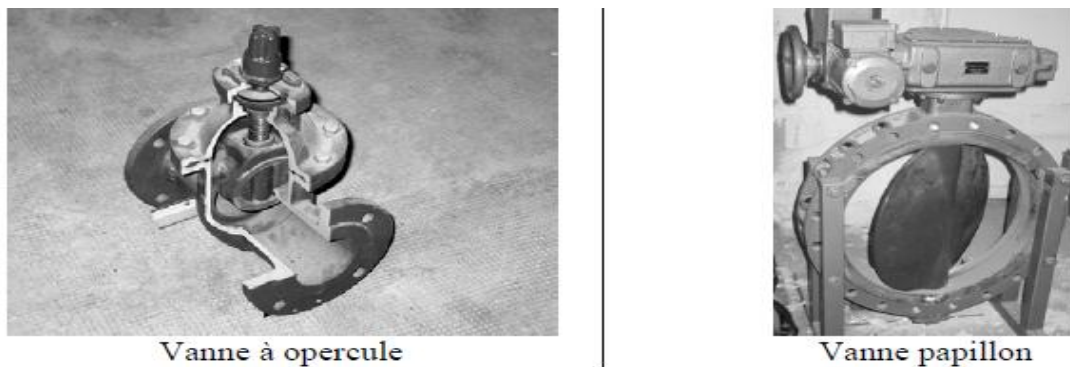
**3.1.7. Obstacles dans un écoulement en charge**

Les figures suivantes montrent l'évolution des tourbillons à l'aval d'un obstacle dans un écoulement en fonction de l'intensité de la vitesse.



**Figure (1.9) :** l'évolution des tourbillons à l'aval d'un obstacle dans un écoulement en fonction de l'intensité de la vitesse.

Les vannes à opercule ou les vannes papillons créent un obstacle dans les conduites. Ce sont des organes de contrôle du débit.



**Figure 1.10 :** Les vannes à opercule et les vannes papillons

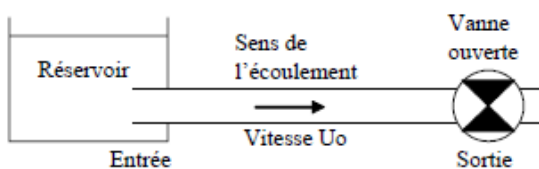


**3.1.8. Le coup de bélier**

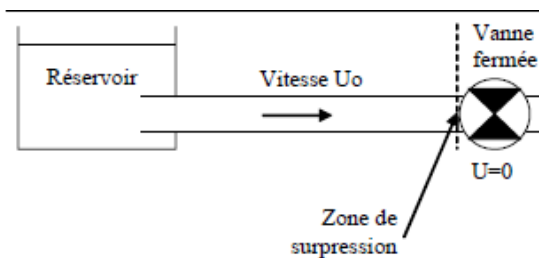
Le coup de bélier est un ensemble de phénomènes hydrauliques complexes provenant de la modification brutale du champ de vitesse et de pression dans une conduite.

L'importance technique des coups de bélier est extrêmement grande. En effet, l'amplitude et la soudaineté des surpressions et dépressions qui sont mises en jeu peuvent détériorer la conduite ou les organes qui y sont branchés. Il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

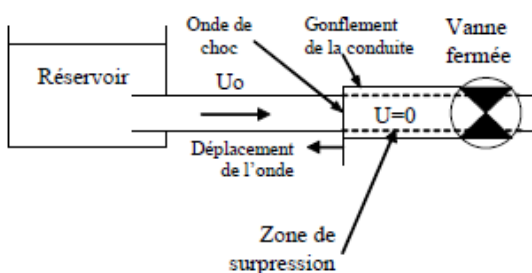
Le coup de bélier peut se produire, par exemple, dans le cas de la fermeture brutale d'une vanne.



Considérons, dans un premier temps, un réservoir se vidageant par une vanne en position ouverte. La vitesse dans la canalisation est  $U_0$ .

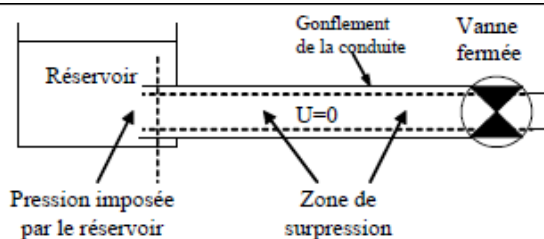


A un instant donné, la fermeture brutale de la vanne stoppe instantanément le fluide au voisinage de celle-ci. Compte tenu de son inertie, l'eau pousse fortement sur la vanne. Une surpression importante se crée dans la zone où la vitesse s'annule.

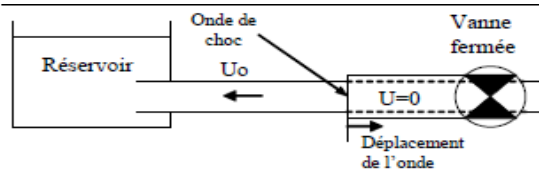


A l'amont de la vanne, l'eau se comprime faiblement et la canalisation gonfle. Tranche par tranche les particules liquides transforment la vitesse en surpression. On observe ainsi la formation et la progression d'une onde de choc. Celle-ci remonte de la vanne où elle a pris naissance vers le réservoir.

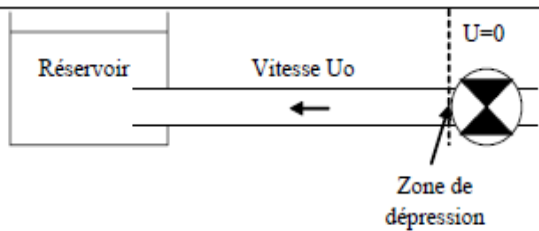
La vitesse de l'onde peut avoisiner les 1000 m/s en fonction du type de matériau de la conduite.



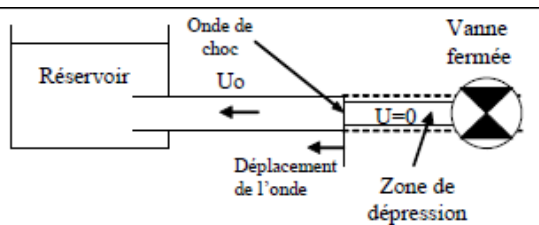
L'onde de choc atteint le réservoir. La conduite entière est en surpression et la vitesse de l'eau est nulle. Le réservoir est à niveau d'eau constant. Sa pression ne pouvant quasiment pas varier, le réservoir impose donc la pression à l'entrée de la conduite.



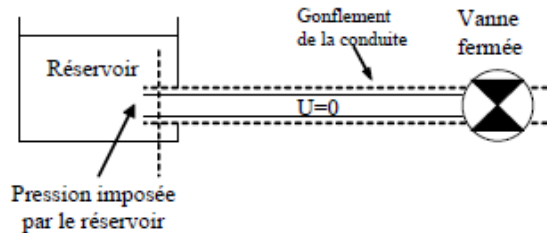
La pression dans le réservoir étant beaucoup plus faible que la surpression dans la conduite, la canalisation, au voisinage du réservoir, va retrouver sa forme initiale. La diminution du diamètre de la conduite va chasser l'eau vers le réservoir à la vitesse  $U_0$ . De proche en proche se phénomène se produit et crée ainsi une onde de choc se déplaçant cette fois-ci vers la vanne.



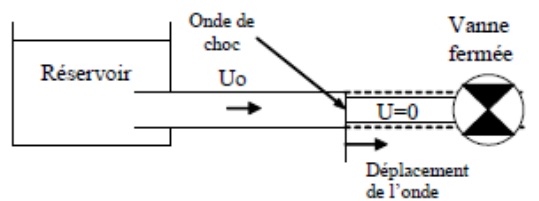
Dès que l'onde atteint la vanne, la conduite entière retrouve quasiment sa pression d'origine et sa vitesse initiale inversée. La vanne étant toujours fermée, la vitesse de l'eau à son voisinage est nulle.



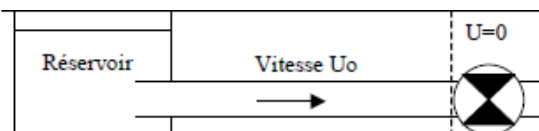
Compte tenu de son inertie, l'eau au voisinage de la vanne entre en dépression et la conduite diminue son diamètre. Une onde de choc en dépression se crée et se déplace vers le réservoir.



Comme précédemment, le réservoir impose la pression au niveau de l'entrée de la conduite.



La conduite retrouve alors sa forme initiale. Le volume d'eau manquant est pris dans le réservoir et la conduite retrouve sa vitesse initiale  $U_0$ .



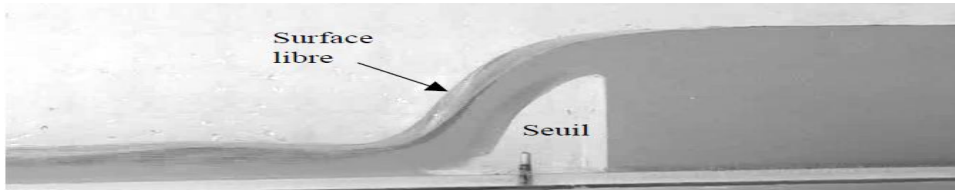
L'onde arrive au niveau de la vanne et on retrouve la configuration initiale.

**3.2. Ecoulement a surface libre**

**3.2.1. La surface libre**

La surface libre est l'interface entre l'air et l'eau. La pression y est égale le plus souvent à la pression atmosphérique.

Les écoulements dans les canaux naturels (rivière) et artificiels (irrigation, assainissement) sont, dans la plupart des cas, des écoulements à surface libre.

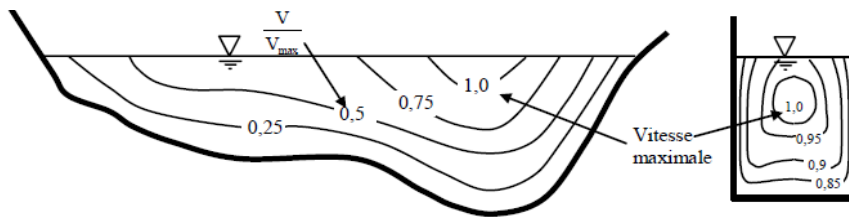


**Figure 1.11 :** Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels

**3.2.2. Distribution des vitesses dans un canal**

La distribution des vitesses dans une section transversale varie en fonction de la forme de la section et de la rugosité des parois.

Les figures suivantes montrent la répartition des iso-vitesses dans le cas d'un régime turbulent. Dans certains cas, la vitesse peut-être maximale un peu au-dessous de la surface libre.



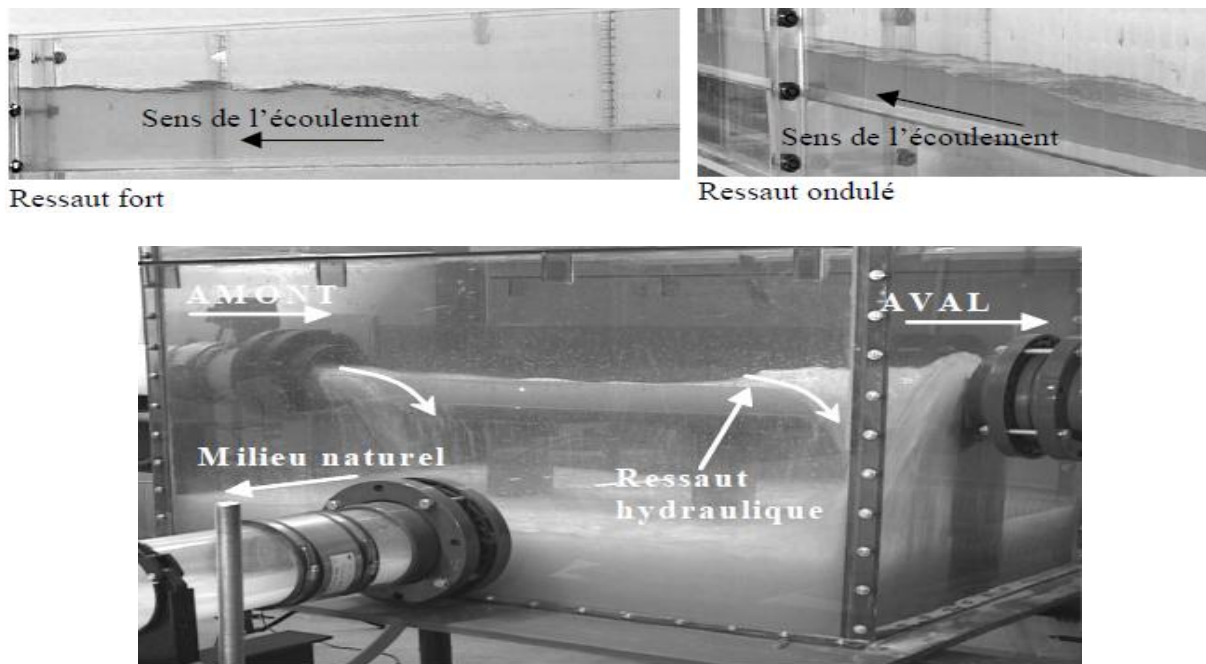
**Figure 1.12 :** répartition des iso-vitesses dans le cas d'un régime turbulent.

Comme pour les écoulements en charge, nous avons également un régime d'écoulement laminaire et turbulent (l'écoulement laminaire est rare en hydraulique).

### 3.2.3. Le ressaut

Le ressaut hydraulique se caractérise par une variation importante et croissante de la hauteur d'eau de l'amont vers l'aval du phénomène sur une courte distance. Dans la plupart des cas, une agitation importante de la surface libre permet rapidement de localiser le phénomène, comme par exemple dans le cas d'un ressaut fort.

Le ressaut hydraulique est l'un des phénomènes les plus complexes en hydraulique à surface libre. Les connaissances actuelles sur le ressaut hydraulique ne sont pas encore suffisamment étendues pour que l'écoulement interne soit parfaitement compris.



**Figure 1.13 :** Les ressauts hydrauliques

### 3.3. Propriétés des liquides

Dans l'établissement des principes de l'hydraulique, certaines propriétés des fluides jouent un rôle important, d'autres seulement un rôle mineur ou aucun rôle du tout. En hydrostatique (fluide au repos) c'est le poids spécifique qui est la propriété la plus importante, tandis qu'en hydrodynamique (fluide en mouvement), la densité et la viscosité sont des propriétés dominantes. La pression de vapeur prend de l'importance quand interviennent des basses pressions, le liquide en question contient des bulles de vapeur, c'est le phénomène de cavitation. La tension de surface influe sur les conditions statiques et dynamiques dans les conduites très étroites, c'est le phénomène de capillarité.

**3.3.1. Masse volumique**

La masse volumique ( $\rho$ ) est le rapport :

$$\rho = \frac{\text{Masse}}{\text{Volume}} = \frac{M}{V_{ol}} [Kg / m^3] \tag{1.1}$$

Pour les liquides, le volume est pratiquement insensible aux variations de pression et, dans la majorité des cas, il augmente faiblement quand la température augmente, l'eau faisant exception à cette règle en dessous de 4°C.

$$\rho_{eau} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

**3.3.2. Poids spécifique**

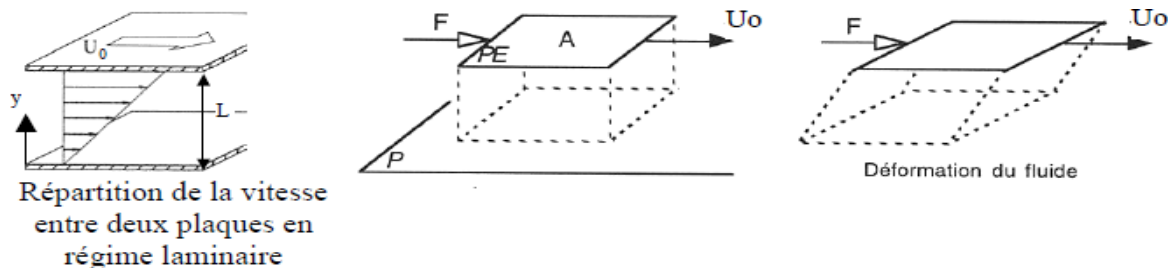
Il représente la force de gravité agissant sur la masse par unité de volume

$$\nu = g \cdot \rho [N/m^3][Kg/m^3] \tag{1.2}$$

$$\nu_{eau} = 10^4 [N/m^3][Kg/m^3]$$

**3.3.3. Viscosité**

La viscosité d'un fluide en mouvement est la propriété qui exprime sa résistance à une force tangentielle. Considérons un fluide placé entre deux plaques planes, parallèles, distantes de L et horizontales. L'une est fixe et l'autre est en mouvement uniforme de vitesse  $U_0$ . Pour générer une vitesse de la plaque supérieure (surface A), il faut exercer une force F.



**Figure 1.14 :** des forces de frottements visqueux.

Cette force est la résultante des forces de frottements visqueux.

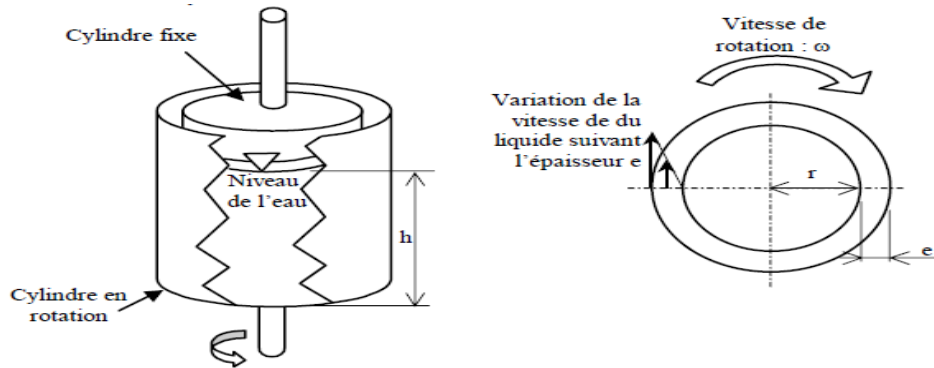
L'expérimentation permet de déduire une proportionnalité entre le rapport de la force F et la surface A avec le rapport entre la vitesse  $U_0$  et la longueur L telle que :

$$\frac{F}{A} = \mu \frac{U_0}{L} = \mu \frac{\partial U}{\partial y} \tag{1.3}$$

$\mu [N.s / m^2]$  est appelé viscosité dynamique ou absolue.

**\* Le viscosimètre :**

On considère deux cylindres coaxiaux séparés par un intervalle  $e$  dont l'espace entre eux est rempli par un liquide. On fait tourner le cylindre extérieur à vitesse constante ( $\omega$ ) et on maintient fixe le cylindre intérieur.



**Figure 1.15 :** La variation de la vitesse de liquide entre deux cylindres Coaxiaux séparés

Le fluide en contact avec le cylindre extérieur va y adhérer et par conséquent va être animé de la vitesse  $V$  du cylindre extérieur. Le fluide en contact avec le cylindre fixe aura une vitesse nulle. La viscosité fait naître une force de frottement que l'on mesure par le couple  $M$ .

Les expériences ont montré que :

- si  $e$  est faible par rapport au rayon intérieur  $r$ , la courbe représentative de la variation de la vitesse entre  $r$  et  $r+e$  est une droite,
- le couple ( $M$ ) varie proportionnellement à la vitesse et on a :

$$M = \mu \frac{(2.\pi.r.h).r}{e} \tag{1.4}$$

On définit un deuxième coefficient de viscosité, le coefficient de viscosité cinématique :

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} [m^2 / s] \tag{1.5}$$

$\mu_{\text{eau à } 20^\circ\text{C}} = 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$ $\nu_{\text{eau à } 20^\circ\text{C}} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$\mu_{\text{mercure}} = 1,554.10^{-3} \text{ N.s/m}^2$ $\nu_{\text{mercure}} = 0,1147.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	$\mu_{\text{air}} = 18,5.10^{-6} \text{ N.s/m}^2$ $\nu_{\text{air}} = 15,6.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
---	--	---

On appelle fluide parfait un fluide dont la viscosité serait nulle (fluide inexistant dans la nature). La viscosité existe dès qu'il y a mouvement relatif entre particules, que ce soit en régime laminaire ou turbulent.

### **3.3.4. Pression de vapeur saturante**

L'ébullition est un phénomène de changement d'état, dans lequel le liquide passe à l'état de vapeur. Tous les liquides ont tendance à s'évaporer ; la phase liquide se transforme en phase gazeuse. Au cours de cette transformation, les molécules de vapeur exercent une pression appelée pression de vapeur saturante. Dans le cas de l'eau, la pression de vapeur ( $p_s$ ) croît avec une augmentation de la température (T).

La pression de vapeur saturante pour l'eau est donnée par la relation empirique suivante :

$$\log_{10}(p_s) = 22.432 - \frac{2795}{T + 273.15} - 3.868 \log_{10}(T + 273.15) \quad (1.6)$$

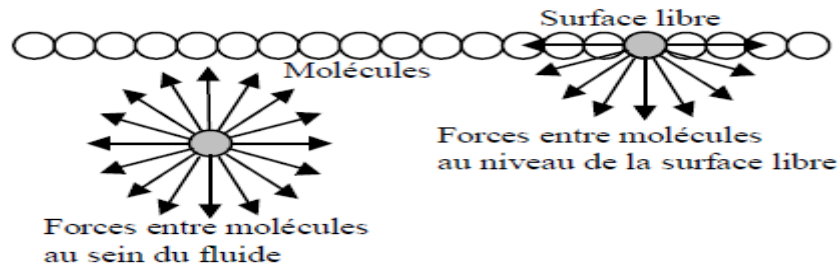
Avec  $p_s$  en Pa et T en °Celsius

Si, à température constante, on abaisse la pression à la surface d'un liquide, ce dernier se met à bouillir lorsqu'on atteint la pression de vapeur saturante correspondant à cette température. Dans l'écoulement des liquides, il peut arriver que la pression en certains points devienne inférieure à la pression de vapeur saturante. Le liquide entre alors localement en ébullition et des bulles de vapeur apparaissent au sein même de l'écoulement. Ce phénomène, appelé cavitation, est le plus souvent nuisible pour les installations où il se produit (canalisation, pompes, turbine...). Les variations de volume lors du changement d'état sont telles qu'il se produit au sein du fluide de véritables explosions de bulles au moment de la vaporisation et de violentes implosions, lors de la condensation.

### **3.3.5. Tension superficielle**

Une molécule liquide au repos est soumise aux forces d'attractions que les molécules voisines exercent sur elle. Une molécule à la surface libre d'un liquide ou à la surface de séparation de deux liquides non miscibles n'est plus soumise à l'action de forces symétriques, puisqu'elle n'est plus entourée symétriquement par d'autres molécules de même nature. Ainsi la résultante des forces moléculaires n'est plus nulle. La surface de séparation se comporte comme une membrane tendue.

La force d'attraction tangentielle à la surface nécessaire pour arracher des particules agissant le long d'un segment de longueur unitaire est appelée tension superficielle.



**Figure 1.16 :** La tension superficielle

Les effets de tension superficielle ne sont pas importants dans les écoulements en eau potable ou en assainissement et ne sont donc pas pris en compte.

Tension de surface : Air – eau à 20°C : 0,0724 N/m.

### **3.4. Caractérisation des forces dans un écoulement**

#### **3.4.1. Les forces**

Les forces qui agissent sur un volume fini de fluide sont de deux types :

- Les forces de volume,
- Les forces de surface.

##### **3.4.1.1. Les forces de volume**

Elles se composent des forces suivantes :

- Les forces de pesanteur provenant de la gravité.
- Les forces d'accélération pure :

Elles proviennent de la variation de la vitesse (V) de la masse d'un fluide (M) dans le temps, accélération pure.

$$F_{\text{Accélération pure}} = M \frac{\partial V}{\partial t} \quad (1.7)$$

Deux réservoirs posés à la même hauteur, dont l'un est vide et l'autre plein, reliés par une conduite de diamètre constant, horizontal et muni d'une vanne. A l'ouverture de la vanne, il se produit un écoulement.

La variation de la vitesse dans le temps ( $\partial V/\partial t$ ) crée au sein de l'écoulement une force d'accélération pure.

- Les forces d'accélération convective :

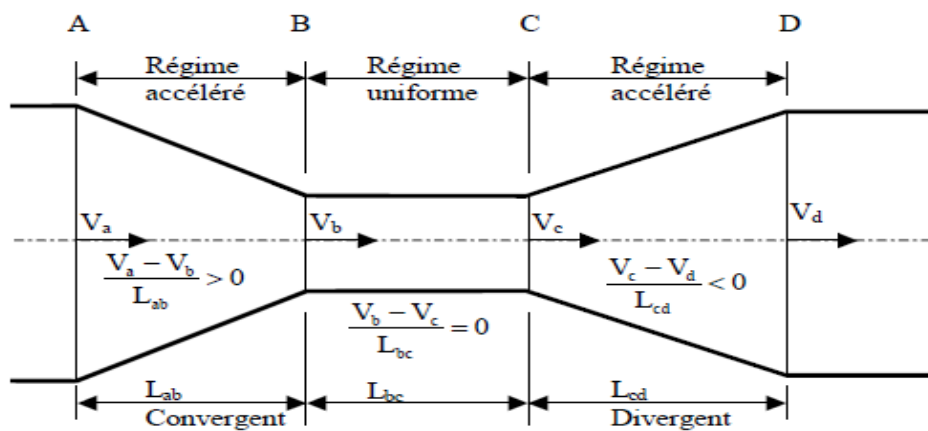


Elles proviennent de la variation de la vitesse ( $V_x, V_y, V_z$ ) dans l'espace (repère  $[x, y, z]$ ).

$$F_{\text{Accélération convective}} = M \left( \frac{\partial V}{\partial x} \cdot V_x + \frac{\partial V}{\partial y} \cdot V_y + \frac{\partial V}{\partial z} \cdot V_z \right) \quad (1.8)$$

Prenons une conduite dont l'écoulement ne varie pas dans le temps ( $\partial V / \partial t = 0$ ). L'écoulement étant permanent, le débit est identique en tout point de la canalisation. Or, si la surface A est supérieure à la surface B, alors la vitesse en B ( $V_b$ ) est supérieure à la vitesse en A ( $V_a$ ).

Cette variation de vitesse va engendrer une accélération qui va générer une force d'accélération convective.



**Figure 1.17 : Les forces de volume**

### 3.4.1.2. Les forces de surface

Elles se composent des forces suivantes :

- Les forces de pression :

La pression ( $p$ ) est le rapport entre une force  $F$  agissant perpendiculairement à la surface ( $A$ ) d'un fluide :

$$p = \frac{F}{A} \quad (1.9)$$

- Les forces de frottement de viscosité :

Nous avons vu précédemment qu'un fluide, dont les particules sont en mouvement relatif, génèrent des forces de frottement dues à la viscosité. La force de frottement s'écrit :

$$F = \mu A \frac{\partial U}{\partial y} \quad (1.10)$$

- Les forces générées par la turbulence :

La turbulence joue un rôle majeur dans l'écoulement des fluides. La turbulence a tendance à «freiner» l'écoulement. Une façon de les représenter mathématiquement consiste à les assimiler à des forces de frottement, ce qui est faux compte tenu de la nature même de la turbulence.

### **3.4.2. Importance des différentes forces**

En général, l'hydraulicien doit s'occuper de l'effet de la force dominante. Dans la plupart des problèmes d'écoulement des fluides, la pesanteur, la viscosité et l'élasticité sont prépondérantes, mais pas toujours simultanément.

L'importance relative des différentes forces agissant sur un liquide est calculée par des nombres adimensionnels représentant les rapports entre ces forces. L'analyse dimensionnelle permet de simplifier ces rapports. Les différentes dimensions utilisées sont : L : longueur, T : temps,  $\rho$  : masse volumique.

#### **3.4.2.1. Le Nombre d'Euler**

Le nombre d'Euler est le rapport entre les forces d'inertie (Ma) et les forces de pression (pA).

$$\frac{Ma}{pA} = \frac{(\rho L^3)(L/T^2)}{\rho L^2} = \rho \frac{V^2}{p} \quad (1.11)$$

Ce rapport est utilisé lorsqu'on calcule les forces (statiques et dynamiques) de l'eau sur une paroi ou un ouvrage.

**3.4.2.2. Le Nombre de Reynolds**

Le Nombre de Reynolds (Re) est le rapport entre les forces d'inertie (Ma) et les forces de viscosité ( $\tau A$ ).

$$\text{Re} = \frac{Ma}{\tau A} = \frac{(\rho L^3)(L/T^2)}{\mu \left(\frac{L}{T}\right) L^2} = \rho \frac{VL}{\mu} \quad (1.12)$$

Ce rapport permet de distinguer le régime laminaire et turbulent.

Pour un écoulement dans une conduite circulaire :

- **Si**  $\text{Re} > 2500$  **alors** turbulent
- **Si**  $\text{Re} < 2000$  **alors** laminaire

Pour un écoulement entre deux plaques parallèles :

- **Si**  $\text{Re} < 500$  **alors** laminaire
- **Sinon** turbulent

Pour un écoulement autour d'une sphère :

- **Si**  $\text{Re} < 1$  **alors** laminaire
- **Sinon** turbulent

**3.4.2.3. Le Nombre de Froude**

Le nombre de Froude est le rapport entre les forces d'inertie (Ma) et les forces de pesanteur (Mg).

$$\frac{Ma}{Mg} = \frac{(\rho L^3)(L/T^2)}{(\rho L^3)g} = \frac{\rho L^2 V^2}{(\rho L^3)g} = \frac{V^2}{Lg} \quad (1.13)$$

**3.4.2.4. Le Nombre de Cauchy**

Le nombre de Cauchy est le rapport entre les forces d'inertie (Ma) et les forces d'élasticité (EA).

$$\frac{Ma}{EA} = \frac{(\rho L^3)(L/T^2)}{EL^2} = \frac{\rho V^2}{E} \quad (1.14)$$

**3.4.2.5. Le Nombre de Weber**

Le nombre de Weber est le rapport entre les forces d'inertie (Ma) et les forces de tension superficielle ( $\sigma L$ ).

$$\frac{Ma}{\sigma L} = \frac{(\rho L^3)(L/T^2)}{\sigma L} = \frac{\rho L V^2}{\sigma} \quad (1.15)$$

**3.5. Les équations de base**

La détermination des caractéristiques d'un écoulement consiste à rechercher la pression et la vitesse en tous points. Pour cela, il faut écrire des équations d'équilibre (ou de conservation) entre les différentes forces agissant sur le fluide.

Ces équations d'équilibre sont :

- l'équation de continuité ou équation de conservation de la masse (m) du fluide.

$$\frac{\partial m}{\partial t} = 0 \quad (1.16)$$

- l'équation de la quantité de mouvement qui traduit l'équilibre entre la somme des forces extérieures (F) qui exercent une influence sur le fluide et le taux de variation de la quantité de mouvement du fluide de masse m.

$$\frac{d(m.v)}{dt} = \sum F \quad (1.17)$$

**4. L'hydraulique en charge**

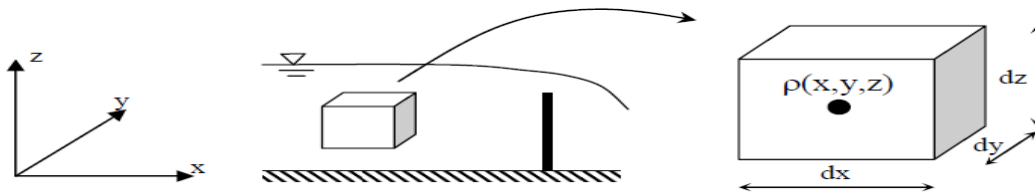
La dynamique des fluides consiste à étudier le mouvement des particules fluides soumises à un système de forces. Bien souvent, on commence par l'étude des fluides fictifs dit « fluides parfaits ». Ils ont la particularité de ne pas avoir de viscosité et de ne pas développer de la turbulence. Ils permettent d'établir l'équation de Bernoulli facilement.

Les fluides réels engendrent des forces de frottement dues à la turbulence et à la viscosité.

La présence de ces forces induit une perte de charge (énergie) qui est une transformation irréversible de l'énergie mécanique en énergie thermique.

**4.1. L'équation de continuité**

Cette équation exprime le principe de conservation de la masse : la variation de masse de fluide d'un élément de volume  $dv$  pendant un temps  $dt$  est égale à la masse de fluide entrante dans ce volume déduite de la masse de fluide sortante.



**Figure 1.18 : Un élément de masse de fluide**

- **Variation de masse entre t et t+dt**

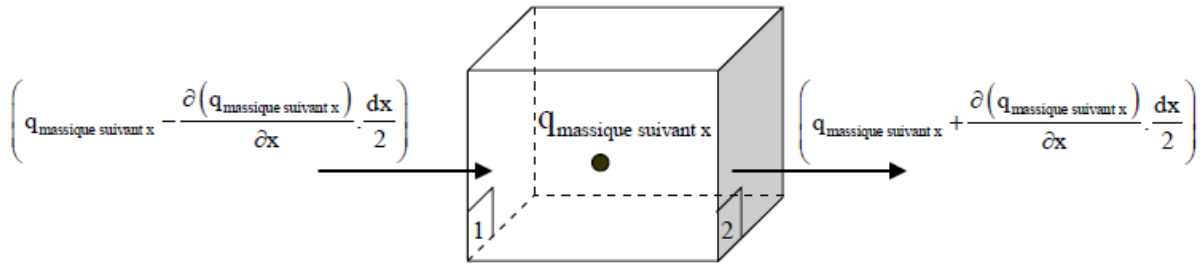
La masse de fluide contenue dans le volume  $dv=dx.dy.dz$  est égale au temps  $t$  à :  $\rho .dx.dy.dz$

Après un temps  $dt$  dans ce même volume, la masse est égale à :  $\left( \rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} \right) dx.dy.dz$

On constate donc une variation de masse de :  $\frac{\partial \rho}{\partial t} dx.dy.dz$

- **Variation de masse de fluide pendant la durée dt entre ce qui entre et ce qui sort :**

On définit le débit massique par :  $q_{\text{massique suivant } x} = \rho .q_{\text{volumique suivant } x} = \rho .u.dy.dz$



**Figure 1.19 :** La variation de masse de fluide entre deux faces pendant le temps

La masse de fluide entrante par la face 1 (suivant x) pendant le temps dt est :

$$\left( q_{\text{massique suivant } x} - \frac{\partial(q_{\text{massique suivant } x})}{\partial x} \cdot \frac{dx}{2} \right) \cdot dt = \left( \rho u \cdot dydz - \frac{\partial(\rho u \cdot dydz)}{\partial x} \cdot \frac{dx}{2} \right) \cdot dt \quad (1.18)$$

La masse de fluide sortante par la face 2 (suivant x) pendant le temps dt est :

$$\left( q_{\text{massique suivant } x} + \frac{\partial(q_{\text{massique suivant } x})}{\partial x} \cdot \frac{dx}{2} \right) \cdot dt = \left( \rho u \cdot dydz + \frac{\partial(\rho u \cdot dydz)}{\partial x} \cdot \frac{dx}{2} \right) \cdot dt \quad (1.19)$$

La différence de masse entre ce qui entre et ce qui sort dans le volume dv est donc suivant

$$x : -\frac{\partial \rho u}{\partial x} dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt$$

On a de même suivant y et z avec  $V = \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} : -\frac{\partial \rho v}{\partial y} dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt ; -\frac{\partial \rho w}{\partial z} dx \cdot dy \cdot dz \cdot dt$

En écrivant que la variation de masse de fluide d'un élément de volume dv pendant un temps dt est égale à la masse de fluide entrante dans ce volume moins la masse de fluide sortante, on a :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = -\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} - \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} - \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \quad (1.20)$$

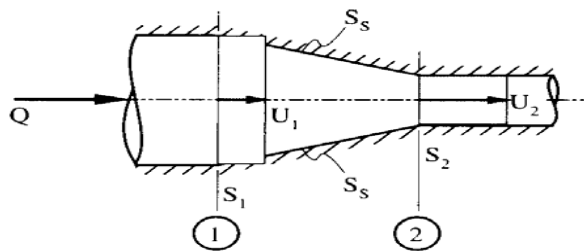
$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho V) = 0 \quad (1.21)$$

C'est l'équation de continuité d'un fluide conservatif.

• **Cas des fluides incompressibles :**

Si le fluide est en mouvement permanent  $\left(\frac{\partial}{\partial t} = 0\right)$  la masse volume  $\rho$  est indépendante du temps et si le fluide est incompressible,  $\rho$  est indépendant de  $x$ ,  $y$  et  $z$ , l'équation de continuité se réduit à :  $\text{div}(\mathbf{V}) = 0$

L'interprétation physique de cette équation est la suivante : les débits  $Q$  entrant et sortant à travers un volume quelconque et rempli du fluide doivent être égaux.



$$U_1.S_1 = U_2.S_2$$

**Figure 1.20 :** Exemple de conduite à section variable

**4.2. Evaluation des pertes de charge**

L'écoulement d'un fluide réel dans une conduite représente une des applications classiques de l'hydrodynamique théorique et expérimentale. La maîtrise de ces écoulements pour le calcul du fonctionnement des réseaux d'eau potable est indispensable.

On distingue deux types de perte de charge :

- la perte de charge linéaire représentant l'énergie perdue entre les deux points,
- la perte de charge singulière qui intervient lorsque l'écoulement uniforme est localement perturbé.

4.2.1. Les pertes de charge linéaire

4.2.1.1. Profil des vitesses dans une section circulaire en charge

Dans le cas d'un écoulement permanent  $\partial/\partial t = 0$ , le profil des vitesses dans une section est dépendant de l'intensité de la vitesse et de la géométrie de l'ouvrage. En effet, nous avons vu que la turbulence apparaît quand la vitesse dépasse un seuil (expérience de Reynolds). Ceci peut être représenté par la figure suivante :

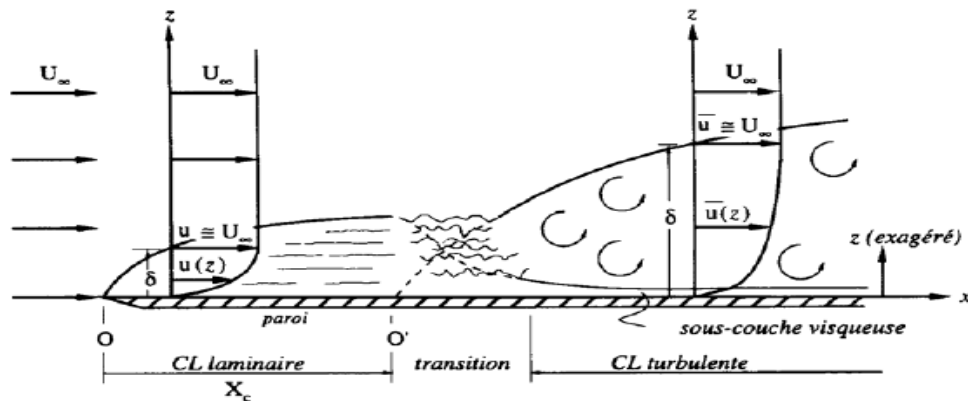


Figure 1.21 : L'apparaître de la turbulence quand la vitesse dépasse un seuil (expérience de Reynolds)

Dans la zone laminaire seules les forces de frottement interviennent. Dans la zone turbulente les forces de turbulence deviennent prépondérantes et une sous-couche visqueuse très mince apparaît.

Dans le cas des conduites en charge où l'écoulement est laminaire, seules les forces de viscosité interviennent ; le profil des vitesses est parabolique et est donné par la figure suivante :

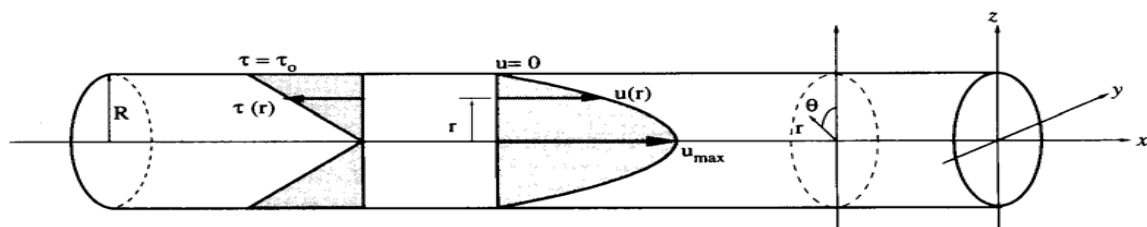


Figure 1.22 : Profil des vitesses parabolique

Dans le cas où l'écoulement est turbulent, le profil des vitesses tend à être uniformisé et est du type logarithmique.



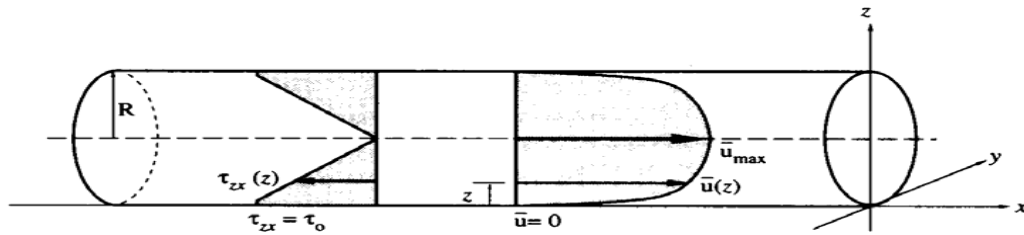


Figure 1.23 : profil des vitesses du type logarithmique

On constate une zone centrale de pleine turbulence où le gradient de vitesse est très faible et le profil est aplati en son centre. La zone de la couche limite est de très faible épaisseur et proche de la paroi. Le gradient de vitesse est très important et les forces de viscosité sont donc très importantes dans cette couche. Une approche mathématique exacte n'est pas possible dans ce type d'écoulement complexe. Les relations qui seront construites sont toutes d'origines empiriques.

Deux types d'écoulements turbulents dans les conduites réelles (présentant des aspérités) existent :

- conduite hydraulique lisse : l'écoulement est séparé de la paroi par un film laminaire,
- conduite hydraulique rugueuse : la sous-couche laminaire disparaît et la turbulence arrive jusqu'à la paroi.

Décrivons le profil de l'écoulement le long d'un diamètre de conduite hydraulique lisse.

On distingue habituellement deux régions : une région centrale dite externe qui correspond à plus de 90% de l'écoulement et une région voisine de la paroi dite interne.

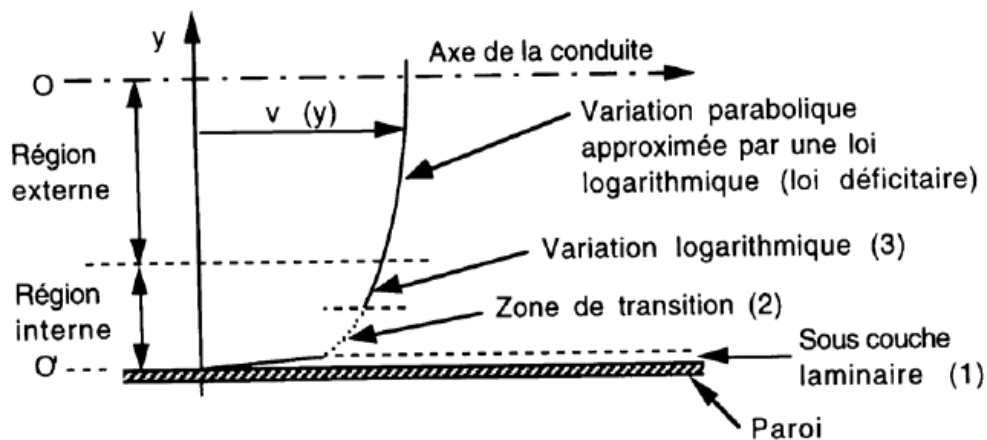
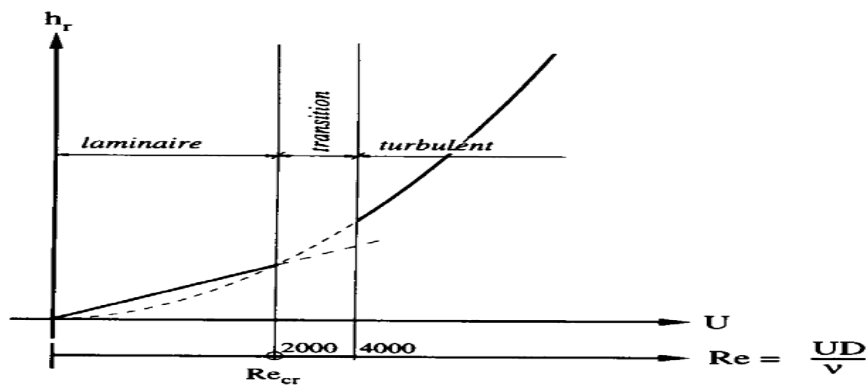


Figure 1.24 : le profil de l'écoulement le long d'un diamètre de conduite hydraulique lisse

Dans la région centrale, très aplatie, la vitesse est indépendante des aspérités de la paroi et dépend peu de la viscosité. L'écoulement est formé de tourbillons importants, allongés, contenant des tourbillons plus petits. L'intensité de la turbulence est à peu près constante dans ce domaine.

Dans la zone interne, voisine de la paroi, la vitesse passe d'une valeur élevée à zéro sur une distance relativement faible. Le fort gradient de vitesse qui en résulte impose au fluide des contraintes de cisaillement élevées et donc d'intenses frottements visqueux. On comprend donc que la dissipation d'énergie qui entraîne une partie de la perte de charge ait lieu principalement dans cette zone. En revanche, l'intensité élevée de la turbulence se traduit par un accroissement important des transferts de quantité de mouvement entre particules de fluide, dans toutes les directions. Ces particules étant porteuses de chaleur, il en résulte des propriétés utilisables pour les transferts thermiques.



**Figure 1.25 :** cas des conduites circulaires

La turbulence est mesurée par le nombre de Reynolds. Dans le cas des conduites circulaires le domaine laminaire et turbulent est différencié par une valeur de Reynolds de La variation du débit ou de la vitesse dans un tuyau de diamètre constant provoque une perte de charge  $h_f$ . Cette dernière varie en fonction de la vitesse à peu près linéairement quand l'écoulement reste laminaire et quadratiquement quand l'écoulement est turbulent.

Entre les deux types d'écoulement il y a une zone de transition, c'est-à-dire une zone d'incertitude où il faut faire preuve de beaucoup de réserve.

**4.2.1.2. Expression de la perte de charge linéaire**

Compte tenu des difficultés pour résoudre l'équation de Navier-Stokes, la perte de charge sera traduite par une équation empirique du type :

$$\Delta H = \lambda \frac{L U^2}{D 2g} \quad (1.22)$$

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \lambda \frac{U^2}{2gD} \quad (1.23)$$

$\lambda$  : est sans dimension et est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité de la paroi (parfois appelé  $f$ ).

**4.2.1.2.1. En régime laminaire  $Re < 2000$** 

En régime laminaire, seules les forces de viscosité interviennent. La vitesse est très faible et l'état de surface de la paroi n'intervient pas dans le calcul du coefficient  $\lambda$ .

On détermine ainsi :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (1.24)$$

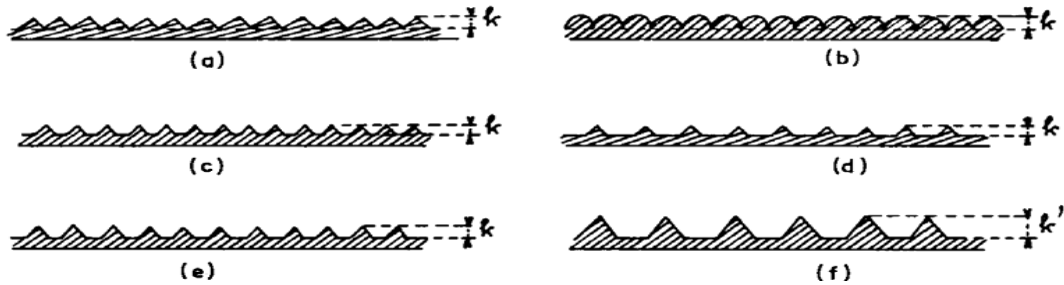
Pour une conduite circulaire, on a :

$$J = \frac{32 \nu U}{g D^2} \quad (1.25)$$

**4.2.1.2.2. En régime turbulent  $Re > 4000$** 

Une surface rugueuse implique un état de surface tel que ses irrégularités ont une action directe sur les forces de frottement, c'est-à-dire qu'au delà d'un certain degré de rugosité la configuration géométrique de la surface exerce une influence bien déterminée sur l'écoulement. Dans le cas des écoulements en charge appliqués au domaine de l'ingénieur, la rugosité va jouer un rôle très important.

Une surface rugueuse peut être considérée comme étant constituée par une série de protubérances élémentaires. Elles sont caractérisées par une certaine hauteur  $k$  (désignée parfois par  $\varepsilon$ ).

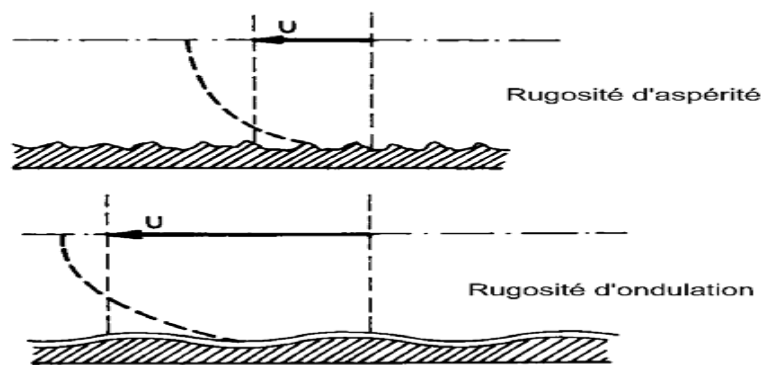


**Figure 1.26 :** La surface rugueuse (rugosité relative)

Cette rugosité peut être mesurée par rapport au diamètre de la conduite. On parle alors de rugosité relative :

$$\frac{k}{D} = \frac{\varepsilon}{D} \tag{1.26}$$

Si la rugosité est ondulée le film laminaire pourra, dans une certaine mesure, se modeler sur les ondulations. Si au contraire elle présente des arêtes vives, le film sera aisément écorché puis déchiré par les aspérités, l'influence de la viscosité dans la couche limite sera diminuée et la turbulence fortement augmentée. Ceci se traduit par une vitesse moyenne réduite.



**Figure 1.27 :** surface rugueuse (rugosité ondulé)

Les surfaces auxquelles on a affaire dans la pratique (béton, acier, fonte) ne présentent pas des caractéristiques de rugosité uniforme. En effet, les protubérances de la surface sont inégales et irrégulièrement distribuées. Elles proviennent du rivetage, des recouvrements, des joints, des défauts sur la paroi, de corrosion, d'incrustations, etc.

On définit ainsi deux types de rugosité : lisse et rugueuse. La différence entre les deux dépend du nombre de Reynolds.

Le calcul de la perte de charge linéaire va donc prendre en compte le nombre de Reynolds et la rugosité de la conduite. Le choix se fait en fonction de la turbulence c'est-à-dire de la valeur du nombre de Reynolds.

***Régime turbulent en tuyau lisse :***

$4000 < Re$  et  $\frac{\varepsilon \cdot Re \cdot \sqrt{\lambda}}{D} \leq 12$  : Dans cette zone, la turbulence est encore modérée.

L'épaisseur de la sous-couche limite est suffisante pour englober toutes les aspérités de la conduite qui se comporte dès lors comme un tuyau lisse.

Deux expressions empiriques sont souvent utilisées:

Formule de Blasius :

$$\lambda = (100 Re)^{-0.25} \quad (1.27)$$

Formule implicite de Von Karman :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \cdot \log_{10} \left( \frac{Re \sqrt{\lambda}}{2.51} \right) \quad (1.28)$$

***Régime turbulent en tuyau rugueux :***

$\frac{\varepsilon \cdot Re \cdot \sqrt{\lambda}}{D} \geq 200$  : La turbulence devient très importante et  $\lambda$  ne dépend plus que de  $\frac{k}{D} = \frac{\varepsilon}{D}$

Formule de Nikuradse :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.71D} \right) \quad (1.29)$$

***Régime turbulent en tuyau lisse, rugueux et en zone de transition :***

Tous les résultats de ces travaux sont résumés dans la formule de Colebrook qui s'est fortement inspiré des résultats de Von Karman et de Nikuradse.

Formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log_{10} \left( \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3.7D} \right) \text{ pour } 10^8 > Re > 4000 \quad (1.30)$$

### 4.2.2. Les pertes de charge singulière

La perte de charge singulière, localisée dans une section de la conduite, est provoquée par un changement de direction et d'intensité de la vitesse.

L'écoulement uniforme est perturbé et devient localement un écoulement non uniforme.

La turbulence joue un rôle considérable, alors que les forces de viscosité sont négligeables. La perte de charge n'a donc lieu qu'en régime turbulent.

Une telle non-uniformité de la vitesse peut être provoquée par :

- un branchement de section de la conduite,
- un changement de direction (coude),
- un branchement ou raccordement,
- un dispositif de mesure et contrôle de débit, etc.

Comme pour les pertes de charge linéaires, les pertes de charge singulières se traduisent par la relation :

$$\Delta H = K \frac{V^2}{2g} \quad (1.31)$$

K : est fonction des caractéristiques géométriques et du nombre de Reynolds.

**5. Références bibliographiques**

1. Lal B.B. et Dikchit K.N., A 2000-year-old feat of hydraulic engineering in India, Archaeology, pp. 49-53, 1980.
2. 'Encyclopedia Britanica', vol. 19, 15<sup>ème</sup> édition, pp. 648, 1979.
3. Rouse H. et Ince S., History of hydraulics, Dover pub., New York, 1957.
4. Pierluigi M., A review of the history of the aqueducts of Rome, J. am Water Works Assoc., pp. 560-567, 1976.
5. LaNier J.M., Historical developments of municipal water systems in the United States 1776-1976, J. of the Am. Water Works Assoc., pp.173-180 (1976).
6. Lahiouel Yasmina, Modélisation de l'écoulement et développement d'un programme général de calcul et de conception de réseaux de distribution en eau potable, Dr en mécanique des fluides, Université Badji Mokhtar –Annaba, 2006.
7. José VAZQUEZ, Hydraulique générale, Laboratoire Systèmes Hydrauliques Urbains, ENGEES, école nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg ;

# **CHAPITRE II**

## **LES RESEAUX DE DISTRIBUTION**



## 1. Introduction

Un travail de filet de distribution de l'eau comporte les équipements du point de décharge d'installations de traitement à différents raccordements de maison. Les équipements principaux influençant la conception hydraulique sont des conduites, des stations de pompage, des réservoirs et des dispositifs de régulation de pression et valves.

Les deux types de réseaux qui existent sont les réseaux ramifiés et les réseaux maillés. Les relations et les contraintes hydrauliques de base sont semblables pour les deux types. La différence principale est une contrainte additionnelle pour les réseaux maillés, qui indique que la somme de pertes principales dans une maille doit être égale à zéro, en conséquence, des formulations modèles de base et les principes sont égaux pour les deux types de réseau. L'approche qui traite les réseaux maillés est simplement une prolongation de l'approche pour les réseaux ramifiés.

## 2. La distribution d'eau potable

### 2.1 Le matériau qui protège la qualité d'eau



**Figure 2.1 :** Le béton, le matériau qui protège la qualité d'eau

Le béton est présent sur l'ensemble du parcours de l'eau :

- pour la collecte (tuyau d'assainissement, structures réservoirs)
- pour le stockage
- pour le traitement et l'épuration.

La stabilité de la structure minérale du béton en fait un matériau sûr et sain, particulièrement adapté au transport de l'eau potable.

Les bétons répondent aux normes les plus sévères en matière de santé en particulier pour les équipements en contact avec l'eau potable. Leurs tenues dans le temps en font des matériaux incontournables pour accompagner durablement le cycle de l'eau.

Ses performances mécaniques et sa résistance aux diverses agressions chimiques en font par exemple, le matériau irremplaçable pour les canalisations. [1]

## **2.2. Ouvrage d'adduction**

Un ouvrage d'adduction véhicule de l'eau brute ou traitée.

Les ouvrages d'adduction servent à amener l'eau brute depuis des sites plus ou moins éloignés où elle est généralement plus abondante et moins polluée, vers les zones d'utilisation. Ils peuvent être, à ciel ouvert (canaux, aqueducs) ou en conduites fermées, en maçonnerie ou constitués d'éléments préfabriqués (fonte, béton, etc.).

Ce sont généralement les installations de traitement ou de stockage qui définissent la limite aval de ces ouvrages. En leur absence cette limite peut être définie par un organe de comptage ou à défaut par une vanne de sectionnement. Lorsqu'il y a un captage (et absence de traitement), celui-ci peut être considéré comme un ouvrage de production. Dans ce cas, seuls les ouvrages en amont seront considérés comme des ouvrages d'adduction. Ces ouvrages d'adduction ne font pas partie du réseau de distribution. Leur fonctionnement (pression, vulnérabilité aux pollutions) de même que leur nature ne permet pas de les assimiler aux autres conduites. On les désigne parfois par le nom d'aqueducs [2].

## **2.3. Conduite de transfert ou feeder**

Une conduite de transfert véhicule de l'eau potable sous branchement particulier d'un ouvrage ou d'un secteur à un autre. On le désigne aussi sous le nom de feeder.

La conduite de transfert se distingue des ouvrages d'adduction parce qu'elle véhicule de l'eau potable, presque toujours sous pression. Les ouvrages de traitement ou de stockage constituent sa limite amont ; mais elle peut aussi prendre son origine dans un secteur.

Son rôle étant essentiellement de transporter de l'eau potable, normalement elle ne comporte pas de branchement de distribution à l'exception parfois de l'alimentation de quelques abonnés isolés situés en dehors des zones urbanisées, car elle est elle-même très souvent implantée en dehors de ces zones.

Par contre, elle peut comporter une ou plusieurs dérives permettant d'alimenter d'autres ouvrages ou secteurs. La limite aval de cette conduite et de ses dérives est constituée par un ouvrage ou un organe de comptage lorsqu'il s'agit d'un secteur de distribution.

Pourquoi l'avoir distinguée de la conduite de distribution ? Par destination elle en diffère et l'on pourrait être tenté de l'exclure des réseaux pour calculer le rendement de ceux-ci ; mais comme elle est de même nature et transporte le même produit (qualité, pression) qu'une canalisation de distribution, elle fait partie intégrante du réseau ; la désigner sous un nom spécifique évite de l'exclure tout en permettant d'affiner l'étude de rendement du réseau. [2]

#### **2.4. Conduite de distribution**

Une conduite de distribution véhicule de l'eau potable et comporte des branchements. La conduite de distribution alimente les zones à desservir. Implantée majoritairement dans les zones construites c'est sur cette conduite que sont effectués les branchements d'abonnés. Le diamètre n'intervient pas dans la classification.

Son origine est définie par le réservoir de distribution, par l'organe de comptage ou de fermeture situé sur la dérivation de la conduite de transfert ou sur l'ouvrage de mise en pression en cas de refoulement distribution [2].

#### **2.5. Conduite de branchement**

La conduite de branchement véhicule de l'eau potable pour alimenter un abonné individuel ou collectif à partir d'une conduite de distribution.

Cette conduite établit la liaison entre la conduite de distribution et les installations de l'utilisateur. Le plus souvent, à un utilisateur correspond une conduite de branchement. C'est le cas pour les abonnés domestiques individuels et de la plupart des immeubles collectifs (qui sont donc desservis par un branchement unique avec un compteur de première prise (collectif ou général).

Son origine est la prise sur la conduite de distribution, son extrémité est le raccord avec le point de livraison [2].

**2.6. Point de livraison**

Le point de livraison est l'emplacement où est délivrée l'eau potable à l'abonné. Plus précisément le point de livraison est situé au raccord aval du compteur. Cependant cette notion désigne en même temps l'ensemble des appareils qui y sont regroupés et qui comprennent au moins un robinet avant compteur et un compteur, et éventuellement, un clapet de non retour, un robinet après compteur, un té de purge, un réducteur de pression.

S'il n'y a pas de compteur (cas de certains usages publics) le point de livraison est au raccord (ou à la bride) aval de l'organe de fermeture, vanne ou robinet, situé en extrémité aval de la conduite de branchement.

Il ne peut exister de point de livraison sans conduite de branchement, par contre il peut y avoir plusieurs points de livraison pour une seule conduite de branchement. Le terme branchement, couramment utilisé, désigne l'ouvrage qui conduit l'eau potable de la conduite de distribution à l'installation propre de l'abonné. Il comprend trois parties :

- La prise sur la conduite de distribution publique constituée usuellement d'un té ou d'un collier de prise en charge et d'un robinet d'arrêt sous bouche à clé. A un embranchement correspond une prise sur la conduite et inversement.
- La conduite de branchement qui relie la prise au point de livraison. Dans certains cas, un branchement dessert plusieurs points de livraison, la conduite de branchement comprend alors plusieurs branches ; dans certains de ces cas le branchement est limité à l'organe de répartition exclu, tout en comprenant les points de livraison. Tout cela doit alors être bien spécifié dans le règlement du Service.
- Le point de livraison tel que nous venons de le définir. D'après le modèle de règlement du Service (circulaire du 14 avril 1988) le branchement comprend :
  - (a) la prise d'eau sur la conduite de distribution publique ;
  - (b) le robinet d'arrêt sous bouche à clé ;
  - (c) la canalisation de branchement située tant sous le domaine public que privé ;
  - (d) le robinet avant compteur ;
  - (e) le regard ou la niche abritant le compteur, le cas échéant ;
  - (f) le compteur ;
  - (g) le robinet de purge et le robinet après compteur.

Quand le compteur est placé chez l'abonné, le branchement comporte une partie sous domaine public et une partie privative. Un branchement peut alimenter des abonnés domestiques, des industriels, des immeubles collectifs ou municipaux, mais il peut aussi alimenter (avec ou sans compteur) des appareils de fontainerie (bouches ou poteaux d'incendie, bouches de lavage, d'arrosage...) dont la gestion est assurée indépendamment du Service des Eaux (et qui ne font pas partie des réseaux) [2].

### **2.7. Service d'eau**

Un service d'eau est un ensemble cohérent :

- d'ouvrages de prélèvement,
- d'ouvrages d'adduction,
- d'ouvrages de production et traitement,
- d'un réseau de distribution.

### **2.8. Secteur de distribution**

Le secteur de distribution est constitué d'un ensemble de canalisations de distribution et de branchements dont le volume mis en distribution est mesuré en permanence.

Pour des raisons de commodités de gestion, de topographie ou de géographie, un réseau de distribution peut être divisé de façon permanente en zones indépendantes (bien qu'elles puissent dans certains cas se secourir mutuellement) dont chacune est alimentée en un ou plusieurs points et où l'introduction de l'eau (et la sortie vers une autre zone) est maîtrisée (comptée, régulée) de façon constante. Ce sont des zones qui sont dénommées secteurs de distribution. Les zones à étage de pression différente ne constituent pas forcément des secteurs de distribution différents.

Le secteur de distribution, qui est une notion à caractère hydraulique doit être distingué de l'unité de distribution qui se rapporte aux caractéristiques physico-chimiques de l'eau.

## **2.9. Sous-secteur de distribution**

Un sous-secteur de distribution est un sous ensemble de secteur(s) que l'on peut isoler à un instant donné. Pour des raisons conjoncturelles de diagnostic de l'état d'un réseau ou de recherche de fuites par exemple, un secteur de distribution peut être subdivisé à un instant donné en sous ensembles dont on pourra temporairement maîtriser l'alimentation pendant les opérations de mesures. Un sous secteur peut quelquefois être constitué à partir de plusieurs secteurs.

Il est aussi appelé îlot ou zone. Le terme maille utilisé parfois est à réserver au calcul hydraulique des réseaux où sa définition est différente de celle du sous-secteur [2].

## **3. Définitions concernant les réseaux**

### **3.1. L'hydraulique du réseau**

La conservation de la qualité de l'eau est facilitée par une réduction du temps de séjour dans le réseau. Dans les réseaux urbains, il y a souvent un maillage élevé, ce qui assure la sécurité quantitative, impératifs de la sécurité incendie, permet de parer aux heures de pointes et facilite les arrêts d'eau s'il y a lieu. Il accroît cependant le temps de séjour de l'eau dans le réseau. Dans les réservoirs, le temps de séjour de l'eau peut augmenter en fonction de contraintes d'exploitation, ou même résulter d'erreurs de conception pour la conception de points singuliers sur le réseau.

Le temps de séjour n'est pas une seule valeur pour le réseau, mais est représenté par une distribution statistique. Le temps de séjour moyen dans le réseau peut être de l'ordre de quelques jours mais certains volumes d'eau peuvent stagner plus d'une dizaine de jours dans des zones du réseau où l'écoulement est faible ou bien la demande en eau quasiment nulle (en périodes de vacances par exemple).

### **3.2. La connaissance du réseau**

Aucune gestion de la qualité sur un réseau ne peut être envisagée sans une connaissance, la plus parfaite possible, de sa structure physique et de son fonctionnement hydraulique. De façon générale, un réseau maillé, par exemple, permet d'augmenter les capacités de transfert et d'améliorer la sécurité d'approvisionnement mais la maîtrise de son fonctionnement est plus difficile et on s'expose à la création de zones d'équilibre ainsi qu'à une possible inversion des sens de circulation de l'eau (phénomène favorable à la dégradation de la qualité de l'eau).

Une bonne gestion du réseau nécessite l'élaboration et la mise à jour de plans du réseau : plans d'ensemble (échelle 1/25000 ou 1/10000ème), plans détaillés sur fonds de plans cadastraux, plans de récolement, carnets de vannage,... [3]

La réalisation de ces documents peut s'effectuer à l'aide de Systèmes d'Informations Géographiques (S.I.G.) qui apportera une aide précieuse à l'actualisation et à l'exploitation de ces plans.

A partir de ces éléments, la connaissance du fonctionnement du réseau passe obligatoirement par une modélisation hydraulique.

Un certain nombre de logiciels spécifiques est actuellement disponible sur le marché. Ces logiciels permettent grâce à des méthodes de calcul performantes et à leur facilité d'emploi d'élaborer des modèles mathématiques fiables et évolutifs.

L'approche méthodologique de la modélisation est bien connue mais nécessite une réalisation rigoureuse en particulier pour les mesures de terrain et la validation du modèle.

En plus de la modélisation purement hydraulique du réseau, on peut noter que certains logiciels proposent actuellement des modules qualité qui permettent de calculer les temps de séjour de l'eau et de simuler l'évolution de certains paramètres liés à la qualité de l'eau.

### **3.2.1. Réseau de desserte**

Ensemble des équipements publics (canalisations et ouvrages annexes) acheminant de manière gravitaire ou sous pression l'eau potable issue des unités de potabilisation jusqu'aux points de raccordement des branchements des abonnés ou des appareils publics (tels que les bornes incendie, d'arrosage, de nettoyage...) et jusqu'aux points de livraison d'eau en gros. Il est constitué de réservoirs, d'équipements hydrauliques, de conduites de transfert, de conduites de distribution mais ne comprend pas les branchements [4].

### **3.2.2. Réseau de distribution**

Le réseau de distribution est constitué du réseau de desserte défini ci-dessus et des conduites de branchements. Un réseau de distribution est un ensemble cohérent:

- de réservoirs et d'équipements hydrauliques,
- de conduites de transfert ou feeders,
- de conduites de distribution,
- de conduites de branchements,

- de points de livraison,
- de tous les appareils de robinetterie et de régulation nécessaires.

En amont du réseau de distribution, il y a les ouvrages de prélèvement, d'adduction, de traitement et de pompage qui ne font pas partie du réseau de distribution. En aval, il y a d'une part les appareils de fontainerie qui sont des abonnés d'un type particulier, d'autre part les installations propres des abonnés. La limite du réseau est située au point de livraison du branchement, ou à défaut à la bride aval de la vanne de sectionnement.

Les branchements (en domaine public ou privé) font bien partie du réseau de distribution jusqu'au point de livraison compris [4].

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés. Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes :

- consommation de pointe horaire
- consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies
- consommation journalière maximale en cas de casse d'une conduite secondaire ou principale
- situations particulières

On s'assure ainsi qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli durant la période prévue à cette fin, notamment la nuit, lorsque la consommation est minimale, etc...

En fonction de la situation urbaine et l'importance du quartier on distingue trois types de conduites :

- **les artères**, représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station de pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin. Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles puissent alimenter le



secteur et disposer si c'est possible des diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées ;

- **les conduites de service**, dont le diamètre varie entre 250-150 mm, sont alimentées par des artères et distribuent l'eau vers les branchements[5],
- **les branchements**. C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières prévisibles.

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccordements (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc.).

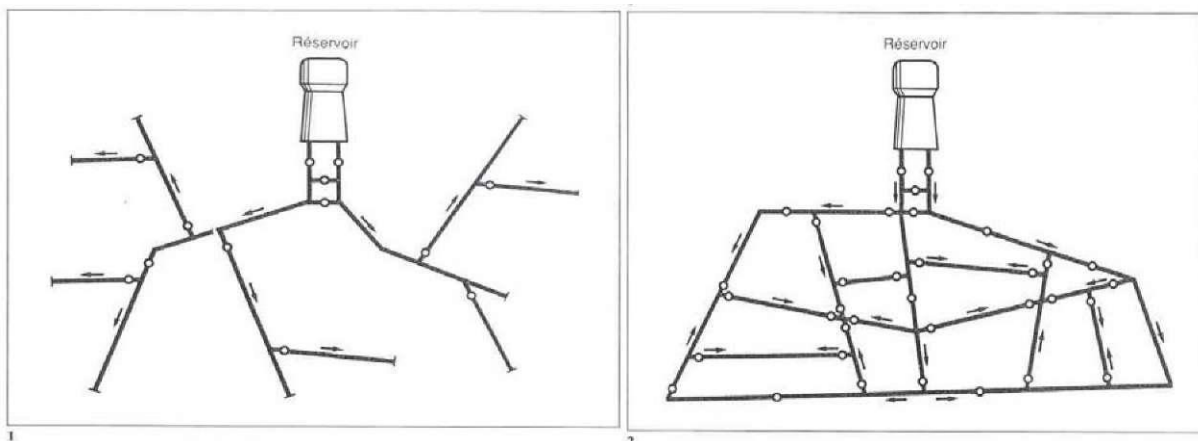
La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

### 3.2.2.1. Classement des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- les réseaux ramifiés,
- les réseaux maillés,
- les réseaux étagés,

*Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval (position 1, figure 2.2).*



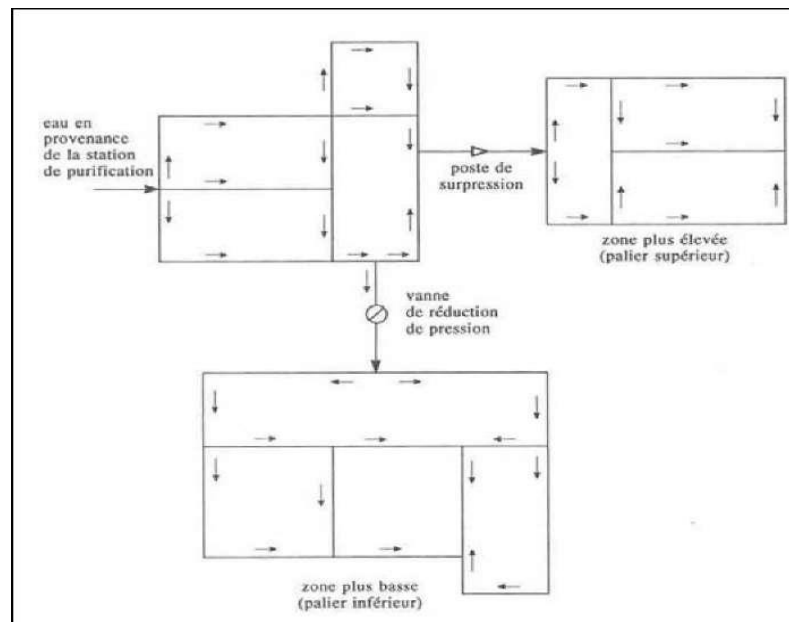
**Figure 2.2:** 1- Réseau ramifié, 2 - Réseau maillé

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour (position 2, figure 2.2), pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

Le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et un partie ramifiée : les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées.

Si la topographie du territoire desservi par un réseau de distribution accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse).

*Avec le réseau étagé (figure 2.3), il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.*



**Figure 2.3 :** Les réseaux étagés

Les réseaux à alimentations distinctes distribuent, d'une part, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et d'autre part, l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavage et arrosage des rue et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes. Pour que l'eau soit distribuée en quantité suffisante et

à une pression appropriée conformément aux exigences locales, on peut l'acheminer soit par gravité, à l'aide d'un ou plusieurs postes de surpression couplés à un ou plusieurs réservoirs soit à l'aide de postes de surpression seulement.

Dans la plupart des agglomérations, ces conduites sont posées dans le sous-sol en terre, sous le trottoir, afin d'éviter les oscillations dues à la circulation des véhicules.

La gestion des réseaux utilise de nombreuses informations sous des formes variées :

- graphiques pour l'implantation des réseaux (conduites, vannes, appareils) ;
- alphanumériques (diamètre, longueur, nom ou numéro de la rue, matériau, date d'installation...) ;
- événementielles (fuites, travaux de réparation, observations) ;
- dynamiques (état des vannes, pression, débit, vitesses, ...).

Pour être distribuée, l'eau doit transiter dans les conduites qui ne devraient pas altérer sa qualité. Malheureusement, l'expérience montre que le réseau peut être le siège de diverses réactions dont la conséquence est la dégradation, plus ou moins intense, de l'eau transportée. Pour limiter la dégradation de la qualité de l'eau dans les réseaux, on est obligé d'agir principalement sur l'évolution des phénomènes de corrosion interne et le développement des dépôts. Pour cela, il faut entretenir les conduites, c'est-à-dire les nettoyer et les réhabiliter [5].

Pour une bonne distribution, on adopte généralement le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- L'alimentation de retour
- Isoler le tronçon accidenté par une simple manœuvre de robinet

**4. Références bibliographiques**

1. WWW.Distribution d'eau potable. fiche\_ressource\_no5\_cle81e1b5.
2. Rendement des réseaux d'eau Validé par la Commission Locale de l'Eau du 2004.
3. Jean-luc CELERIER et Jean-Antoine FABY Mis à jour par Ghislain LOISEAU et Catherine JUERY, la dégradation de la qualité de l'eau potable dans les réseaux, Document Technique, FNDAE, SERIE N°12.
4. Définition de l'ASTEE. techniques sciences Méthodes n°4 bis - 90 avril 1990 : Rendement des réseaux d'eau potable – définition des termes utilisés.
5. IGOR BLÎDU, Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de CHISINAU par Analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques, Dr en science et génie de l'environnement en cotutelle avec l'université technique de Moldavie, Ecole Nationale supérieure des Mines de saint-Etienne et de l'université Jean Monnet, 2004.

# **CHAPITRE III**

## **OPTIMISATION DE LA CONCEPTION**

**1. Introduction**

Les réseaux d'eau potable sont de plus en plus souvent équipés de systèmes de télégestion des installations et des commandes. L'accroissement de ces équipements accompagne généralement une augmentation de la complexité du système de distribution.

La complexité de la gestion vient aussi de la prise en compte par les gestionnaires des réseaux de deux objectifs contradictoires : la sécurité d'approvisionnement et la minimisation des coûts de production et de transport de l'eau.

Une diminution relativement petite en coût de construction et de composant de ces réseaux, à une économie totale énorme. Ceux-ci peuvent être considérablement réduits par la conception optimale des réseaux. L'optimisation des réseaux est une tâche multidisciplinaire impliquant l'hydraulique, la qualité, et les conditions de fiabilité, et cette optimisation est également un problème combinatoire d'optimisation car les diamètres de pipe peuvent seulement être choisis parmi un ensemble discret de tailles disponibles dans le commerce. Malgré tout le progrès accompli, l'optimisation des réseaux de pipe remplissant toutes ces conditions semblent être hors de portée à l'heure actuelle.

L'optimisation de réseau de pipe considérant l'hydraulique, la fiabilité, et les conditions de disponibilité peut être réduite à deux problèmes séparés d'optimisation dans lesquels l'optimisation de disposition est suivie d'une optimisation de taille de pipe. La prétention mentionnée ci-dessus est faible en raison de l'accouplement fort entre le classement par taille de pipe et la détermination de disposition pour des réseaux.

Le problème simultané de la conception de disposition des réseaux a été adressé pour le problème beaucoup plus facile des réseaux ramifiés [1,2]. De tels systèmes, cependant, ne sont pas favorisés dans la pratique, la plupart du temps parce qu'ils manquent de la fiabilité. L'échec ou l'entretien programmé de n'importe quelle de ces pipes mènerait à une partie du réseau étant découpé à partir des nœuds de source. Le problème de l'optimisation de disposition pour les réseaux maillé de pipe a suscité même moins d'attention la plupart du temps en raison de sa complexité.

Pour aider les opérateurs dans la gestion des réseaux, de nombreux outils d'automatisation ont été conçus depuis une vingtaine d'années. Ils peuvent être regroupés en deux catégories : ceux faisant appel à des systèmes experts s'inspirant initialement des méthodes utilisées par les hydrauliciens, et ceux reposant sur des méthodes d'optimisation.

Notre objectif étant de proposer des méthodes d'optimisation pour des réseaux de taille moyenne, nous avons choisi les méthodes d'optimisation demandant peu du travail d'expertise préalable sur le réseau étudié.

## **2. La fiabilité des réseaux de conduites**

Il est bien connu que le classement par taille optimal de pipe d'un réseau de pipe sous le chargement coup par coup avec n'importe quel algorithme d'optimisation mènerait à un réseau ramifié si aucune contrainte de fiabilité n'est imposée sur le problème [3]. Aucune définition incluse de fiabilité n'existe dans la littérature. Selon Tanyomboh et Templeman [4], il y a un peu d'accord à l'approche correcte : "les difficultés présentées par considération de fiabilité sont doubles. Conceptuellement, il reste une certaine incertitude au sujet de la signification exacte du sérieux de limite dans le contexte de l'approvisionnement en eau. Au niveau pratique le plus réaliste et l'utile une mesure de candidat de fiabilité est le plus difficile et long il doit mesurer quantitativement ".

Les investigateurs ont employé de diverses définitions pour la fiabilité d'un réseau et ont présenté différentes méthodes pour son calcul. Deux lignes de définition, cependant, à savoir des définitions mathématiques et technologie-basées, semblent être largement acceptées dans la communauté. La définition mathématique de la fiabilité, ici désignée sous le nom de la fiabilité mathématique, d'un système proposé par Bazovsky [5], a été employée par beaucoup de chercheurs comme mesure de la fiabilité des réseaux de pipe. Le calcul de la fiabilité ainsi défini exige le calcul de la prétendue fiabilité mécanique [6,7] et de la disponibilité hydraulique [8,9].

La fiabilité dans son concept de technologie, ici désigné sous le nom de la fiabilité de technologie, est mesurée par le nombre de chemins indépendants du nœud de source, ou des nœuds, à chacun des nœuds de consommation. Cette définition de la fiabilité est unique et facile à calculer, la rendant appropriée pour l'usage dans moindre conception de taille de disposition et de pipe de coût des réseaux de pipe. Le danger d'employer une mesure complexe et ambiguë pour la fiabilité est que les résultats des expériences numériques seront sujets à « l'interprétation ». Il est facile de prendre des résultats ordinaires et de les interpréter comme bon, ou vice versa. De tels résultats peuvent seulement être peu concluants en ce qui concerne l'efficacité de la méthode proposée.

### **3. Problème d'optimisation**

Le problème d'optimisation est traité en deux étapes. La première consiste à optimiser la longueur totale du réseau, et de là les longueurs des conduites sont à minimiser. La deuxième consiste à optimiser le choix des diamètres. Et le but des modèles que nous construisons est d'obtenir les commandes à passer sur un réseau d'eau potable afin de minimiser les coûts de production et de transport de l'eau.

### **4. Optimisation de la longueur totale du réseau**

#### **4.1. Introduction**

Le problème d'optimisation de la longueur totale des réseaux de distribution d'eau étant un problème de connectivité. Le travail consiste à relier les nœuds de demande entre eux et aux différentes sources en essayant de minimiser la longueur totale du réseau proposé et de là minimiser le coût de conception. Dans ce cas, les débits aux jonctions (nœuds) ainsi que leurs positions sont supposés connus [10].

La recherche de la disposition maillée des systèmes a été l'objet d'un certain nombre de travaux. Walters et Lohbeck [11] ont utilisé une méthode basée sur les algorithmes génétiques, dans laquelle la disposition optimale en arbre est choisie à partir d'un graphe prédéfini. La méthode proposée est efficace, pour des raisons de stockage, sur des réseaux de petite taille. Walters et Smith [12] ont proposé un modèle pour le choix optimal de la disposition des nœuds dans un réseau avec une structure arborescente, basé sur la conception évolutive et les principes de la génétique. Rothfarb et al. [13] ont proposé une procédure heuristique pour construire des structures arborescentes à prix réduit pour les canalisations off-shore, en mer du Golfe du Mexique, du gaz. La méthodologie était basée sur deux conditions ; les meilleurs arbres ont la plus petite longueur totale des conduites et des débits dans les conduites presque égaux. Davidson et Goulter [14,15] ont développé une heuristique et un modèle expérimental pour la disposition topologique et la conception des réseaux ramifiés de distribution rurale de gaz. Morgan et Goulter [16] ont présenté une technique pour l'optimisation du coût de disposition et de conception (diamètres) des systèmes de distribution d'eau maillés. Mailler un réseau étant garanti par l'utilisation d'une contrainte de redondance. La technique suppose, cependant, une disposition initiale prédéfinie avec ses branches potentielles. Loganathan et al. [17] ont proposé une méthode d'optimisation de la conception à deux étapes pour construire un réseau de distribution d'eau.



Il apparaît de l'aperçu ci-dessus que toutes les méthodes proposées pour l'optimisation de la disposition de réseaux sont basées sur des arguments heuristiques et que les configurations maillées ont relativement, suscité peu d'attention. On peut dire que le problème de proposer la disposition topologique du réseau ne se prête pas aux techniques conventionnelles d'optimisation.

## **4.2. Techniques de base utilisées dans l'optimisation de la configuration**

### **4.2.1. Les algorithmes génétiques**

Les algorithmes génétiques [18,19,20,21,22,23] font partie de la classe des techniques de recherche aléatoire. Cette technique de recherche est basée sur des méthodes énumératives mais utilise une information additionnelle pour guider la recherche.

Les algorithmes génétiques sont des algorithmes de recherche basés sur les mécanismes de la sélection naturelle et de la génétique. Ces algorithmes combinent à la fois les principes de la survie des individus les mieux adaptés et les échanges d'information pseudo aléatoires.

A chaque génération, un nouvel ensemble d'individus est créé avec des informations provenant des individus de la génération précédente, ainsi que des parties nouvelles. Ces algorithmes ne sont pas purement aléatoires, car ils exploitent l'information acquise par les générations précédentes pour parcourir l'espace des solutions.

Un algorithme génétique simule les théories de l'évolution pour résoudre des problèmes d'optimisation. Il est composé d'un ensemble d'individus (la population) et un ensemble d'opérateurs inspirés de la biologie appliqués sur la population elle-même. Selon les théories de l'évolution, seuls les éléments de la population les mieux adaptés à leur environnement ont une chance de survivre et de produire une descendance, donc de transmettre leur hérédité biologique à la nouvelle génération.

En termes de calcul, l'algorithme génétique manipule les chaînes les plus prometteuses dans sa recherche pour une meilleure solution. Un algorithme génétique opère à travers un cycle simple d'étapes :

- Création d'une population de chaînes ;
- Evaluation de chaque chaîne ;
- Sélection des "meilleures" chaînes ;

- Manipulation génétique afin de créer la nouvelle population de chaînes.

Un algorithme génétique simple, qui donne des résultats dans bon nombres d'applications, est composé de trois opérateurs : reproduction ; croisement; mutation.

Les étapes de l'algorithme sont comme suit :

1. Prendre arbitrairement des chemins reliant le nœud source aux nœuds de demande (solution initiale).
2. Calculer la valeur du "fitness" (fonction objet), qui est la longueur du chemin.
3. Coder les chemins par les numéros des nœuds pris dans une suite séquentielle entre le nœud source et le nœud destination en se basant sur la topologie du réseau.
4. Appliquer les opérateurs génétiques :
  - (a) La mutation : L'opérateur de mutation génère un chemin alternatif au chemin existant en modifiant légèrement le parcours. La mutation est réalisée en choisissant, dans un premier temps, un nœud au hasard à partir des nœuds du chemin, appelé un nœud de mutation. Ensuite, un autre nœud est arbitrairement sélectionné parmi ses voisins, les nœuds directement liés au nœud de mutation. Enfin, en utilisant le principe du chemin le plus court, des chemins alternatifs reliant la source au nœud sélectionné et ce dernier à la destination sont générés.
  - (b) Le croisement : Le croisement échange des sous-chemins entre deux chemins. Les chemins doivent avoir la même source et la même destination. Les sites du croisement se limitent aux nœuds communs aux deux chemins. On sélectionne arbitrairement un nœud comme nœud du croisement parmi les nœuds communs et procéder à l'échange des sous-chemins.
5. Calculer la valeur du "fitness" des nouveaux chemins ;
6. Si la valeur se trouve améliorée, prendre le nouveau chemin ;
7. Revenir en 3.

Le processus étant itératif, l'arrêt se fait quand il n'y a plus d'amélioration dans la valeur du "fitness".

### **4.2.2. L'algorithme du chemin le plus court**

L'objectif de l'algorithme du chemin le plus court [24,25,26,27] est de trouver la connexion la plus petite entre une source et une destination dans un réseau, tel que le nœud source et les nœuds de demande dans un système de distribution d'eau.

L'algorithme du chemin le plus court [26] commence au nœud source et passe au nœud le plus distant à l'aide d'une procédure itérative. A chaque étape les chemins les plus courts évalués dans les étapes précédentes sont étendus à un nouveau nœud.

Le but de chaque pas d'itération est de trouver parmi tous les nœuds non connectés (les nœuds pour lesquels le chemin le plus court a été évalué sont appelés des nœuds connectés, les autres des nœuds non connectés) celui le plus proche de la source. Les étapes à chaque itération sont :

1. Enumérer tous les nœuds connectés en relation avec des nœuds non connectés ;
2. Sélectionner chaque nœud connecté de la liste des nœuds voisins non connectés le plus proche. S'il existe plusieurs nœuds avec une distance minimale égale les séparant du même nœud connecté, ils sont tous pris en considération ;
3. Calculer pour chaque nœud non connecté sélectionné la distance minimale à partir de la source en faisant la somme de la distance de connexion et la distance de la source au nœud connecté "relié" ;
4. Choisir le nœud avec la distance la plus courte à partir de la source comme étant le nouveau nœud connecté. S'il existe plusieurs nœuds avec une distance minimale égale, ils sont tous sélectionnés.

### **4.2.3. L'algorithme de l'arbre minimal**

L'objectif de l'algorithme de l'arbre minimal [24,25,26,27] est de trouver les branches (connexions) d'un réseau qui relient tous les nœuds les uns aux autres avec une longueur totale minimale. Tel est le cas d'un système de distribution d'eau en arbre où la longueur totale de la conduite est à minimiser commençant en un nœud quelconque du réseau, le nœud non connecté le plus proche est connecté à l'arbre des nœuds connectés.

L'algorithme de résolution est aussi un processus itératif. L'objectif de chaque itération est de trouver parmi tous les nœuds non connectés celui le plus proche du réseau de nœuds déjà connectés. Les pas d'itération sont comme suit :

1. Sélectionner arbitrairement un nœud de départ.
2. Connecter dans un processus itératif le nœud non connecté le plus proche. S'il existe plusieurs nœuds avec une distance minimale, choisir arbitrairement un et seulement un.

### 4.3. Formulation mathématique

Afin de résoudre le problème d'optimisation de la conception des réseaux de distribution d'eau par la minimisation de la longueur totale du réseau, il est nécessaire de le modéliser par un ensemble d'équations. La plus importante est la fonction objet. Il est supposé que la fonction coût à minimiser soit basée sur les longueurs des conduites et prend la forme suivante:

$$\text{Coût} = \sum_{i=1}^{NB} C_i \cdot L_i \quad (3.1)$$

Puisque les coûts sont des quantités fixes (immuables), une importante simplification peut être faite dans l'adoption des longueurs des conduites comme variables de décision. La fonction objective est ainsi simplifiée en :

$$\text{Coût} = \sum_{i=1}^{NB} L_i \quad (3.2)$$

La longueur de chaque conduite est définie par les positions relatives de ses nœuds de début et de fin :

$$L = \text{Dist}(J_{ND}, J_{FD}) \quad (3.3)$$

La fonction objective (3.1) est soumise aux contraintes :

- pour chaque source, la contrainte de la disponibilité est comme suit :

$$\sum Q_{ij} \leq \text{Cap} \quad (3.4)$$

- pour chaque nœud de jonction (autre que les sources), la contrainte de continuité du débit doit être satisfaite :

$$\sum Q_{ij} = \text{Dem} \quad (3.5)$$

- La conception optimale n'est pas exclusivement basée sur la minimisation du coût des pipelines, mais il y a aussi d'autres objectifs pouvant être pris en considération tels que la fiabilité et la redondance. Pour chaque nœud de jonction la contrainte de fiabilité doit être satisfaite :

$$\sum NC_i \geq 2 \quad (3.6)$$

Cette contrainte garantit qu'il y ait, à la fin, deux chemins différents reliant chaque nœud de demande à la source qui l'approvisionne. Elle assure ainsi la fiabilité du système.

#### **4.4. Présentation générale de la méthode proposée**

##### **4.4.1. Algorithme**

- Soit deux ensembles :
  - Ensemble des sources avec toutes les informations d'identification, position (coordonnées cartésiennes) et capacité.
  - Ensemble des nœuds avec aussi toutes les informations d'identification, position (coordonnées cartésiennes) et demande.
- Les étapes de conception d'un réseau en minimisant la longueur totale sont énumérées ci-après :
  1. étant données les caractéristiques des nœuds et des sources ;
  2. calculer les distances des sources aux nœuds et des nœuds entre eux ;
  3. considérer la source ayant la plus faible capacité ;
  4. choisir la plus petite distance source-nœud et relier le nœud à la source ;
  5. choisir, parmi les nœuds non connectés, la distance la plus petite au nœud qui vient d'être connecté ou à la source en considération. Relier alors ce nœud en constituant un groupe de nœuds en forme de réseau primaire ;
  6. répéter l'étape 5 jusqu'à ce que la disponibilité au niveau de la source soit nulle ou inférieure à la demande des nœuds non connectés ;
  7. reprendre les étapes 4 à 6 avec chacune des sources séparément, en passant, à chaque fois, à la source ayant une capacité juste supérieure ;
  8. générer une matrice d'adjacence, au fur et à mesure que les groupes se forment. Mettre "1" dans la matrice à la position relative à l'arc, qui se forme entre deux éléments ;
  9. repérer les nœuds ayant un degré de connexion inférieur à 2 ;

10. relier, entre eux, les nœuds ayant un degré inférieur à deux, c'est-à-dire n'ayant pas, au moins deux conduites qui leur sont connectées directement. On choisit les nœuds les moins distants et appartenant à deux groupes distincts ;
11. s'il reste encore des nœuds flottants, ces derniers sont alors reliés à des nœuds du même groupe.

**4.4.2. Illustration des étapes de la conception**

Les étapes de conception, comme sus-mentionné, passent par différentes évaluations de la matrice de connexion. Ces étapes sont montrées dans un cas de réseau simple dans la Figure 3.1 [28].

- **Première étape : Construction des groupes**

La première étape de la conception du réseau est la formation des groupes de nœuds autour de chaque source. Pour ce cas de réseau, il y a donc formation de deux réseaux ramifiés identifiés chacun par la source qui assure l'alimentation en fluide. Les groupes sont constitués en respectant la distance minimale entre les éléments.

*Groupe N°1* : Identifié par la source 1 et comprend les éléments suivants :

Nœuds : 4, 5, 6, les conduites formées sont alors (1,4), (1,5), (5,6), (1,6) et (4,5), respectivement.

*Groupe N°2* : Identifié par la source 2 et comprend les éléments suivants :

Nœuds : 9, 8, 10, les conduites formées sont alors (2,9), (9,8), (2,8), (2,10) et (9,10), respectivement.

Une matrice d'adjacence est alors établie et dont les éléments sont :

$$A = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{matrix} \begin{matrix} \text{Total} \\ 3 \\ 3 \\ 0 \\ 2 \\ 3 \\ 2 \\ 0 \\ 2 \\ 3 \\ 2 \\ 0 \\ 0 \end{matrix}$$

• Deuxième étape : Repérage des nœuds sans sources

A cette étape des calculs, on peut remarquer que les nœuds 3, 7, 11 et 12 sont des nœuds sans sources. De là, une révision des conduites déjà formées et une substitution par d'autres conduites sont faites afin de relier les nœuds sans sources aux groupes les moins distants. Il y a alors substitution des conduites (4,3), (1,7), (10,11) et (10,12) aux conduites (4,5), (5,6), (9,10) et (9,8), respectivement.

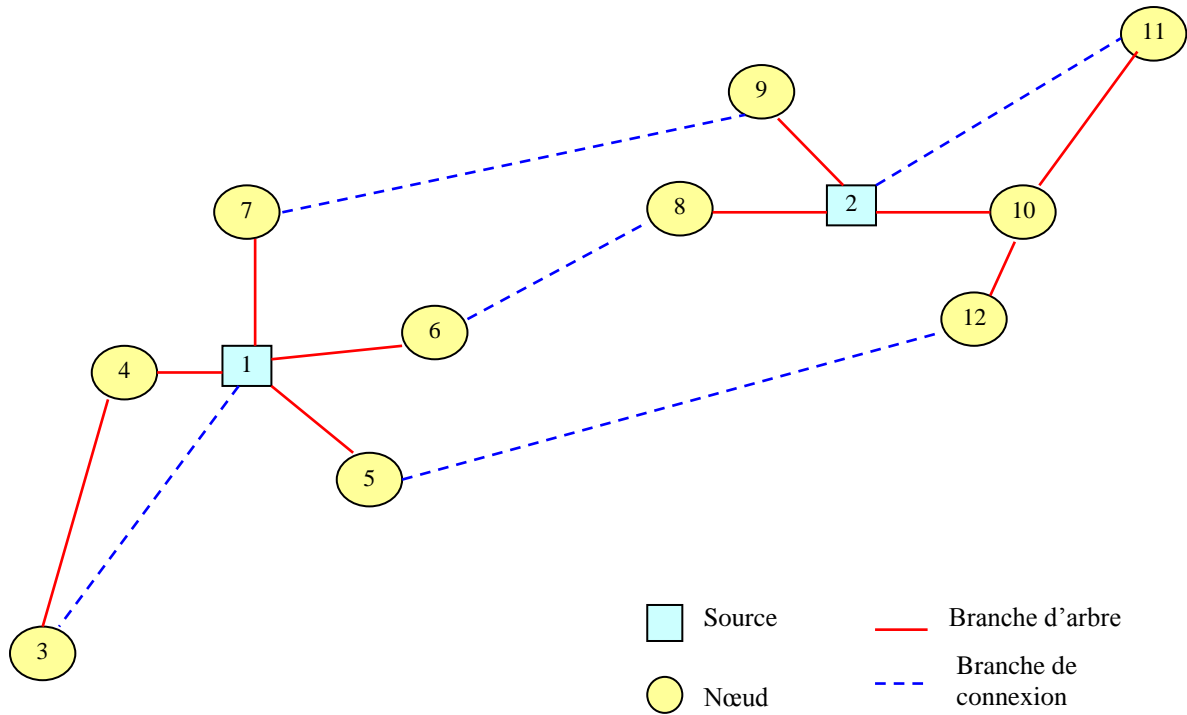


Figure 3.1: Réseau construit avec l'algorithme proposé [28]

La nouvelle matrice d'adjacence est donc comme suit :

$$A = \begin{array}{c|cccccccccccc} & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 \\ \hline 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 3 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 5 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 7 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 8 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 9 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 10 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 11 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 12 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Total} \\ 4 \\ 3 \\ 1 \\ 2 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 3 \\ 1 \\ 1 \end{array}$$

• **Troisième étape : Repérage des nœuds flottants**

A cette étape de la conception, les nœuds de degré 1, ayant donc une seule connexion et appartenant à des groupes différents sont reliés entre eux. Les nœuds repérés dans ce cas sont ceux numérotés 3, 5, 6, 7, 8, 9, 11 et 12.

Après interconnexion des nœuds flottants repérés, la matrice d'adjacence est encore une fois élaborée en fonction des nouvelles conduites formées. Elle est donnée ci-après :

$$A = \begin{array}{c|cccccccccccc} & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 & 11 & 12 \\ \hline 1 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 1 & 0 \\ 3 & 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 1 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 5 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 6 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 7 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 8 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 9 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 10 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \\ 11 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 12 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Total} \\ 5 \\ 4 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 3 \\ 2 \\ 2 \end{array}$$

On constate, à cette étape des calculs, que tous les nœuds ont un degré au moins égal à 2. Par conséquent, le processus itératif est arrêté puisque le réseau obtenu comme résultat des étapes de la conception, est complètement maillé.

**5. Optimisation des diamètres des conduites**

**5.1. Introduction**

Le problème d'optimisation totale est de choisir non seulement la configuration du réseau, mais aussi simultanément les diamètres des conduites lesquels, en association minimisent le coût du réseau pour un ensemble donné de demandes.

L'optimisation du choix des diamètres dans les réseaux maillés de distribution d'eau a attiré l'attention des chercheurs pour plus de deux décennies. Cependant les paramètres impliqués dans les réseaux de distribution réels sont trop complexes pour permettre l'obtention d'une solution optimale entièrement satisfaisante [29].

Le problème d'optimisation formulé sous sa forme classique est non linéaire à cause des contraintes de conservation d'énergie. De plus, les conduites pour l'approvisionnement en eau sont fabriquées dans une série de diamètres de dimensions discrètes, introduisant ainsi des difficultés en plus au problème de rechercher la conception optimale.



Jacoby, Lai et Shaake, et Watanatada [30,31,32] ont utilisé la programmation non linéaire pour résoudre le modèle. Cembrowicz et Harrington [33] ont utilisé la théorie des graphes afin d'établir les arbres, les ont triés en commençant du plus petit optimisé utilisant la programmation non linéaire et ont obtenu la solution de coût minimal en comparant les coûts minimums locaux obtenus. Sonak et Bhave [34] ont résolu le problème en sélectionnant un arbre du réseau utilisant le concept du chemin le plus court et l'ont alors optimisé à l'aide d'un critère de taux coût-perte de charge. Quindry et al. [35] ont résolu le problème en utilisant une technique de programmation linéaire avec calcul du gradient. Rowel et Barnes [36] ont supposé une valeur uniforme du gradient hydraulique pour tous les assemblages du réseau et ont résolu la formulation du programme non linéaire par approximation linéaire étagée. Fujiwara et Khang [37] ont formulé un programme non linéaire étendu de la méthode du gradient de programmation linéaire initialement proposée par Alperovits et Shamir [38]. Toutes ces méthodes fournissent, en général, une solution minimale locale.

## **5.2. Structure des problèmes d'optimisation**

### **5.2.1. Critères et contraintes de la conception**

Vu le cas de base d'un système de distribution de l'eau sans stations de pompage, réservoirs, et dispositifs de pression de coupure, la conception est basée sur les critères de base suivants de conception.

**(1) Demande de conception** : un ou plusieurs taux de demande peuvent être indiqués pour la conception représentant différents états opérationnels. Les exemples sont la demande maximale, demande de lutte contre l'incendie, ou la demande pendant des périodes de basse consommation. On assume que la demande se produit aux nœuds d'un réseau.

**(2) vitesses d'écoulement** : le minimum et les vitesses maximum d'écoulement sont maintenus afin d'empêcher le dépôt de solides, la détérioration de la qualité de l'eau et le développement inacceptable de bruit. Néanmoins, la vitesse minimum d'écoulement est dans la plupart des cas le facteur limiteur pour la conception.

**(3) formules d'écoulement** : les formules les plus communes pour la conception hydraulique des systèmes de distribution de l'eau sont l'équation de Prandtl-Colebrook et l'équation de Hazen Williams.

**(4) diamètres et matériaux de pipe** : un diamètre minimum de 80 millimètres est fréquemment employé pour les systèmes publics de distribution de l'eau. Des tailles

disponibles de diamètre sont définies par des normes. Le choix des matériaux de pipe trouve l'expression dans des modèles de conception dans le coefficient de rugosité des formules d'écoulement, la pression maximale permise de pipe, et dans des articles de coût de la fonction objective.

**(5) pressions de minimum et de maximum :** la pression minimum dépend principalement du type d'aire de service et du niveau du service. La pression maximum est limitée par le matériel de pipe et la qualité de la construction d'un système de distribution.

**(6) État d'écoulement:** l'état d'équilibre est assumé pour la conception. Cependant, différents états opérationnels, pour lesquels les critères de conception doivent être satisfaits simultanément, peuvent être indiqués.

Les trois contraintes principales pour la conception hydraulique des systèmes de distribution de l'eau sont continuité d'écoulement aux nœuds, maintenant des pressions minimum et maximum, et la perte principale dans une boucle.

L'équation de continuité indique que chaque nœud  $n$  dans le réseau, la somme de l'entrée doit être égale à la somme de sortie dans la Figure 3.2 (a) :

$$\sum_{i \in B_n} Q_i - \sum_{i \in A_n} Q_i = q_n \quad (3.7)$$

$$Q_i \geq 0$$

$$Q_i \text{ (m}^3/\text{s)} ; q_n \text{ (m}^3/\text{s)} ;$$

Maintenant la pression minimum de service à chaque nœud  $n$  lit (Figure (3.2) (b)) :

$$\sum_{i \in I_n} S_i l_i \leq h_s - h_m + Z_s - Z_n \quad (3.8)$$

$$l_i \text{ (m)} ; h_s \text{ (m)} ; h_m \text{ (m)} ; Z_n \text{ (m)} ; Z_s \text{ (m)} ;$$

La pression maximum se produit en tant que pression hydrostatique pour le cas sans demande dans le système, La contrainte maximum de pression pour un nœud  $n$  (Figure 3.2 (c)) :

$$h_s \leq h_M + Z_s - Z_n \quad (3.9)$$

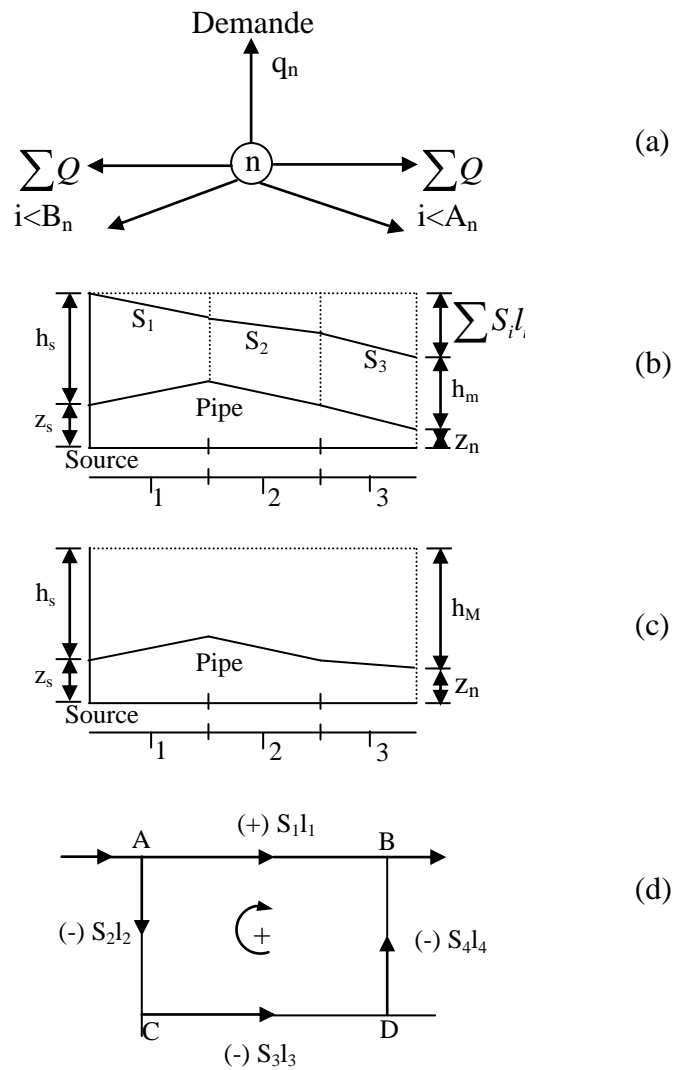
$h_M$  (m).

La perte principale par différents chemins entre deux points quelconques d'un réseau doit être égale. Dans la Figure 3.2 (d), le point B soit atteinte du point A sur le chemin A-B ou sur le chemin A-C-D-B. En conséquence, la perte principale de la pipe A-B doit être égale à la somme des pertes principales des pipes A-C, C-D, et D-B. En définissant un écoulement positif et la direction principale de perte comme montrée dans la Figure 3.2 (d), la contrainte pour un réseau maillé :

$$\sum_{i \in l_i} S_i l_i = 0 \quad (3.10)$$

$l_i$  (m) ;

Les vitesses minimales ou maximales d'écoulement sont d'autres contraintes pour la conception des systèmes de distribution de l'eau. Cependant, les contraintes de vitesse seront satisfait dans les modèles de conception de ce chapitre d'une manière implicite en choisissant un ensemble de diamètres de candidat.



**Figure 3.2 :** Croquis de Définition pour des contraintes hydrauliques dans les réseaux de distribution de l'eau ; (a) la continuité de l'écoulement au nœud.  
 (b) Perte principale de maximisation entre une source et la fin d'un nœud.  
 (c) Pression de maximisation (pression hydrostatique).  
 (d) Perte principale de pression dans une maille.

### 5.2.2. Propriétés du problème de base

Les équations (3.7), (3.10) décrivent les contraintes hydrauliques d'un system de base de distribution de l'eau, la contrainte de l'optimisation des modèles est établie de sorte que ces contraintes hydrauliques soient satisfaites. Cependant, une différence essentielle existe entre les réseaux ramifiés et les réseaux maillés en ce qui concerne la distribution d'écoulement, dans les réseaux ramifiés, la distribution d'écoulement est fixée par les demandes de nœud, tandis que dans les réseaux maillés elle dépend de la disposition du réseau. La distribution d'écoulement pour un réseau ramifié est obtenue en résolvant l'équation de continuité (3.7) pour tous les nœuds. Après la solution de l'équation de continuité seulement l'équation (3.8)

établis pour tous les nœuds critiques et l'équation (3.9) établis pour le nœud avec la plus basse altitude au sol sont laissés comme contraintes pour un réseau ramifié.

Dans les réseaux maillés le débit est influencé par le choix des diamètres. L'équation de continuité (3.7), l'équation principale de perte (3.8), et l'équation de maille (3.9) dépendent de l'un de l'autre et donc ne peuvent pas être résolues séparément. Par conséquent, en outre dans les contraintes d'un réseau ramifié, l'équation de continuité est établie pour tous les nœuds et l'équation de maille pour que toutes les mailles établissent les contraintes d'un modèle d'optimisation pour un réseau maillé. Cependant, puisque toutes les contraintes sont linéaires l'ensemble de points faisables pour un réseau ramifié et pour un réseau maillé est convexe.

Le coût d'une pipe de distribution de l'eau est généralement exprimé par le taux de prix de revient unitaire d'un diamètre particulier et de la longueur de pipe :

$$C = f(D)l \quad (3.11)$$

D (m) ; C, les unités monétaires :

Puisque le débit Q et la pente de la ligne hydraulique S de catégorie sont les variables des contraintes, le diamètre peut être exprimé par :

$$D \approx K \frac{Q^{0.4}}{S^{0.2}} \quad (3.12)$$

Là où K est la constante selon la rugosité de pipe.

Avec une fonction de coût générale selon l'équation (3.11) et récapitulation du coût de toutes les pipes

$$C_T = \sum_i f_i \left( K \frac{Q_i^{0.4}}{S_i^{0.2}} \right) l_i \rightarrow \min \quad (3.13)$$

$f_i$  est la fonction objective d'un système de pipe lit :

Pour un réseau ramifié avec des débits constants, la fonction objective peut être simplifiée :

$$C_T = \sum_i \left( \frac{K'_i}{S_i^{0.2}} \right) l_i \rightarrow \min \quad (3.14)$$

Là où  $K'_i$  est la constante selon la rugosité de pipe et de débit.

La forme finale de la fonction objective dépend en outre de la forme de la fonction de coût selon l'équation (3.11). Puisque les pipes sont disponibles seulement en certain diamètre la fonction de coût n'est pas continue mais discrète. Par conséquent, la fonction objective montre les caractéristiques suivantes. La fonction objective est une fonction discrète avec un constituant convexe dans le cas des réseaux ramifiés et un constituant convexe et concave dans le cas des réseaux maillés.

Les algorithmes faisables ne sont pas disponibles pour résoudre ce type de problème d'optimisation dans l'importance de vrais systèmes de distribution de l'eau. Les sections suivantes, donc, montreront la transformation dans des problèmes linéaires d'optimisation. Ceci impose quelques difficultés dans le cas des réseaux maillés. Puisque dans ce cas-ci le problème est fondamentalement non convexe, une approche linéaire ne peut pas garantir trouver la solution optimale. Cependant, les résultats pratiques montrent des économies considérables comparées aux procédures conventionnelles de conception. D'ailleurs, puisque les contraintes hydrauliques permettent une formulation linéaire, la solution du modèle linéaire est conforme aux critères hydrauliques de conception. Ainsi, comparé aux procédures conventionnelles de conception le modèle linéaire facilite trouver une solution techniquement correcte et a souvent également comme conséquence les solutions techniquement améliorées.

### **5.3. Le principe des diamètres candidats pour un lien**

Le principe suivant des diamètres de candidat donne une formulation mathématique de base pour des modèles de conception des systèmes de distribution de l'eau. Le principe est fondé sur l'hypothèse d'un débit donné de conception pour chaque lien. En réseaux ramifiés ce débit résulte directement de la demande de conception. Dans les réseaux maillés une certaine distribution d'écoulement est assumée afin de trouver le débit de conception pour les divers liens. Des politiques pour déterminer la distribution d'écoulement dans les réseaux maillés.

L'importance pratique du principe des diamètres de candidat sera celle au lieu des tailles continues de pipe comme assumée dans le modèle général ci-dessus, les tailles réellement disponibles de pipe seront employées et, en second lieu, cela il permet le développement d'un modèle linéaire. Les diamètres de candidat pour un lien individuel entre deux nœuds sont définis par les deux conditions suivantes :

- (1) les diamètres de candidat sont les diamètres standards disponibles.
- (2) Une vitesse minimum et maximum d'écoulement doit être maintenus pour le débit de conception.

Puisque les pipes d'un système de distribution de l'eau coulent complètement, les diamètres de candidat d'un lien individuel sont donnés par l'équation :

$$\left( \frac{4 \cdot q_M}{\pi \cdot V_M} \right)^{1/2} \leq D_i \leq \left( \frac{4 \cdot q_m}{\pi \cdot V_m} \right)^{1/2} \quad (3.14)$$

$q_M, q_m$ , ( $m^3/s$ ); et  $V_M, V_m$  (m/s).

Les débits maximum et minimum de conception  $q_M$  et  $q_m$ , respectivement peuvent être différents si un réseau est conçu pour des conditions de charge multiples. Pour le chargement coup par coup aux valeurs être égal.

Après qu'un ensemble de diamètres de candidat soit défini, la perte principale d'un lien peut maintenant être formulée par équation linéaire. Pour dériver cette formulation on le suppose qu'un lien peut se composer de plusieurs sections avec différents diamètres reliés bout à bout en série au lieu d'assumer un diamètre constant le long du lien entier. Le nombre de différents diamètres qui apparaît réellement dans une moindre solution de coût sera discuté dans la section suivante. Se rappelant qu'on assume que le débit de conception est fixé, la pente de la ligne hydraulique (HGL) pour un diamètre individuel est constante et la perte principale dépend de la longueur de la section de pipe seulement. La perte principale d'un lien entier alors est donnée par l'équation linéaire suivante (Figure 3.3) :

$$h_{L_i} = \sum_{j \in J_i} S_j L_j \quad (3.16)$$

Là où  $h_{L_i}$  (m);

L'équation (3.16) est sujet à la contrainte que la somme de longueurs de indisposit des sections doit être égale à toute la longueur de lien:

$$\sum_{j \in J_i} L_j = l_i \quad (3.17)$$

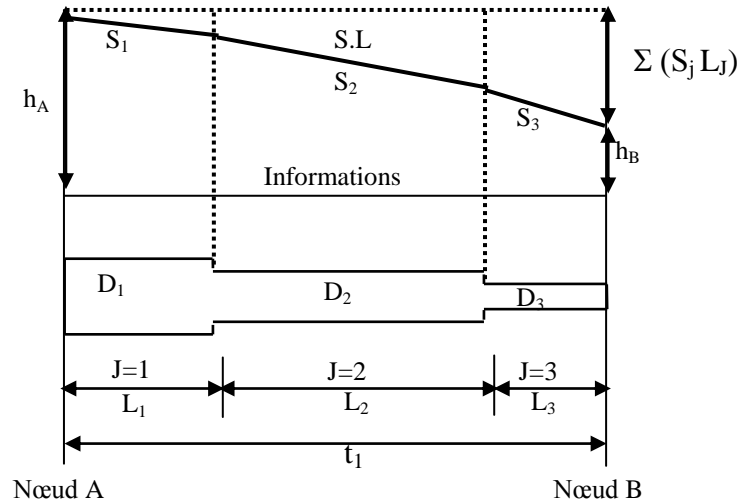


Figure 3.3 : des liens avec divers diamètres de candidat

La perte de charge hydraulique d'un lien, est exprimée par la pente constante de la ligne hydraulique de différentes sections, qui suit le débit et le diamètre de la section, et par les longueurs des sections. Les longueurs sont les paramètres variables.

Par une équation semblable le coût d'un lien peut être exprimé par le taux de prix unitaire différent un diamètre et la longueur de section du diamètre :

$$C_i = \sum_{j \in J_i} c_j L_j \quad (3.18)$$

La fonction de coût est sujette à la contrainte de longueur d'équation (3.18).

#### 5.4. Le rapport de perte de chef de coût des liens

Le rapport de perte de chef de coût d'un lien permet quelques conclusions au sujet du nombre de sections et les diamètres qui peuvent apparaître dans une moindre solution de coût. Ainsi, le rapport de perte de chef de coût augmente la compréhension générale de la structure de problème et indique parfois des erreurs de données, si le résultat de l'optimisation n'est pas conforme au rapport de perte de chef de coût.

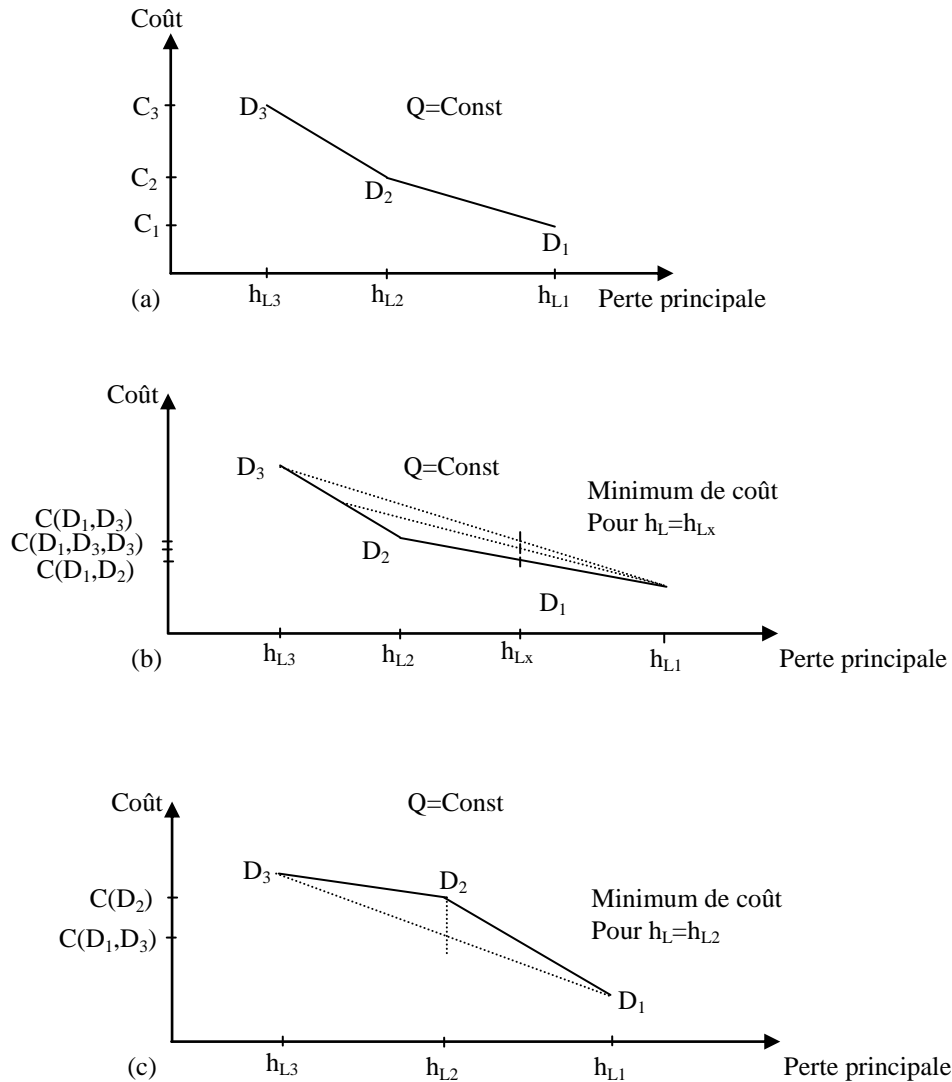
Le rapport de perte de chef de coût est dérivé pour un lien individuel avec un débit constant. Pour la clarté un état de chargement coup par coup est considéré. Chaque diamètre, si étendu par toute la longueur d'un lien (la signification du lien se compose d'une section seulement), donne une valeur de la perte principale et de coût dans la Figure 3.5 (a). Des valeurs entre ces points sont créées par des combinaisons linéaires de différents diamètres, représentant un lien avec plus d'une section. En changeant la longueur de différentes sections,



n'importe quelle perte principale entre la perte principale du plus grand et plus petit diamètre de candidat peut être reproduite.

Le rapport de perte de chef de coût dit que les diamètres peuvent sembler dans une moindre solution de coût. Considérons un lien individuel qui fait partie d'un système de distribution d'eau. Le lien montrera dans la moindre solution de coût, une certaine perte principale, qui résulte des conditions de pression dans le système entier. Cette perte principale, dénotée par  $H_{Lx}$  dans la Figure 3.4 (b), peut être créée par un nombre illimité de combinaisons de diamètre avec les longueurs respectives de section. Les lignes pointillées dans la Figure 3.4 (b), montrent par exemple des combinaisons des diamètres  $D_1$ ,  $D_3$  et  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$ . Les différentes combinaisons causent également le coût différent, mais le moindre coût est produit par une combinaison de deux diamètres seulement, qui sont les diamètres  $D_1$  et  $D_2$ . Ils sont les deux tailles consécutives de diamètres dont les pertes principales sont à côté de la perte principale  $h_{Lx}$ .

Une autre situation est montrée dans la Figure 3.4 (c). Dans ce cas, la perte principale du diamètre  $D_2$  peut être créée avec le coût inférieur par une combinaison des diamètres  $D_1$  et  $D_3$ . Par conséquent, le diamètre  $D_2$  n'apparaîtra pas dans la moindre solution de coût et a pu être éliminé de l'ensemble de diamètres de candidat sans perdre la solution optimale. La raison du résultat différent est que la fonction dans la Figure 3.4 (b) est convexe tandis que le diamètre  $D_2$  dans la Figure 3.4 (c) détruit la convexité de la fonction. Cependant, les tailles disponibles dans le commerce de diamètre et leur coût relatif créent habituellement un rapport convexe de perte de chef du coût.



**Figure 3.4 :** rapports de perte de chef de coût pour un lien avec un écoulement constant rate.

- (a) Rapport général de perte de chef de coût.
- (b) moindre combinaison de diamètre de coût pour un rapport de corps convexe.
- (c) Moindre combinaison de diamètre de coût pour un rapport concave.

Une autre question est combien de liens avec plus de section apparaîtront dans une solution optimale ? Le rapport de perte de chef de coût prouve que plus de section apparaîtront à un lien si une perte principale fixe est donnée, Le cas que cette perte principale coïncide par hasard avec la perte principale d'un diamètre particulier peut être exclu dans les considérations suivantes, puisqu'il est très peu probable dans la pratique. Une perte principale fixe est donnée par exemple pour chaque maille d'un réseau maillé de distribution, ou d'une manière générale pour chaque contrainte de pression avec un signe d'égalité. Par conséquent, chaque maille montrera au moins un lien avec deux sections par les quelles la perte principale dans la maille peut être ajustée exactement zéro. Si une contrainte de pression montre un signe d'inégalité, par exemple l'équation (3.8), la contrainte peut être efficace. Si oui, elle

causera encore un lien avec deux sections. C'est le point de droit, par exemple, pour tous les nœuds où la pression tombe vers le bas à la pression minimum de service. Un système embranché, par exemple, sans contraintes hydrauliques que la pression minimum de service montrera le même nombre de liens avec deux sections car il y a des nœuds où la pression tombe à la pression minimum de service. Un lien avec deux sections sera dans le chemin entre la source et le nœud relatif. Cependant. Aucun rapport n'est l'énonciation possible que le lien du chemin se composera de deux sections.

Un cas spécial au moins théoriquement possible est un rapport linéaire de perte de chef de coût de plus de deux diamètres. Puis, n'importe quel point sur la ligne droite peut être créé par un nombre infini de combinaisons de plus de deux diamètres. Cependant, le cas est peu probable dans la pratique et ne créerait pas des problèmes en résolvant le modèle de conception. Les algorithmes linéaires, qui sont employés pour résoudre le problème, choisiraient une solution avec deux diamètres.

Les conclusions suivantes pour la moindre solution de coût d'un système de distribution d'eau dans d'état de chargement coup par coup.

- (1) la moindre solution de coût exige à quelques liens deux sections avec différents diamètres. La somme des longueurs des deux sections est égale à la longueur du lien.
- (2) pour un rapport convexe de perte de chef de coût, le cas habituel dans la pratique, deux tailles adjacentes de diamètre apparaîtra. Sur, l'autre main, un diamètre détruisant la convexité des rapports de perte de chef de coût n'apparaîtra pas dans la solution optimale.
- (3) le nombre de liens avec deux sections dépend du nombre de contraintes de tête de pression. Un lien avec deux sections est nécessaire pour chaque maille et chaque nœud avec une contrainte de tête de pression, qui devient efficace dans la solution optimale.

### **5.5. Présentation générale de l'algorithme**

De manière générale on procède à:

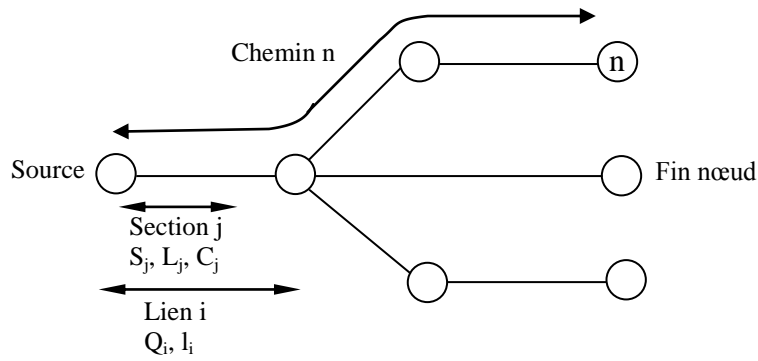
- L'introduction du nombre de variables, de contraintes :  $\leq$ ,  $=$ ,  $\geq$ , dans l'ordre
- L'introduction des coefficients des variables (dans l'ordre) dans les contraintes
- L'introduction des RHS
- L'introduction des coût
- L'affichage des résultats : valeur de la variable, coefficient du coût et le résultat final du coût total

### **6. LES RESEAUX RAMIFIES DE DISTRIBUTION DE L'EAU**

Les réseaux ramifiés qui concernent des modèles de conception et que le débit de conception est connu pour tous les liens. Le débit ne dépend pas du choix et du diamètre comme dans les réseaux maillés. En employant le débit connu il est possible de formuler le moindre problème de conception de coût pour les réseaux ramifiés comme programme linéaire.

D'abord un modèle de base sera développé. Le modèle de base considère le cas simple d'un réseau ramifié avec une seule source et plusieurs finissent des nœuds. Le modèle n'inclut pas des chargements multiples et des stations de pompage. En conséquence, on assume qu'également la pression à la source d'approvisionnement est une valeur fixe d'entrée la prolongation du modèle de base aux sources multiples, chargements multiples, et la station de pompage. Les données suivantes sont données pour le modèle de base :

- (1) le débit de conception  $Q$  pour chaque lien ;
- (2) la longueur  $l$  de chaque lien ;
- (3) le coût  $c$ , par exemple en termes de valeur actuelle, pour chaque diamètre à chaque lien par mètre linéaire ;
- (4) les altitudes au sol de tout le nœud.



**Figure 3.5 :** Un réseau ramifié de distribution de l'eau

L'objectif du modèle de conception est minimiser le coût, et en trouvant la combinaison la plus appropriée des diamètres. Simultanément les critères et les contraintes de conception devraient être maintenus. La contrainte principale, qui sera formulée mathématiquement, est l'énonciation de contrainte de pression minimum que la pression à aucun nœud peut tomber au-dessous de la pression de service. La contrainte de pression maximum et la contrainte de vitesse ne feront pas partie explicitement du modèle. La pression maximum doit être signée dans la manière habituelle comme pression hydrostatique, résultant de la différence d'altitude au sol à un point quelconque du réseau et la tête hydrostatique à la source. Des vitesses minimum et maximum sont maintenues par le choix approprié des diamètres de candidat comme décrit avant.

La forme générale de la contrainte minimum de pression a été donnée par l'équation (3.8). La pente de catégorie du la ligne hydraulique et la longueur de pipe dans l'équation (3.8) est donnée pour un lien entier. Pour la présentation du diamètre de candidat pour un lien, la perte de chef de lien est remplacée par la somme de pertes de chef de section selon l'équation (3.16). L'équation résultante, limitant la perte principale entre la source et n'importe quel nœud critique n de système lit :

$$\sum_{j \in J_i} S_j L_j \leq h_s - h_m + Z_s - Z_n \tag{3.19}$$

Là où  $h_s$  (m) ;  $h_m$  (m) ;  $Z_s$  (m) ;  $Z_n$  (m) ;

L'équation (3.19) est établie pour tous les nœuds critiques. En plus l'état de longueur est établi pour tous les liens du système selon l'équation (3.17) :

$$\sum_{j \in J_i} L_j = l_i$$

La fonction objective contient la somme de coût de toutes les sections du système. Puisqu'une section représente un diamètre spécifique, le coût d'une section peut être exprimé linéairement par une quantité constante  $m$ , la fonction objective lit :

$$C_T = \sum_j c_j L_j \rightarrow \min \quad (3.20)$$

Les équations (3.19), (3.17) et (3.20) représentent le modèle d'optimisation pour un réseau ramifié de base de distribution de l'eau. Toutes les équations sont linéaires. Les variables du système sont : les longueurs  $L$  de section, qui représentent la longueur d'un diamètre individuel sur un lien du système, Les pentes  $S_j$  de la ligne hydraulique et du coût  $c_j$  de catégorie appartiennent à un diamètre individuel et sont des constantes.

Jusqu'ici on l'a supposé que la disposition du réseau est donnée. Ce sera le cas habituel pour de plus petits réseaux. Cependant, dans certains cas seulement les nœuds de demande sont donnés, et les alternatives itinéraires ou les dispositions peuvent être possibles pour lier les nœuds avec la source. Puis, déjà en évaluant la disposition une solution économique doit être trouvée. Une politique raisonnable pour atteindre cet objectif est d'employer le réseau, qui lie tous les nœuds à la source et qui a la longueur totale la plus courte. Mathématiquement, le problème est de trouver l'arbre d'enjambement minimal.

## **7. Les réseaux maillés de distribution de l'eau**

### **7.1. Le modèle De base**

La différence fondamentale entre un réseau ramifié et un réseau maillé est que la distribution d'écoulement n'est pas connue dans le réseau maillé au début de la conception. Elle dépend du choix du diamètre et est un résultat de conception. Ceci apporte une complication considérable comparée aux réseaux ramifiés. Pour éviter cette difficulté en développant le modèle pour les réseaux maillés. C'est d'abord supposé que la distribution d'écoulement est donnée. Les politiques pour évaluer la distribution d'écoulement et l'effet sur la moindre solution de coût sont le sujet de la section suivante.

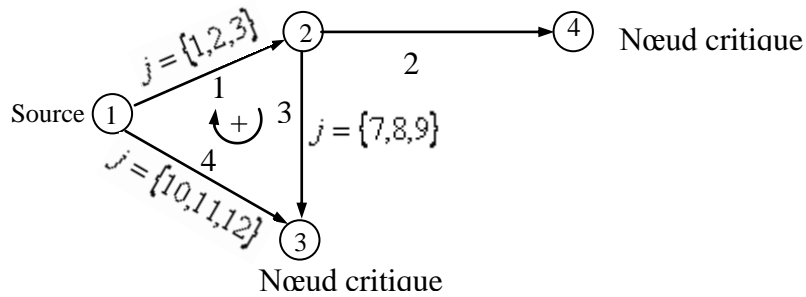
Avec l'acceptation d'une distribution donnée d'écoulement le modèle de conception pour les réseaux maillés est en grande partie identique au modèle pour les réseaux ramifiés. Toutes les formulations pour le modèle des réseaux ramifiés seront maintenant également employées pour le modèle des réseaux maillés. Les seuls nouveaux éléments sont les mailles et le modèle est prolongé en conséquence. L'état général de la maille, quels ensembles la perte principale au-dessus d'une maille égale à zéro a été donné dans l'équation (3.10). Présentation encore des diamètres alternatifs de candidat, la perte de chef de lien dans l'équation (3.10) est remplacés par la somme de pertes de chef de section selon à l'équation (3.16). Puis, l'état final de maille lit :

$$\sum_{j \in J_i} S_j L_j = 0 \quad (3.21)$$

Puis, le modèle complet pour les réseaux maillés de distribution de l'eau comprend les composants suivants :

1. la fonction objective selon l'équation (3.20) ;
2. l'état minimum de pression selon l'équation (3.19). Être établi pour tous les nœuds critiques ;
3. la condition de la maille selon l'équation (3.21), être établie pour toutes les mailles ;
4. la condition de longueur selon l'équation (3.17), être établie pour tous les liens.

Le modèle est encore un modèle linéaire d'optimisation avec les longueurs  $L_j$  de section étant les variables du système. La Figure 3.5 montre un exemple simple se composant d'une maille et quatre liens. Assumant un secteur plat les deux nœuds de fin seraient les nœuds critiques du système.



**Figure 3.6 :** Un réseau maillé de distribution de l'eau

On le suppose que la distribution d'écoulement est fixe et que trois diamètres de candidat sont possibles à chaque lien. Les index des sections résultantes de chaque lien sont donnés dans le graphique. La pente  $S$  de catégorie de la ligne hydraulique de chaque section peut être calculé à partir le débit et le diamètre assumé de candidat. Puis, le modèle complet de conception lit comme suit :

Fonction objective, l'équation (3.20) :

$$C_T = c_1 L_1 + c_2 L_2 + \dots + c_{12} L_{12} \rightarrow \min$$

États minimum de pression, l'équation (3.19) :

$$S_1 L_1 + S_2 L_2 + S_3 L_3 + S_4 L_4 + S_5 L_5 + S_6 L_6 \leq h_1 - h_m + Z_1 - Z_4$$

$$S_{10} L_{10} + S_{11} L_{11} + S_{12} L_{12} \leq h_1 - h_m + Z_1 - Z_3$$

État de maille, l'équation (3.21) :

$$S_1 L_1 + S_2 L_2 + S_3 L_3 + S_7 L_7 + S_8 L_8 + S_9 L_9 - S_{10} L_{10} - S_{11} L_{11} - S_{12} L_{12} = 0$$

États de longueur, l'équation (3.17) :

$$L_1 + L_2 + L_3 = l_1$$

$$L_4 + L_5 + L_6 = l_2$$

$$L_7 + L_8 + L_9 = l_3$$

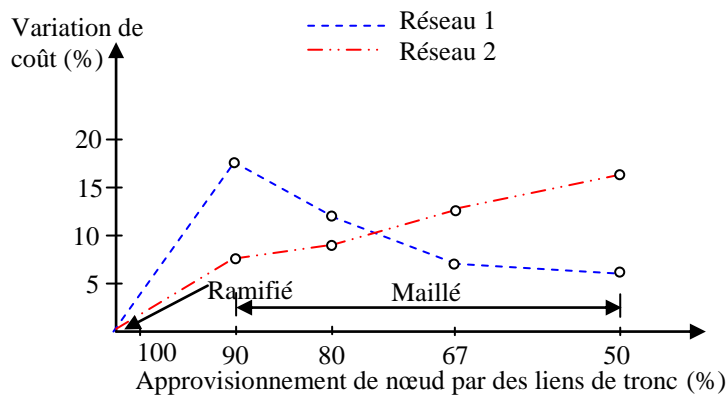
$$L_{10} + L_{11} + L_{12} = l_4$$



**7.2. Détermination de la distribution d'écoulement**

Pour l'évaluation du modèle de base, on l'a supposé que la distribution d'écoulement dans le réseau est connue. Dans cette prétention le modèle fournit la moindre solution de coût. Cependant, le résultat de l'optimisation dépendent la distribution d'écoulement, et le réalisable moindre varie de coût avec la distribution assumée d'écoulement. Ceci est démontré dans Figure (3.8) qui montre, le moindre coût pour différentes distributions d'écoulement dans deux réseaux.

Pour définir la distribution d'écoulement, un réseau ramifié est pris comme système principal. Ses liens s'appellent les liens de tronc. Les liens additionnels qui accomplissent le réseau maillé s'appellent les liens se fermants. Un nœud est fourni par le lien de tronc par un certain pourcentage de tout l'apport de nœud. L'apport restant est également distribué dans les autres pipes d'apport. Le pourcentage d'apport par le lien de tronc est le même pour tous les nœuds du réseau. Un approvisionnement de nœud en 100% par le tronc lie réellement des moyens que le réseau est ramifié. Naturellement, ce réseau donne le moindre coût dans les deux cas. Le moindre coût pour les réseaux maillés est réalisé dans un point de droit pour une distribution plus égale d'écoulement (50% par des liens de tronc), dans l'autre pour une distribution très inégale d'écoulement (90% par des liens de tronc). La variation de coût résultant de la distribution différente d'écoulement est dans les configurations maillées de ces exemples environ 11%.



**Figure 3.7 :** Exemples pour l'influence de la distribution d'écoulement sur le moindre coût de l'eau [39]

L'approche mathématiquement correcte serait de résoudre le problème de la distribution d'écoulement et du choix de diamètre simultanément par un modèle. Cependant, en raison des difficultés considérables en résolvant ce problème l'approche pratique la plus

commune est évaluer d'abord la distribution d'écoulement et d'appliquer ensuite le modèle linéaire d'optimisation. Il convient noter que cette approche ne garantit pas l'optimum mathématique et doit être considérée comme approche heuristique.

Quelques politiques, parce que la détermination de la distribution d'écoulement seront maintenant discutées. Une prétention de base pour la détermination de la distribution d'écoulement est qu'il est économique de concentrer l'écoulement sur quelques pipes principales, et pour assigner un écoulement inférieur dans les pipes restantes. La fonction de coût est habituellement concave en ce qui concerne le débit (voir l'équation (3.13)) et, donc. Une concentration d'écoulement est en général économique. Pour mettre en application cette politique, l'écoulement sera concentré sur un réseau ramifié de tronc.

La détermination de la distribution d'écoulement peut alors être divisée en deux sous problèmes, qui sont la détermination du réseau ramifié de tronc et l'évaluation du débit de clôturer des liens. Les procédures les plus communes pour évaluer le réseau de tronc doivent employer l'un ou l'autre l'arbre d'enjambement minimum ce qui relie tous les nœuds de demande à la source, ou les chemins les plus courts entre la source et tous exigent des nœuds. Il peut dépendre de la disposition d'un réseau particulier que le principe donne au coût inférieur. Cependant, les comparaisons par Vatanavanichkul (1982) et Lan (1984) ont montré le coût inférieur pour un système de tronc basé sur le principe de chemin le plus court [39,40].

Afin de déterminer le débit dans le réseau ramifié et le fixer dans les liens se fermants. Les débits pour le système restant de tronc suivent alors de l'état de continuité établi pour tous les nœuds. Les différentes politiques sont en service de fixer le débit dans les liens se fermants. L'approche la plus simple est de fixer un débit minimum pour tous les liens se fermants selon des considérations de sûreté. Par exemple, la demande de lutte contre l'incendie d'un lien peut être assumée en tant que débit minimum, ou l'apport à un nœud sur le lien de tronc peut être limité à un certain pourcentage de tout l'apport de nœud et l'apport restant peut être excédent également distribué que se fermer les liens. Le sens d'écoulement dans un lien se fermant suit de la distance des deux nœuds de lien de la source. On assume que le sens d'écoulement est du plus proche vers le nœud plus éloigné.

L'inconvénient de cette politique est qu'il ne rencontre pas les états de pression qui réellement peuvent avoir une influence significative. En secteurs avec des différences considérables dans les altitudes au sol ceci peut avoir comme conséquence des conceptions moins économiques. Une approche alternative, donc, qui a été décrite par Lauria (1982) [41] basé sur le débit dans des liens se fermants sur la perte principale disponible entre les deux

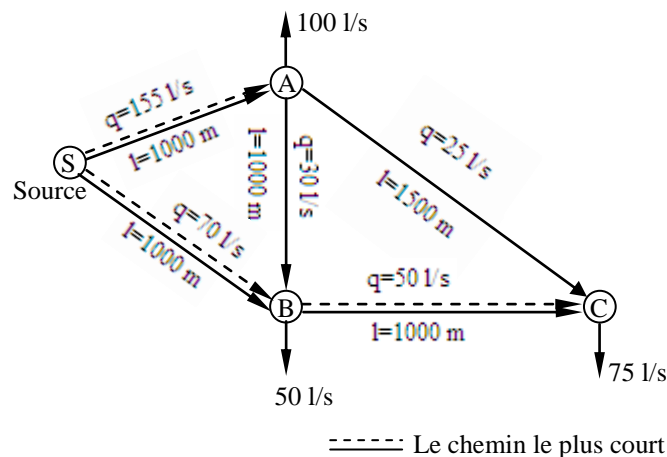
nœuds d'un lien. Si les deux nœuds d'un lien sont des nœuds de fin, la pression dans la moindre solution de coût sera égale à la pression minimum de service, et la perte principale disponible et le sens d'écoulement suivent de la différence dans les altitudes au sol. Puisque la longueur du lien est également indiquée, la pente de catégorie la ligne hydraulique peut être calculée. Avec le diamètre minimal de pipe comme indiqué dans les critères de conception le débit suit alors de l'équation d'écoulement. Si la différence dans les altitudes au sol est petite, le débit calculé peut avoir comme conséquence une vitesse d'écoulement plus petite que la vitesse minimum indiquée. Dans ce cas le débit est augmenté jusqu'à ce qu'il satisfasse la contrainte de vitesse. Si un lien ne se trouve pas entre deux nœuds de fin, les têtes de pression dans la solution optimale sont inconnues. Dans ce cas, il a supposé que la catégorie de la ligne hydraulique est parallèle au niveau du sol. Puis le même procédé que pour les nœuds de fin peut être appliqué. Une autre évaluation pour la tête de pression aux nœuds qui ne sont pas des nœuds de fin peut être obtenue à partir d'exploiter le réseau d'abord comme réseau ramifié.

Les comparaisons par Lan (1984) [40] des politiques précédentes pour évaluer la distribution d'écoulement indiquent que l'approche suivante est fiable pour une étendue des applications large. Le réseau de tronc est basé sur le chemin le plus court et le nœud sont fournis à 70% par le tronc liens.

En conclusion, l'évaluation de la distribution d'écoulement peut comprendre les étapes suivantes :

- (1) calculable d'un réseau ramifié de tronc en employant le chemin le plus court ou le principe d'enjambement minimum d'arbre.
- (2) détermination du débit à se fermer les liens en assumant un débit minimal, ou un pourcentage approvisionnement de nœud, ou une pente de catégorie de la ligne hydraulique.
- (3) Si la catégorie de la ligne hydraulique utilisée pour calculer le débit, la catégorie de ligne hydraulique du lien entre deux nœuds de fin est parallèle à la surface au sol. Le lien, qui n'est pas entre deux nœuds de fin, peut encore être basé sur une ligne catégorie hydraulique parallèle à la surface au sol, ou sur un préliminaire court pour un réseau ramifié.
- (4) du débit dans des liens se fermants et l'état de continuité à tous les nœuds le débit dans des liens de tronc suit.

La volonté d'approche qu'il a illustrée pour l'exemple dans la Figure 3.8. L'apport aux nœuds B et C dans le tronç de chemin le plus court du système est de 125 et 75 l/s respectivement. Le débit dans le lien A-C est 25 l/s et dans les liens B-C et A-B, 50 et 30 l/s respectivement. Dans la prochaine étape, le débit dans les liens S-A et le S-B devient 155 et 70 l/s respectivement. Si la détermination du débit pour les liens se fermants est basée sur la pente de catégorie de la ligne hydraulique, la pression minimum de service se produit dans le système de tronç de chemin le plus court aux nœuds A et B de fin. Le sens d'écoulement et le débit pour le A-C de lien est calculé à partir de la différence dans altitude au sol entre les nœuds A et C et la longueur du lien, donnant la pente de catégorie de la ligne hydraulique, et à partir du diamètre minimal. Le nœud B n'est pas un nœud de fin. Par conséquent, parallèle à la surface au sol, on peut assumer que la pente de catégorie de la ligne hydraulique entre les nœuds A et B être calculé à partir d'une première court pour le réseau ramifié. Le débit pour le lien A-B alors soit calculé comme pour le lien A-C. Après réparation de l'écoulement dans le débit des liens A-C et A-B, dans les liens restants suit de l'état de continuité.



**Figure 3.8 :** Détermination de la distribution d'écoulement dans les réseaux maillés de distribution de l'eau

On a développé plusieurs autres modèles qui rajustent la distribution d'écoulement au cours du calcul. Ils utilisent itérativement les modèles linéaires et les méthodes de programmation non linéaires. Cependant, aucune technique complètement satisfaisante n'est pourtant disponible.

D'abord, les techniques de programmation non linéaires actuelles sont exagérées pour des problèmes pour la vraie balance. En second lieu, bien qu'elle améliore la solution initiale, également une approche itérative ne peut pas garantir la solution optimale du problème non

convexe d'optimisation l'un ou l'autre. Le lecteur intéressé à d'autres modèles peut se référer à Shamir (1974) [42], qui passe en revue plusieurs propositions, Alperovits et Shamir (1977) [43], Quindry et autres (1981) [35], ou Morgan et Goulter (1985) [44]

## **8. Problèmes spéciaux**

### **8.1. États multiples de conception**

Un réseau de distribution de l'eau est souvent conçu pour différents états opérationnels. Par exemple, un réseau peut être conçu pour la demande de l'eau à la fin de la période de planification, mais il doit également satisfaire des vitesses minimales indiquées au début de la période de planification. Avec un autre exemple, un réseau de distribution de l'eau avec une source d'eau et un réservoir de service sur la fin opposée du secteur d'approvisionnement. Dans ce cas-ci, deux états opérationnels à être des satisfaits par le réseau sont assurant le secteur à partir des deux côtés pendant des périodes d'une demande maximale et de remplir réservoir pendant des périodes d'une basse demande. Le problème général est de concevoir un réseau qui satisfait les critères de conception pour différent, mais dans eux-mêmes affermit, des états simultanément.

L'approche pour résoudre le problème est comme suit.

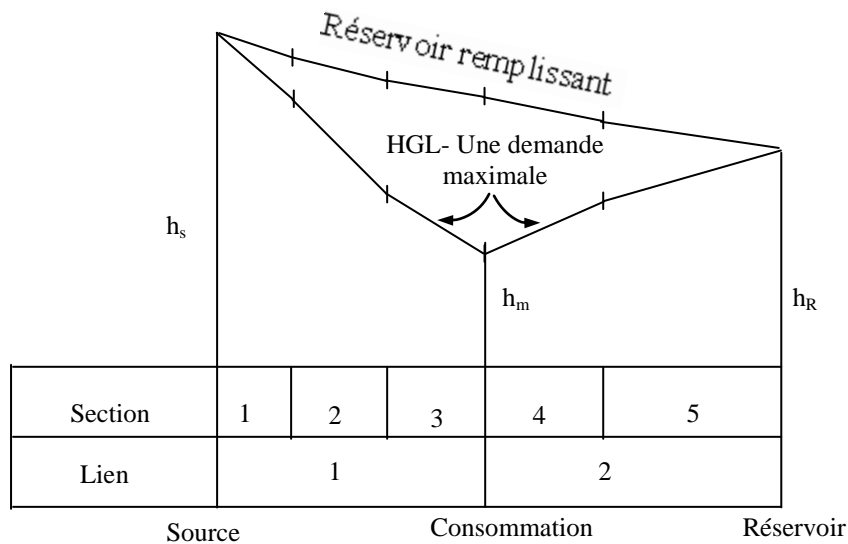
- (1) les critères de conception sont établis séparément pour les différents états.
- (2) la distribution d'écoulement est établie séparément pour chaque état.
- (3) les diamètres de candidat sont des diamètres, qui satisfont simultanément les contraintes de vitesse de tous les états.
- (4) la fonction objective est établie pour des diamètres de candidat comme pour un modèle simple d'état. Le débit et la tête de pompage des stations de pompage peuvent être différents dans les différents états. Dans ce cas-ci, le coût de pompage est présenté dans la fonction objective séparément pour les différents états.
- (5) les contraintes hydrauliques sont établies séparément pour tous les états. Les contraintes de tous les états créent l'ensemble de contraintes pour le modèle entier.

L'approche est illustrée par le petit exemple dans la Figure 3.9. L'exemple montre une source, un nœud de demande, et un réservoir vis-à-vis de la source. Ces trois points sont reliés par deux liens à trois et deux diamètres ou sections de candidat respectivement. Pendant des périodes d'une basse demande le réservoir est rempli à partir de la source ; pendant des périodes d'une demande maximale le nœud de demande est fourni par la source et le réservoir.

Tous les niveaux du sol sont égaux donc les fluctuations du niveau de réservoir sont négligeables. Le modèle complet de conception lit :

Fonction objective :

$$\sum_{j=1}^5 C_j L_j \rightarrow \min$$



**Figure 3.9 :** deux états de chargement dans un réseau de distribution de l'eau.

Contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^3 S_j^I L_j &\leq h_s - h_m \\ \sum_{j=1}^3 S_j^I L_j - \sum_{j=4}^5 S_j^I L_j &= h_s - h_R \end{aligned} \right\} \text{Une demande maximale de l'état}$$

$$\left. \sum_{j=1}^5 S_j^{II} L_j \leq h_s - h_R \right\} \text{Remplissage de réservoir de l'état II}$$

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^3 L_j &\leq l_1 \\ \sum_{j=4}^5 L_j &\leq l_2 \end{aligned} \right\} \text{État I+II}$$

Là où  $S_j^I$  est la pente d'hydraulique évaluer la ligne à la section j pour l'état I ;  $S_j^{II}$  est la pente de catégorie de la ligne hydraulique à la section j pour l'état II ;  $h_s$  est la tête de pression à la source, m ;  $h_m$  est la pression minimum de service, m ; et  $h_R$  est le niveau de réservoir, m.

**8.2. Construction Par étapes**

Plusieurs manières de construction par étapes sont possibles. D'abord la période de planification peut être divisée en deux étapes ou plus de construction. En second lieu, quand une capacité de pipe doit être prolongée, ceci peut être fait en remplaçant la pipe existante par une pipe avec un plus grand diamètre ou en ajoutant une pipe additionnelle. Pour illustrer le principe de la construction par étapes, le cas de deux étapes de construction et la politique d'ajouter les pipes additionnelles dans la deuxième étape est assumée. Un modèle général pour des étapes de construction a été donné par Lauria (1982) [41].

La construction par étapes est traitée dans une manière semblable en tant l'état multiple de chargement. Chaque étape de construction est considérée comme un état séparé. La différence se situe dans la détermination de la pente de catégorie de la ligne hydraulique et du coût pour la deuxième étape. Le principe d'évaluer la pente de catégorie des lignes hydrauliques pour les deux étapes est illustré dans le tableau (3.1). On le suppose dans que deux diamètres de candidat sont disponibles sur un certain lien dans la première étape et trois diamètres de candidat dans la deuxième étape.

**Tableau 3.1 :** La combinaison de diamètre et le sloop de l'hydraulique évaluent la ligne pour un lien avec deux étapes de construction

<b>Etape</b>	<b>Diamètre</b>						<b>Section</b>							
1	D <sub>1</sub>			D <sub>2</sub>			S <sub>1</sub> <sup>1</sup> = S <sub>2</sub> <sup>1</sup> = S <sub>3</sub> <sup>1</sup> = S <sub>4</sub> <sup>1</sup>				S <sub>5</sub> <sup>1</sup> = S <sub>6</sub> <sup>1</sup> = S <sub>7</sub> <sup>1</sup> = S <sub>8</sub> <sup>1</sup>			
2	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	S <sub>1</sub> <sup>II</sup>	S <sub>2</sub> <sup>II</sup>	S <sub>3</sub> <sup>II</sup>	S <sub>4</sub> <sup>II</sup>	S <sub>5</sub> <sup>II</sup>	S <sub>6</sub> <sup>II</sup>	S <sub>7</sub> <sup>II</sup>	S <sub>8</sub> <sup>II</sup>

Puis, à chaque diamètre de la première étape peut être ajouté un des trois diamètres candidats de la deuxième étape. Au total huit des combinaisons sont possibles pour le lien. Le lien est divisé en huit sections selon les huit combinaisons. Numéros de combinaison 1 et 5 signifient qu'il n'y a aucune expansion de capacité dans la deuxième étape.

La pente de la ligne hydraulique pour chaque section est calculée séparément pour les deux étapes, la combinaison de diamètre et l'écoulement, respectivement. Les pentes S<sub>1</sub><sup>I</sup> à S<sub>4</sub><sup>I</sup> sont égales de même que S<sub>5</sub><sup>I</sup> à S<sub>8</sub><sup>I</sup>, puisqu'elles appartiennent au même diamètre D<sub>1</sub>, et D<sub>2</sub> respectivement. Elles doivent être présentées séparément parce que les longueurs de section sont les variables du système, et aussi appartenir aux deux étapes. En outre les pentes S<sub>3</sub><sup>II</sup> et S<sub>6</sub><sup>II</sup> sont égales. Cependant, elles doivent être présentées séparément puisque la valeur

actuelle de ces deux combinaisons peut différer selon l'ordre de la construction. Après le calcul de la pente de la ligne hydraulique pour toutes les sections et toutes les étapes, les contraintes hydrauliques sont établies séparément pour toutes les étapes de construction.

Comme pour les états multiples de chargement, chaque section montre un coefficient de coût dans la fonction d'objet. Ce facteur est calculé comme la somme de la valeur actuelle des deux étapes de construction selon l'ordre de la construction. Puis, le problème par étapes de construction a la même forme qu'un problème multiple de chargement et peut être traité par la même approche.

Il convient de noter que l'expansion de capacité a comme conséquence une expansion considérable du problème d'optimisation. Même le petit exemple avec trois diamètres candidats a comme conséquence huit sections pour un lien. Cependant, l'expansion de capacité est d'intérêt primaire pour les conduites principales d'approvisionnement. Appliquer l'expansion de capacité aux conduites principales seulement limitera l'expansion du problème entier d'optimisation.



**9. Références bibliographiques**

1. L.W. Mays, H.G. Wenzel, Jr., and J.C. Liebman, “Model for Layout and Design of Sewer Systems”, J. of Water Resour. Planning and Management, **102**(1976), pp. 385–405.
2. Z.W. Geem, J.H. Kim, and Y.N. Yoon, “Optimal Layout of Pipe Networks Using Harmony Search”, in Proc. of 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Hydro-Science and Engineering, Seoul, South Korea, 2000.
3. Mohammad H. Afshar and Ebrahim Jabbari October 2008 The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 33, Number 2B **409**T.T.
4. Tanymboh and A.B. Templeman, “Discussion of Redundancy-Constrained Minimum-Cost Design of Water Distribution Networks,' by H. Parh and J.C. Liebmann”, J. Water Resource Planning and Management, **120**(1994), pp. 568–569.
5. I. Bazovsky, Reliability Theory and Practice. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, Inc. 1961.
6. I.C. Goulter and A. Goals, “Quantitative Approaches to Reliability Assessment in Pipe Networks”, J.of Transportation Engrg., **112**(1986), pp. 104–113.
7. Y.C. Su, L. W. Mays, N. Duan and K.E. Lansey, “Reliability-Based Optimization Model for Water Distribution Systems”, J. of Hydraulic Eng., **114**(1987), pp. 1539–1556.
8. T.T. Tanymboh, M. Tabesh, and R. Burrows, “An Improved Source Head Method for Calculating the Reliability of Water Distribution Networks”, in Computing and Control for the Water Industry, ed. R. Powell and K. S. Hindi. Baldock, U.K.: Research Studies Press, 1999, pp. 21–33.
9. T.T. Tanymboh, M. Tabesh, and R. Burrows, “Appraisal of Source Head Methods for Calculating Reliability of Water Distribution Networks”, J. Water Resource Planning and Management, **127**(2001), pp. 206–213.
10. Lahiouel Y., HaddadA., Khezzar L., Chaoui K., Kondratas A., Development of a Method of Routing Fluid Distribution Networks, MECHANIKA, Vol.**42**, N°4, pp.27-34, 2003.

11. Walters G.A. et Lohbeck T., Optimal Layout Of Tree Networks Using Genetic Algorithms, Eng. Opt., Vol.22, pp.27-48, 1993.
12. Walters G.A. et Smith, D.K., Evolutionary Design Algorithm For Optimal Layout of Tree Networks, Eng. Opt., Vol.24, pp.261-281, 1995.
13. Rothfarb B., Frank H., Rosenbaum D.M., Steiglitz K. et Kleitman D.J., Optimal Design of Offshore Natural-Gas Pipeline Systems, Vol.18, pp.992-1020, 1970.
14. Davidson J. et Goulter I., Heuristic For Layout Design Of Rural Gas Systems, J. of Computing in Civil Engineering, Vol.5, N°3, pp.315-332, 1991.
15. Davidson J. et Goulter I., Rule-Based Design Of layout Of Rural Natural Gas Networks, J. of Computing in Civil Engineering, Vol.5, N°3, pp.300-314, 1991.
16. Morgan, D.R. et Goulter, I.C., Least Cost Design of Looped Water Distribution Systems, 1982 International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Univ. of Kentucky, 2729 July, 1982.
17. Loganathan, G.V., Sherali, H.D. et Shah, M.P., A Two-phase Network Design Heuristic For Minimum Cost Water Distribution Systems Under a Reliability Constraint, Eng. Opt., Vol.15, pp.311-336, 1990.
18. Walters G.A. et Lohbeck T., Optimal Layout Of Tree Networks Using Genetic Algorithms, Eng. Opt., Vol.22, pp.27-48, 1993.
19. Savić D.A. et Walters G.A., Genetic algorithm for least-cost design of water distribution networks, J. of water Resour. Planning and Management, Vol.123, N°2, pp.67-77, 1997.
20. Cembrowicz R.G. et Krauler G.E., Design of Cost Optimal Sewer networks, Topex in Urban Storm Water Quality, Planning and Management, pp.367-371, IAHR Congress, Lausanne, 1987.
21. Goldberg D.E. et Kuo C.H., Genetic Algorithms in Pipeline Optimization, ASCE Journal of Computing in Civil Engineering, Vol.2, N°1, pp.128-141, 1987.
22. Jenkins W.M., Structural Optimization with the Genetic Algorithms, The Structural Engineer, Vol.69, N°24, pp.418-422, 1991.

23. Rajeev S. et Krishuamoorthy C.S., Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms, ASCE Journal of structural Engineering, Vol.118, N°5, pp.1233-1250, 1992.
24. Osiadacz A.J., Simulation and analysis of gas networks, E. & F.N. Spon Ltd., London, 1987.
25. Savić D.A. et Walters G.A., Integration of a model for hydraulic analysis of water distribution networks with an evolution program for pressure regulation, Microcomputers in Civil Engineering, Vol.10, N°3, pp.219-229, 1995.
26. Hillier F.S. et Lieberman G.J., Introduction to Operation Research, 3<sup>rd</sup> Edition, Holden-Day, Inc., San Fransisco, (1980).
27. Prim R.C., Shortest connection networks and some generalizations, Bell system technical Journal, Vol.36, pp.1389-1401, 1957.
28. Lahiouel Y., Chaoui K., Khezzar L., Haddad A. et Azari Z., Optimization of water distribution networks design by minimizing the total length, Eng. Trans., Vol.53, N°2, 165-183, 2005-10-29.
29. Walski T.M., State of the Art pipe network optimization techniques, Computer Applications in Water Resources, Tome H.C. (ed.), ASCE Conf. Water Resource Planning and Management Division, Buffalo, New York, pp.559-567, 1985.
30. Jacoby S.L.S., Design of Optimal Hydraulic Networks, J. of Hydraulics Division, ASCE, Vol.94, N°HY3, pp.642-666, 1968.
31. Schaake J. et Lai D., Linear programming and dynamic programming applications to water distribution network design, Rep. 116, Dept. of Civ. Eng., Massachussets Inst. Of Technol. Cambridge, Massachussets, 1969.
32. Watanatada T., Least Cost Design of Water Distribution Systems, Journal of the ASCE Hydraulics Division. Vol. 99, N° HY9, pp. 1497-1514, 1973.
33. Cembrowicz R.G. et Harrington J.J., Capital cost minimization of hydraulic networks, J. Hydraul. Div., Am. Soc. of Civil Engrs., Vol.99, N°HY3, pp.431-440, 1973.
34. Sonak V.V. et Bhave P.R., Global optimal tree solution for single-source looped distribution networks subjected to a single loading pattern, water Ressour. Res., Vol.29, N°7, pp.2437-2443, 1993.

35. Quindry G.E., Brill E.D. et Liebman J.C., Optimization of Looped Water Distribution Systems, Journal of the ASCE Hydraulic Division, Vol. 107, N° EE4, pp. 665-679, 1981.
36. Rowell W.F. et Barnes J.W., Obtaining Layout of Water Distribution Systems, J. of Hydraulics Division, ASCE, Vol.108, N°HY1, pp.137-148, 1982.
37. Fujiwara, O. and Khang, D.B., A Two-Phase Decomposition Method for Optimal Design of Looped Water Distribution Networks, Water Resources Research, Vol.26, N°4, pp.539-549, 1990.
38. Alperovits E. et Shamir U., Design of optimal water distribution systems, water Resour. Res., Vol.13, N°6, pp.885-900, 1977.
39. Vatanavanichkul, S. (1982) Economic effects of pressure conditions in a looped water distribution systems. Master Thesis. Asian Institute of Technology, Bangkok.
40. Lan, P.C. (1984) Optimal flow distribution in water distribution systems. Masters Thesis. Asian Institute of Technology, Bangkok.
41. Lauria, D. T. (1982) Models for steady state and dynamic planning of branched water distribution networks. A report to the World Bank. University of North Carolina,Chapell Hill.
42. Shamir,U. (1974) Optimal design and operation of water distribution systems. Water Resources Research 10, N° . 1, 27-36.
43. Alperovits, E. and Shamir, U. (1977) Design of optimal water distribution system. Water Resources Research 13, N° . 6, 885-900.
44. Morgan, D. T. and Goulter, I. C. (1985) optimal urban water distribution design. Water Resources Research 21, N° . 5, 642-652.

# **CHAPITRE IV**

## **PROGRAMME ET APPLICATIONS**

## **1. Introduction**

Les ingénieurs en Hydraulique sont confrontés dans leur travail à des tâches diverses et fastidieuses dans l'étude des réseaux. Ils sont appelés à concevoir de nouveaux réseaux de conduites à bas prix ou de réhabiliter des réseaux existants, à pallier à une augmentation de la demande sur le système existant due à une extension, ou le phénomène de vieillissement des conduites du système pour la même demande, ou bien encore une combinaison des deux, peut causer une réduction des pressions du système, à analyser le système qui consiste à déterminer la pression (ou la charge hydraulique) en chaque nœud (autres que les nœuds avec charges constantes connues), les pertes de charges par unités de longueur et le débit dans chaque conduite avec les vitesses du fluide. Toutes ces tâches peuvent être facilitées par l'utilisation d'un programme informatique.

A ceci s'ajoute le fait que les logiciels développés et disponibles sont à caractère commercial et sont donc fournis à l'utilisateur sous forme d'une version exécutable seulement et n'offrent alors aucune possibilité de les modifier. Et de là les logiciels commercialisés en plus du fait qu'ils fournissent un outil de travail plus ou moins coûteux ne permettent pas une maîtrise et acquisition de la technologie et du savoir faire qu'ils contiennent. Dans ce travail on a essayé d'utiliser, après sélection détaillée, les méthodes les plus performantes mais en se basant sur une introduction des données sous forme textuelle. Ceci est un premier pas vers le développement d'une informatisation de la conception et de l'analyse des réseaux afin d'initier les ingénieurs et concepteurs du secteur et les familiariser avec l'out

Le programme est écrit en langage **FORTRAN** sous **WINDOWS**. Il fonctionne en mode conversationnel et les données du réseau nécessaires pour l'analyse ou la conception peuvent être introduites dans un fichier de données ou bien de façon interactive, selon le choix de l'utilisateur. Afin de lui faciliter la tâche, si le choix de l'utilisateur porte sur l'introduction des données par le biais d'un fichier, des recommandations et des indications sur le contenu et la mise en page des enregistrements dans le fichier de données lui sont indiquées. Dans le deuxième cas, des messages apparaissent sur l'écran au fur et à mesure que les données sont introduites afin d'assister l'utilisateur et le guider. Des messages d'erreur sont aussi prévus pour avertir l'utilisateur dans le cas d'une erreur de saisie.

**2. Description du programme****2.1. Partie Optimisation de la configuration****2.1.1. Principaux paramètres utilisés et leur notation**

Les différentes variables utilisées dans cette partie du programme sont :

$N_s$	: Nombre de sources,
$N_n$	: Nombre de nœuds,
$x(i)$	: Abscisse,
$y(i)$	: Ordonnée,
$Cap(i)$	: Capacité de la source,
$Dem(i)$	: Demande du nœud de demande,
$Distns(i,j)$	: Distance entre les sources et les nœuds,
$Distnn(i,j)$	: Distance entre les nœuds,
$nx(i,m)$	: Numéro du nœud relié à la source $i$ ,
$ins(i)$	: Nombre de nœuds reliés à la source $i$ ,
$indx(i)$	: Indice de rangement dans la table de classement pour les distances sources-nœuds,
$jndx(i)$	: Indice de rangement dans la table de classement pour les distances sources-nœuds,
$arr(indx(i))$	: Tableau de classement des distances source-nœuds dans un ordre croissant,
$arr1(jndx(i))$	: Tableau de classement des distances nœuds-nœuds dans un ordre croissant,
$NC(i)$	: Nombre de connexions au nœud $i$ ,
$Botind$	: Nœud de début du vecteur indexé,
$Topind$	: Nœud de fin du vecteur indexé,
$Bot(j)$	: Nœud de début du vecteur $Arr$ avant indexation,
$Top(j)$	: Nœud de fin du vecteur $Arr$ avant indexation,
$Ant(i)$	: Nœud antérieur au nœud en cours,

- Niv(i) : Niveau de connexion du nœud,  
NFlot(i,j) : Nœud flottant (ayant une seule connexion) pour la source i,  
NNFlot(i) : Nombre de nœuds flottants pour la source i,  
Npipe(i) : Nombre de conduites reliées à la source i,  
Pipe : Nombre total de conduites formées,

### **2.1.2. Description de la partie optimisation de la configuration**

L'algorithme de la longueur minimale précédemment développé et représenté dans le chapitre 3, est implémenté dans une structure simple et qui fait appel à un sous-programme, comme indiqué dans la représentation de l'organigramme (Figure 4.1). La subroutine **INDEXX** est appelée pour le classement et l'indexation des distances calculées par le programme entre nœuds et sources.

La partie est organisée en trois grandes étapes, l'introduction de données, les différentes étapes de calcul nécessaires pour connecter les nœuds et les sources en réseau, et les résultats des calculs donnés sous forme de tableaux de connectivité indiquant les conduites formées, et constituant donc le réseau de distribution obtenu. Chaque conduite est identifiée par un numéro, les nœuds la constituant, sa longueur ainsi que le débit au nœud de fin.

#### **Etape 1 : Introduction des données.**

L'introduction des données peut être faite d'une manière interactive ou par fichier. Le programme constitue alors une base de données structurée et procède, par la suite, au calcul des différents paramètres nécessaires à l'élaboration du réseau. Les données nécessaires à la détermination de la configuration du réseau dans une longueur totale minimale sont :

- Introduction du nombre de sources,
- Introduction du nombre de nœuds,
- Introduction des coordonnées des sources,
- Introduction des capacités des sources,
- Introduction des coordonnées des nœuds,
- Introduction des demandes des nœuds,
- Introduction du nombre maximal de connexions souhaité pour les nœuds de demande.



**Etape 2 : Calculs.**

Le programme manipule des objets en essayant de les rassembler dans des groupes. Dans notre cas, les objets sont les nœuds qui demandent le fluide, et les sources qui le fournissent. Etant données, donc les caractéristiques des nœuds et des sources, les coordonnées cartésiennes, les demandes aux nœuds et les capacités des sources, le programme calcule les distances des sources aux nœuds et des nœuds entre eux. En considérant la source ayant la plus faible capacité, choisir la plus petite distance source-nœud et relier le nœud à la source. Parmi les nœuds non connectés, on sélectionne la distance la plus petite au nœud qui vient d'être connecté ou à la source en considération. Il relie alors ce nœud en constituant un groupe de nœuds en forme de réseau primaire. Cette procédure est reprise avec chacune des sources séparément.

Le programme relie les nœuds dans différents groupes, associés chacun à une source. Un groupe a donc des caractéristiques calculées à partir des données sur les éléments qui le constituent. Les informations sur un groupe, dans la base de données sont mises à jour et renouvelées chaque fois que le contenu du groupe est modifié.

Dans la base de données, pour chaque groupe sont créées des variables qui servent à stocker les informations. Dans la première, le programme garde le numéro de la conduite dès sa formation. Chaque conduite est identifiée par un numéro, les nœuds de début et de fin la constituant, sa longueur et le débit au nœud de fin. Les nœuds à leur tour, en plus des caractéristiques relatives à leurs positions (coordonnées cartésiennes) et demande, sont identifiés par un nombre et un niveau de connectivité qui sont incrémentés au fur et à mesure qu'un nœud est relié à un groupe.

En plus de leur capacité totale, les sources sont identifiées par leur position. Ce paramètre va permettre de savoir quelle est la charge maximale à atteindre. Cette variable est diminuée à chaque nouvelle association d'un nœud au groupe formé par cette source. Elle représente la capacité pouvant être utilisée par un groupe, et sa mise à jour permet de connaître la capacité qui peut encore être attribuée et le nombre de nœuds pouvant être connectés au groupe alimenté par la source.

**Etape 3 : Résultats.**

Les résultats de ces étapes de calcul se résument en la disposition des nœuds et sources en réseau. Ils sont obtenus sous forme de tableaux de connectivité indiquant les branches reliant les nœuds entre eux et aux sources ainsi que leurs longueurs. Les débits aux nœuds sont aussi repris dans le résultat final.

**2.2. Partie Optimisation des diamètres des conduites****2.2.1. Principaux paramètres utilisés**

Les différentes variables utilisées dans la partie optimisation des diamètres sont :

- A(i) : Coefficients des variables dans les contraintes,
- B(i) : Coefficients des variables dans la fonction objet,
- B2 : Coût ou gain net,
- E(j) : B-somme (x/A),
- E2 : Min E,
- N : Nombre total de variables (réelles et fictives),
- N1 : Nombre de variables réelles,
- M : Nombre total des lignes contraintes,
- M1 : Nombre de contraintes d'inégalité inférieure ou égale,
- M2 : Nombre de contraintes d'égalité,
- M3 : Nombre de contraintes d'inégalité supérieure ou égale,
- R(i) : Taux de changement,
- R2 : Taux de changement minimal,
- V(i) : Numéro de la variable dans le programme,
- x(j,i) : Coefficient de la matrice,
- Z(i) : Ampleur de la variable dans le programme.

**2.2.2. Description de la partie optimisation des diamètres**

La programmation linéaire est la technique d'optimisation adoptée dans cette partie du programme. Cette partie est organisée comme les précédentes, en trois étapes et comme indiqué dans l'organigramme schématisé dans la Figure 4.2.

**Etape 1 : Introduction des données.**

Les données nécessaires pour cette partie du programme, peuvent, en partie être le résultat de la partie optimisation de la configuration si la procédure est faite en entier, c'est-à-dire, la conception complète de la disposition des nœuds ainsi que les dimensions des conduites. Ces données consistent en les conduites, définies par leurs nœuds de début et de fin, et leurs longueurs. Par contre si seule l'étape d'optimisation des diamètres est souhaitée, ces mêmes données doivent être fournies par l'utilisateur. Les paramètres coûts relatifs aux différentes dimensions disponibles font partie des blocs de données (Block Data) du programme.

**Etape 2 : Calculs.**

Cette procédure, appliquée à des réseaux maillés est faite en deux temps de calcul :

- (1) Estimation de la distribution du débit dans les conduites du réseau ;
- (2) Résolution du programme linéaire et obtention des dimensions des conduites.

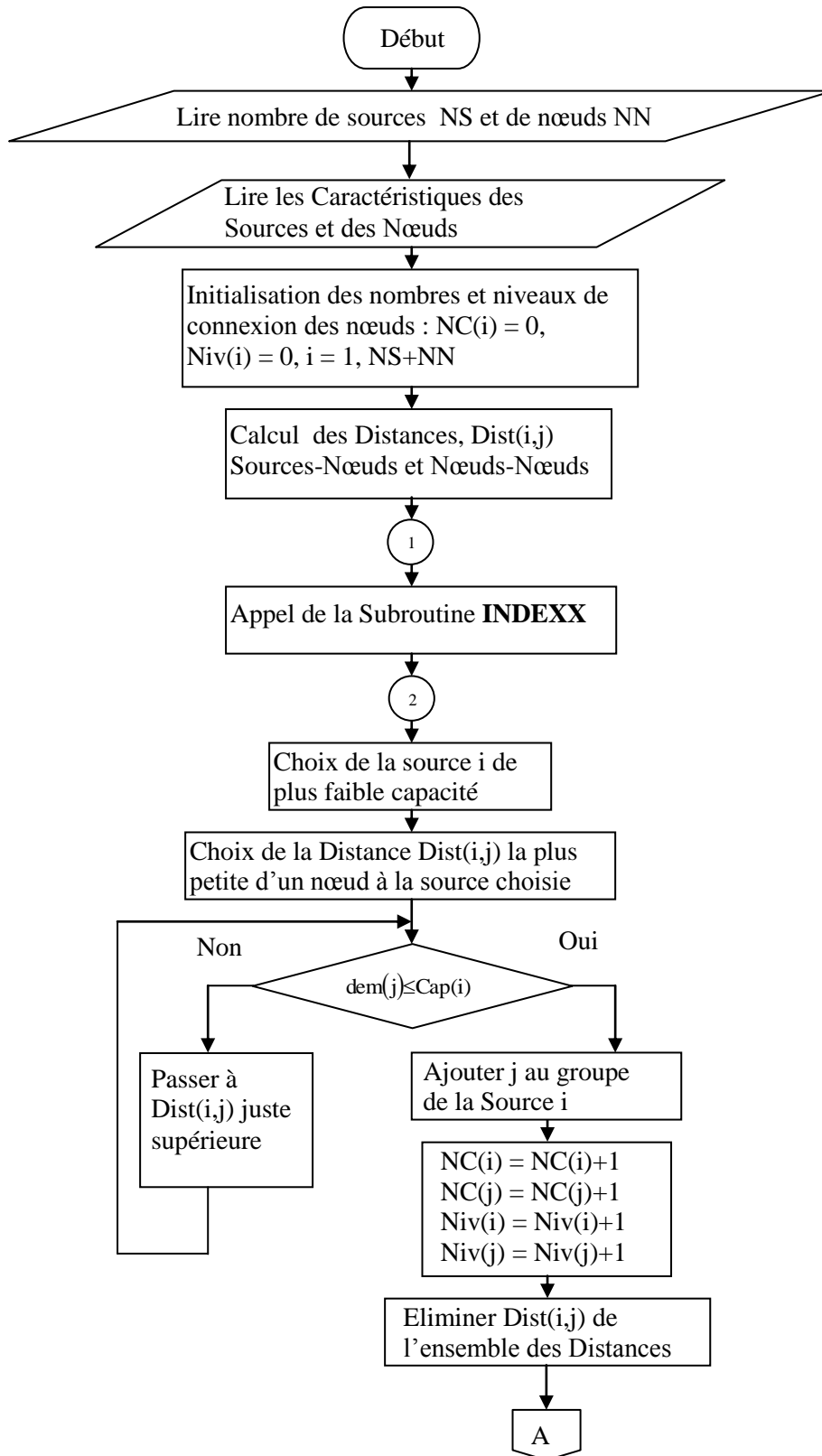
Le programme, après introduction des données, procède à l'évaluation de la distribution du débit dans les conduites du réseau. Déterminer le système ramifié correspondant et la détermination du débit

Une fois la distribution du débit dans les conduites du réseau déterminée, le problème devient linéaire et est résolu par l'utilisation de la méthode d'optimisation linéaire du Simplex.

**Etape 3 : Résultats.**

La partie à l'étude permet, au bout des calculs, d'avoir les résultats portant sur les diamètres des différentes conduites du réseau. Ces résultats sont fournis sous forme de tableaux de valeurs comprenant, en plus des diamètres des conduites et leurs identifiants, les débits estimés lors de la détermination de la distribution du débit dans le réseau, ainsi que les longueurs.

3. Organigramme



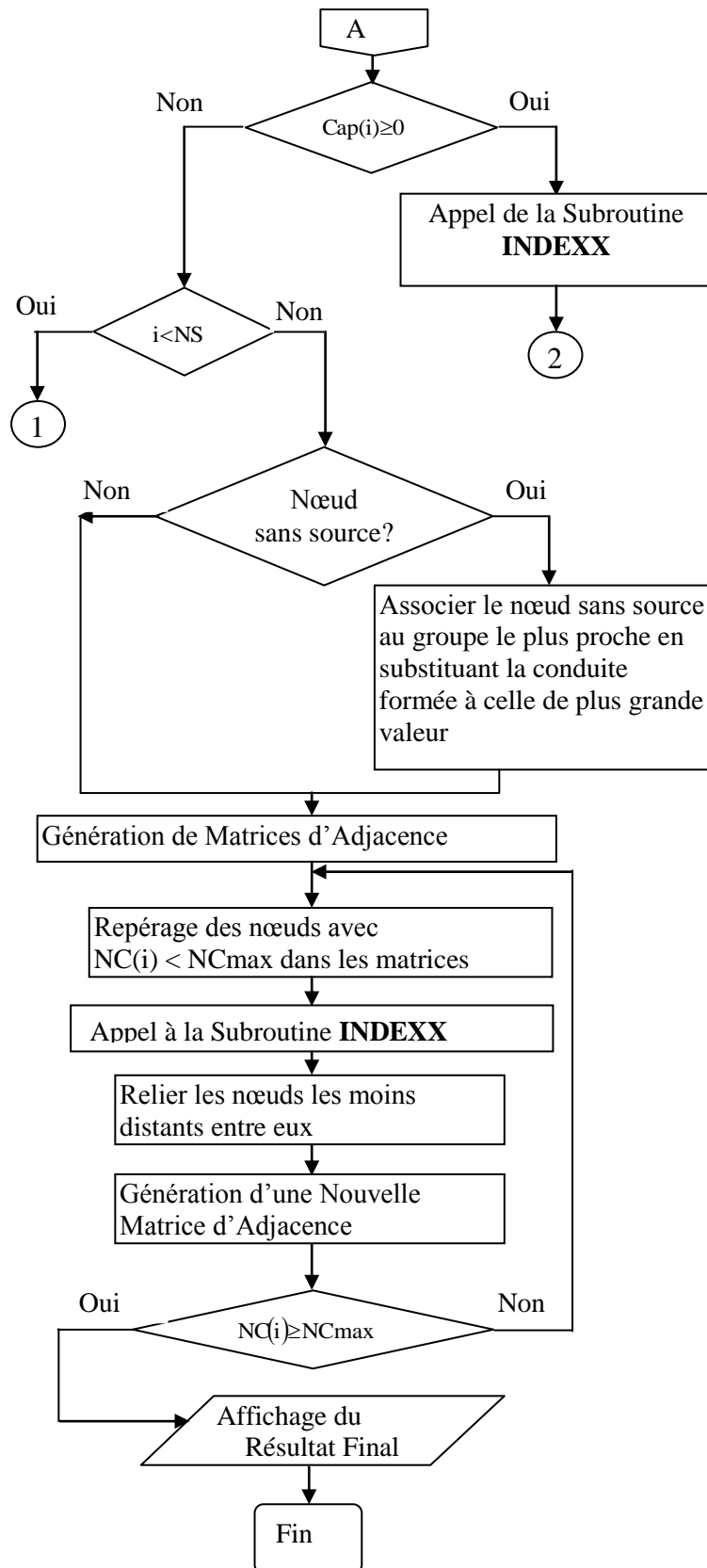
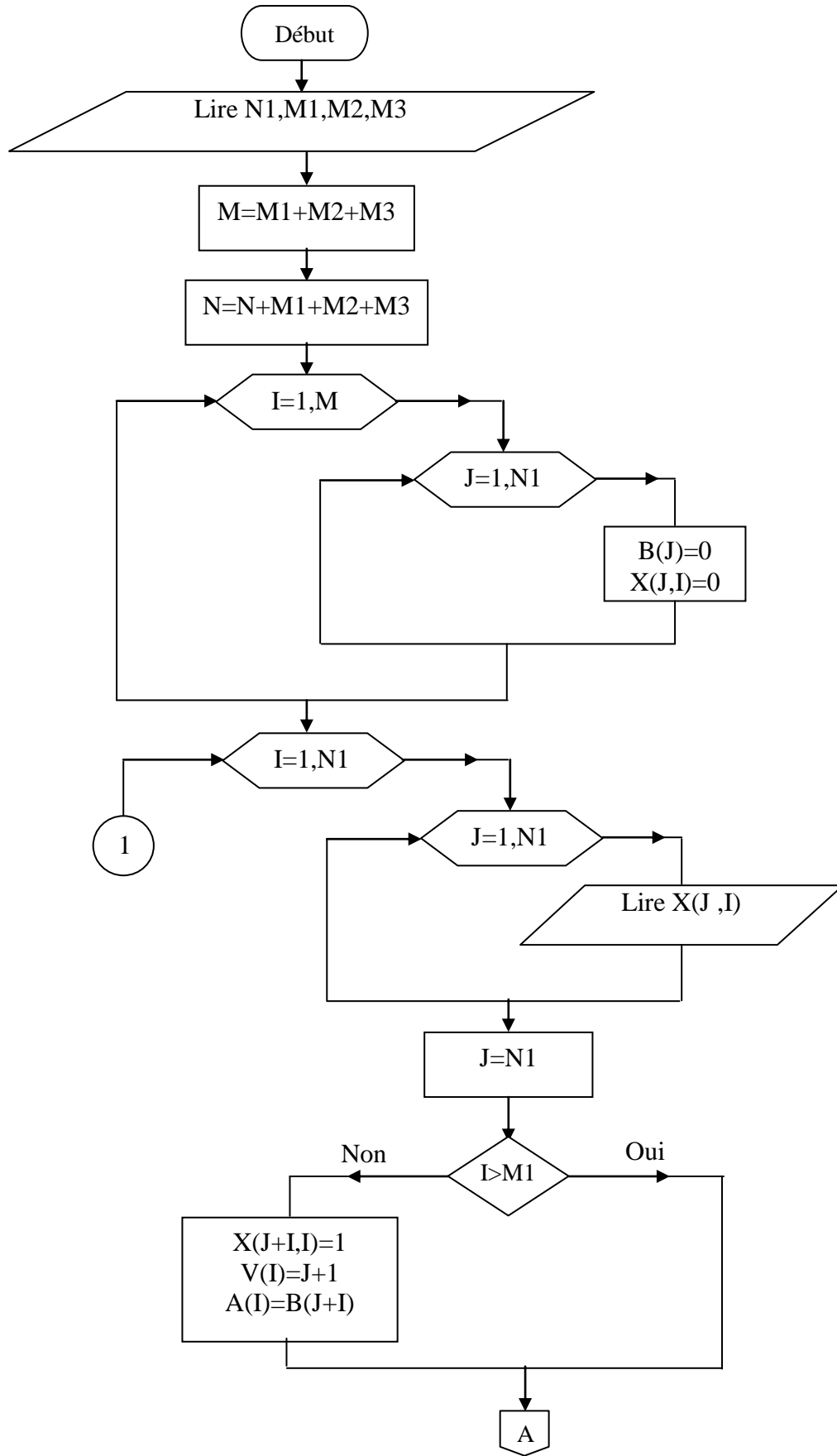
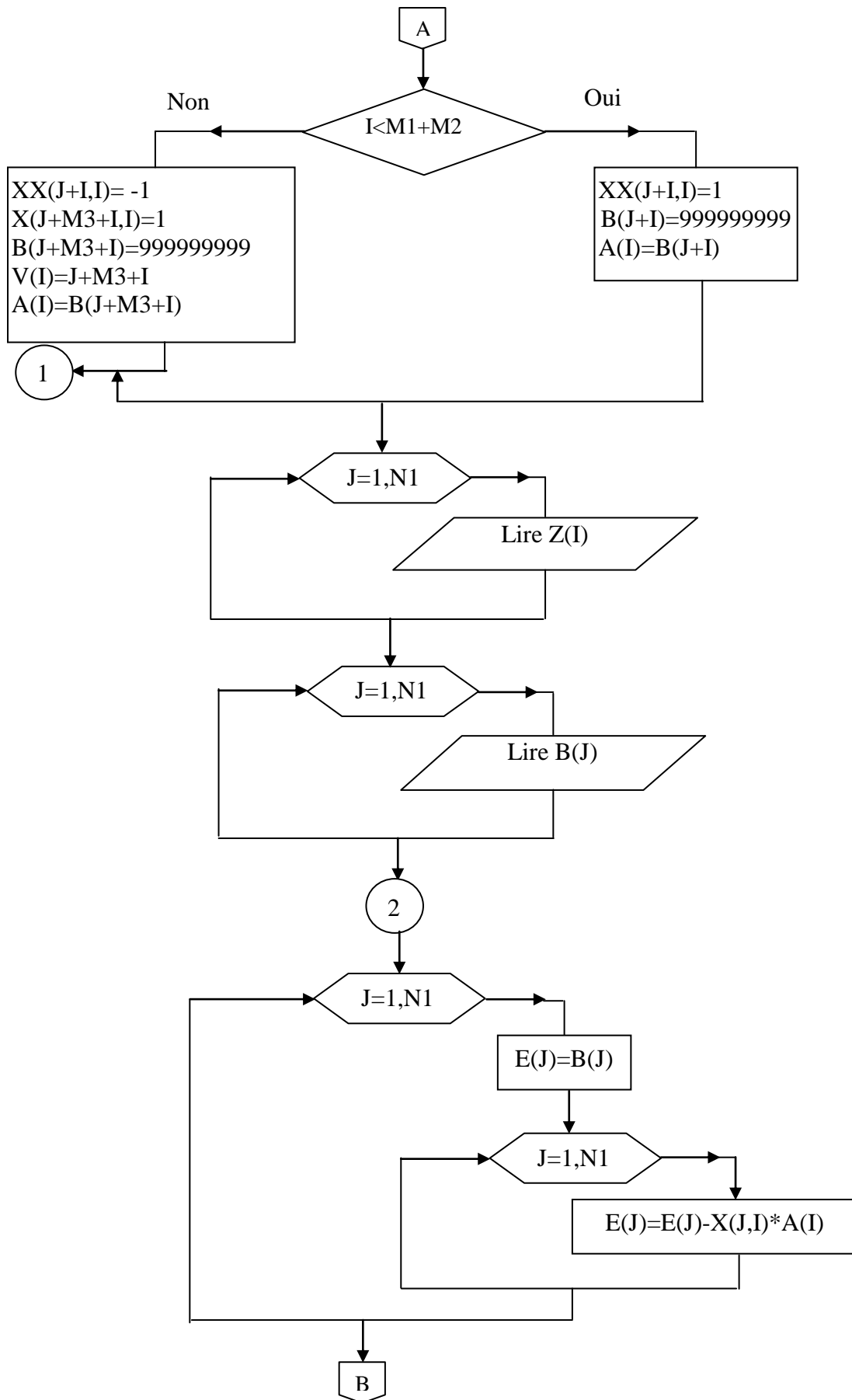
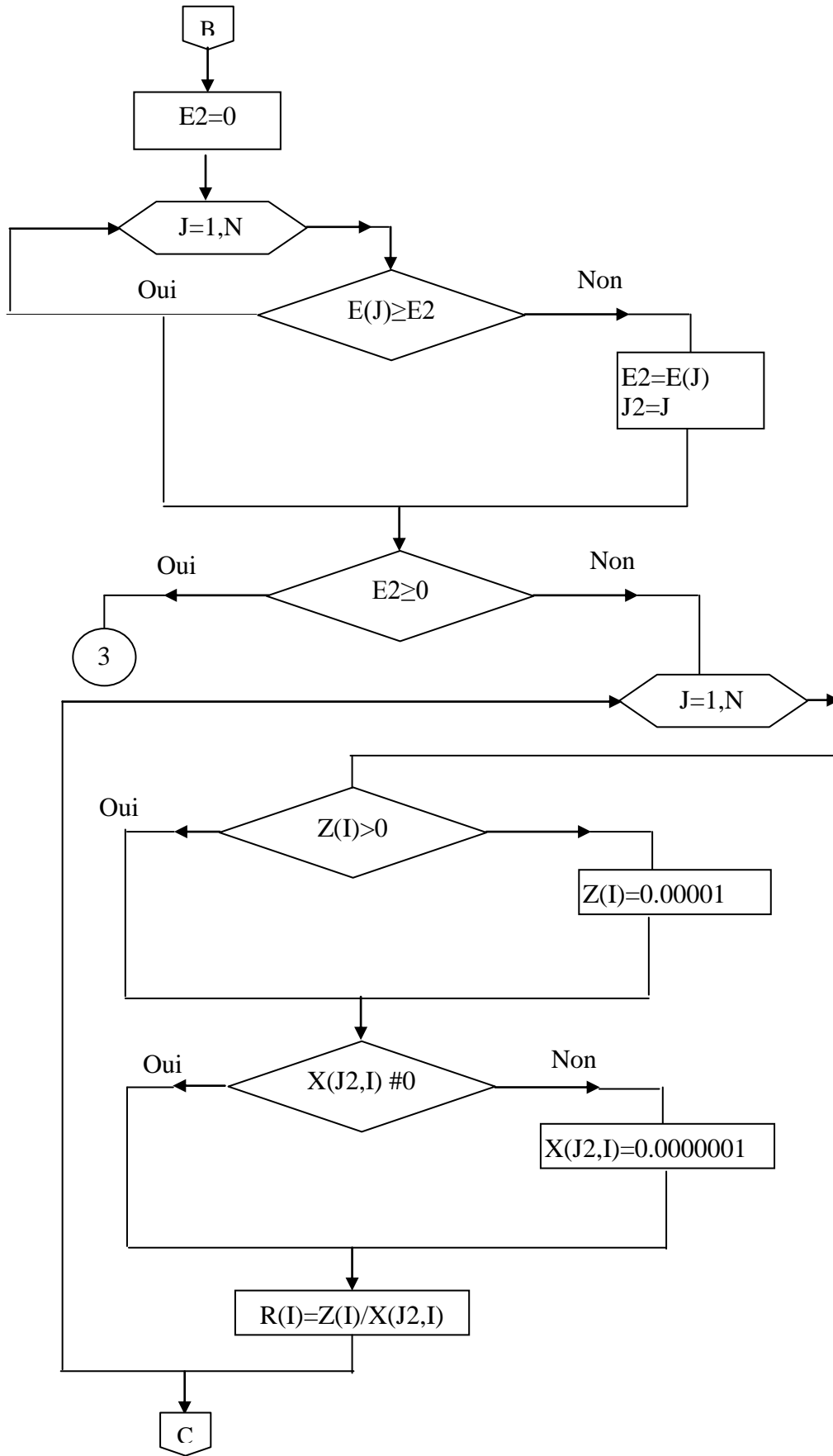


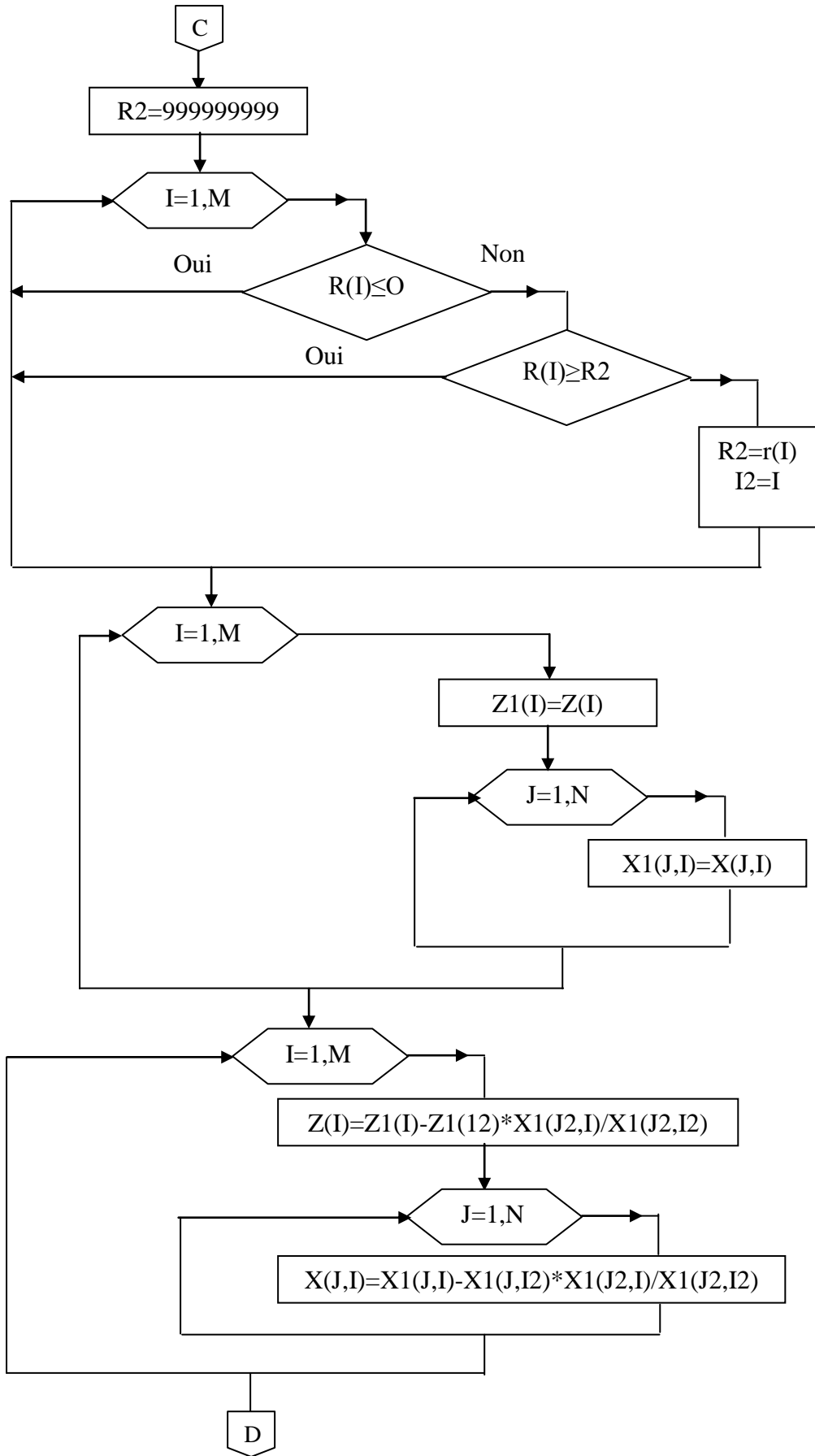
Figure (4.1) : Etapes de l'optimisation de la configuration











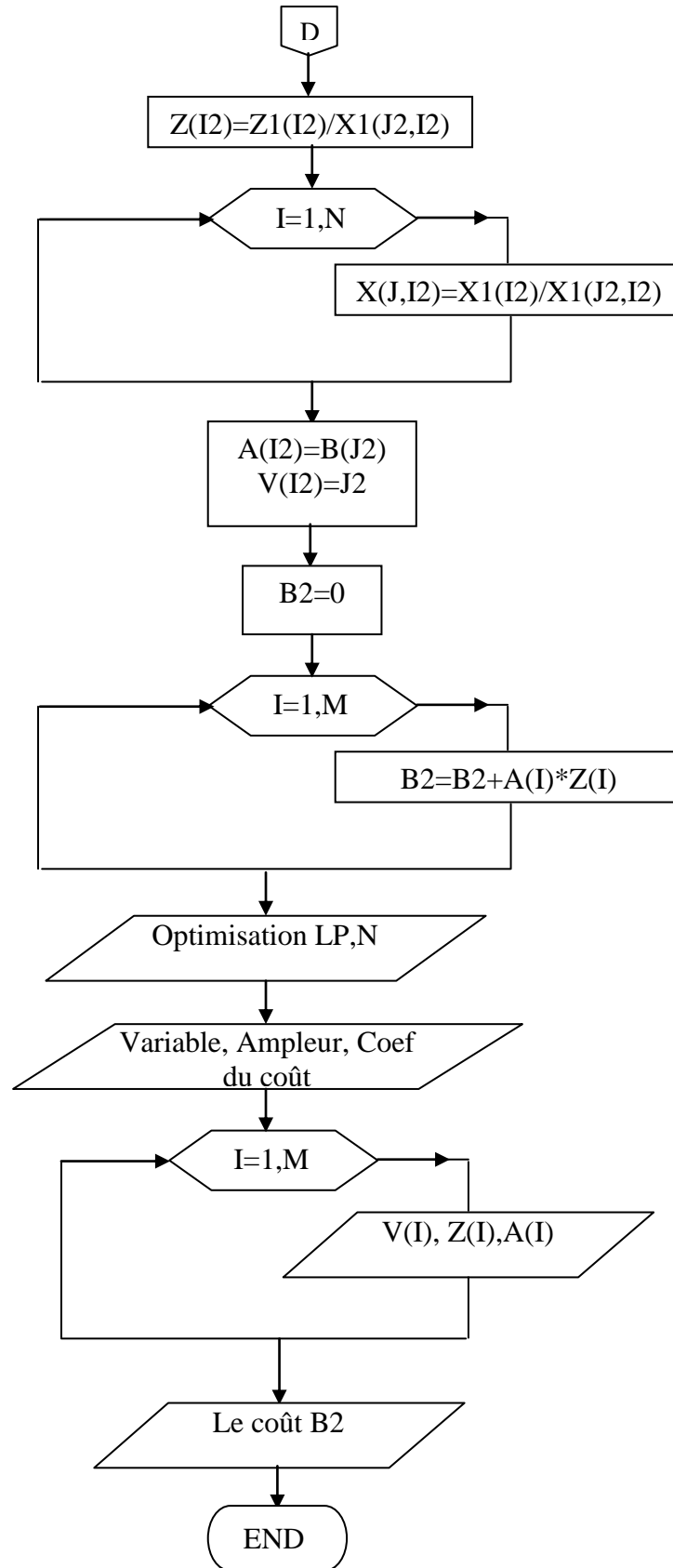


Figure (4.2) : Etapes de l'optimisation du dimensionnement de réseau

**4. Résultats et commentaires**

**Cas 01 :** Réseau 01, (optimisation de la longueur).

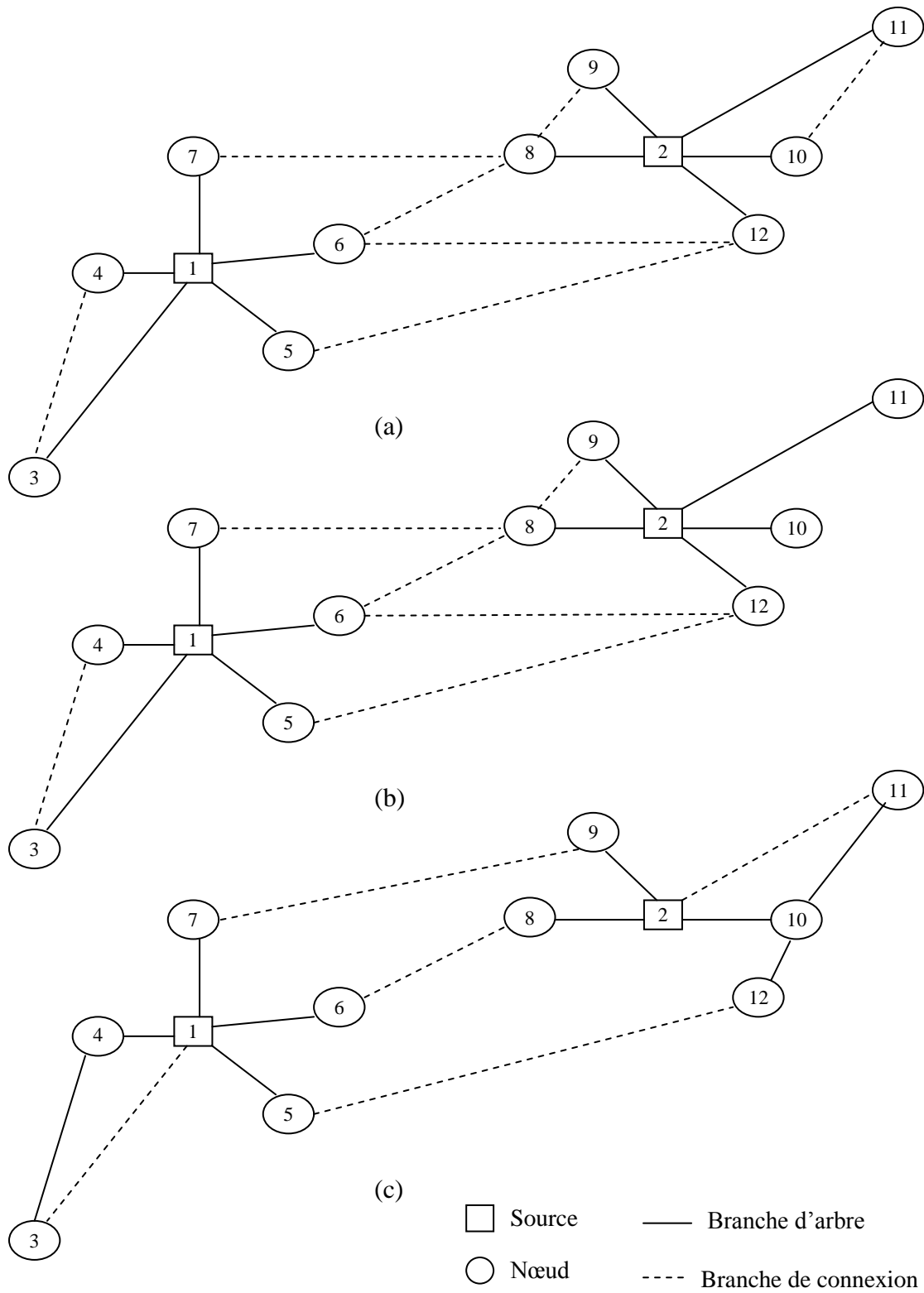
**Tableau 4.1 :** Données du réseau 01 avec 02 sources et des nœuds loin

Nœud	Abscisse (m)	Ordonnée (m)	Capacité/ Demande (m <sup>3</sup> /s)
1	100	100	250
2	175	150	250
3	30	30	50
4	90	100	50
5	125	80	50
6	135	110	50
7	100	150	50
8	150	150	50
9	160	160	50
10	200	150	50
11	250	200	50
12	190	110	50

Les deux réseaux montrés dans les Figures (4.3) (a) et (c) sont complètement maillés. Mais du point de vue longueur totale, la longueur obtenue par le programme est meilleure que celle de la référence, puisqu'elle est plus petite, et donc de moindre coût. La comparaison avec le résultat obtenu par les algorithmes génétiques [1,2] justifie la différence entre les longueurs totales par le fait que le réseau obtenu par les algorithmes génétiques, Figure (4.3) (b), n'est pas complètement maillé. Comme on peut le constater, les nœuds 10 et 11 sont libres d'un côté et n'ont qu'une seule connexion, chacun n'est alimenté que par une seule conduite principale, lui parvenant de la source 2 directement. Et de là, le réseau obtenu par notre programme présente l'avantage de la fiabilité et de la disponibilité du produit. Alors que la différence entre la longueur totale du réseau de la Figure (4.3) (c) et celle du réseau de la Figure (4.3) (b) n'est que de 10,91 m. Cette valeur représente 1,43% de la longueur totale, qui est de 764,85 m. La différence entre la longueur du réseau de la Figure (4.3) (c) et celle du réseau de la Figure (4.3) (a) est de 59,80 m. Elle représente 7,25% de la longueur totale.

**Tableau 4.2** : Validation des résultats du réseau 01 avec 02 méthodes.

<b>Conduite</b>	<b>Méthode sources-nœuds Réf. [3]</b>	<b>Algorithmes Génétiques Réf. [1]</b>	<b>Méthode Proposée</b>
1-3	99,00	99,00	89,99
1-4	10,00	10,00	10,00
1-5	32,02	32,02	32,02
1-6	36,40	36,40	36,40
1-7	50,00	50,00	50,00
2-8	25,00	25,00	25,00
2-9	18,03	18,03	18,03
2-10	25,00	25,00	25,00
2-11	90,14	90,14	90,14
2-12	42,72	42,72	
3-4	92,20	92,20	92,20
5-12	71,59	71,59	71,59
6-8	42,72	42,72	42,72
6-12	55,00	55,00	
7-8	50,00	50,00	
7-9			60,83
8-9	14,14	14,14	
10-11	70,71		70,71
10-12			41,23
	<b>Longueur Totale 824,66 m</b>	<b>Longueur Totale 753,95 m</b>	<b>Longueur Totale 764,85 m</b>



**Figure (4.3) :** Réseau avec des nœuds loin  
 (a) : Réf.[3], (b) : Réf.[1], (c) : Algorithme Proposé

**Cas 02 :** réseau 02 avec 09 sources et 26 nœuds, (optimisation de la longueur).

**Tableau 4.3 :** Données du réseau 02

<b>Nœud</b>	<b>Abscisse (m)</b>	<b>Ordonnée (m)</b>	<b>Capacité/ Demande (m<sup>3</sup>/s)</b>
1	10	40	200
2	20	20	200
3	20	60	250
4	40	30	250
5	55	25	225
6	55	55	225
7	75	20	210
8	80	45	250
9	80	65	200
10	10	8	60
11	6	20	50
12	23	5	110
13	18	35	60
14	13	50	70
15	10	75	30
16	25	50	46
17	35	15	90
18	38	43	38
19	40	60	55
20	35	70	60
21	45	80	70
22	53	65	83
23	54	40	40
24	52	10	75
25	60	25	53
26	70	5	76
27	73	30	49
28	70	55	67
29	65	68	70

30	70	75	50
31	85	70	60
32	82	50	38
33	95	55	90
34	95	25	57
35	90	10	44

**Tableau 4.4 :** Résultats du réseau 02

<b>Conduite</b>	<b>Nœud 1</b>	<b>Nœud 2</b>	<b>Longueur (m)</b>
1	1	13	9,434
2	1	14	10,440
3	2	10	15,620
4	2	11	4,000
5	2	12	15,297
6	3	15	18,028
7	3	16	11,180
8	3	20	18,028
9	4	17	15,811
10	4	18	13,153
11	5	23	15,033
12	5	24	15,297
13	5	25	5,000
14	5	34	40,000
15	6	19	15,811
16	6	21	26,926
17	6	22	10,198
18	7	26	15,811
19	7	27	10,198
20	7	35	18,028
21	8	28	14,142
22	8	22	5,385
23	8	33	18,028
24	9	29	15,297

25	9	30	14,142
26	9	31	7,071
27	12	17	15,620
28	12	35	67,186
29	13	10	28,160
30	13	11	19,209
31	14	15	25,179
32	14	16	12,000
33	15	19	33,541
34	16	18	14,765
35	17	24	17,720
36	18	23	16,279
37	20	19	11,180
38	20	21	14,142
39	21	30	25,495
40	22	28	19,723
41	22	29	12,369
42	23	27	21,471
43	24	26	18,682
44	25	26	22,361
45	25	27	13,928
46	28	29	13,928
47	32	30	27,731
48	32	31	20,224
49	33	31	18,028
50	34	33	30,000
51	34	35	15,811

La longueur totale (m) : 922,094299



Cas 3 : optimisation de diamètre

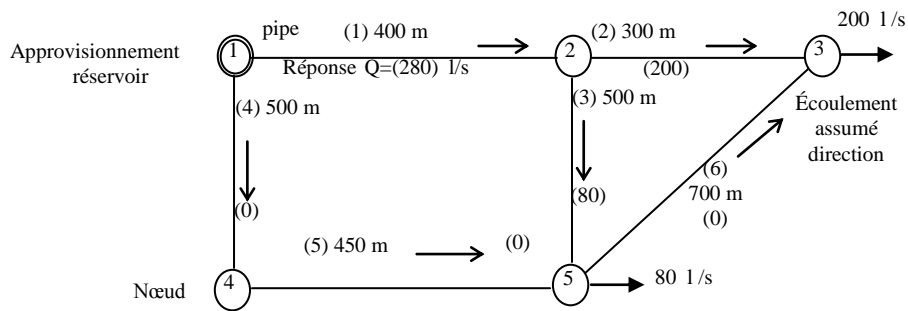


Figure 4.4 : Réseau 03

Les contraintes :

Nœud 2 :  $Q_1 - Q_2 - Q_3 = 0$

Nœud 4 :  $Q_4 - Q_5 = 0$

Nœud 3 :  $Q_2 - Q_6 = 200$

Nœud 5 :  $Q_3 - Q_5 - Q_6 = 80$

La fonction objective :

$$\text{Minimise } \sum QL = 400Q_1 + 300Q_2 + 500Q_3 + 500Q_4 + 450Q_5 + 700Q_6$$

Cas 4 : optimisation de diamètre.

Q.L	280 l/s, 400 m			200 l/s, 300 m	
Variable	$X_1$	$X_2$	$X_4$	$X_4$	$X_5$
Diamètre mm	400	350	300	350	300
Perte de charge	9	17	40	9	20
Coût \$/m	100	80	70	80	70

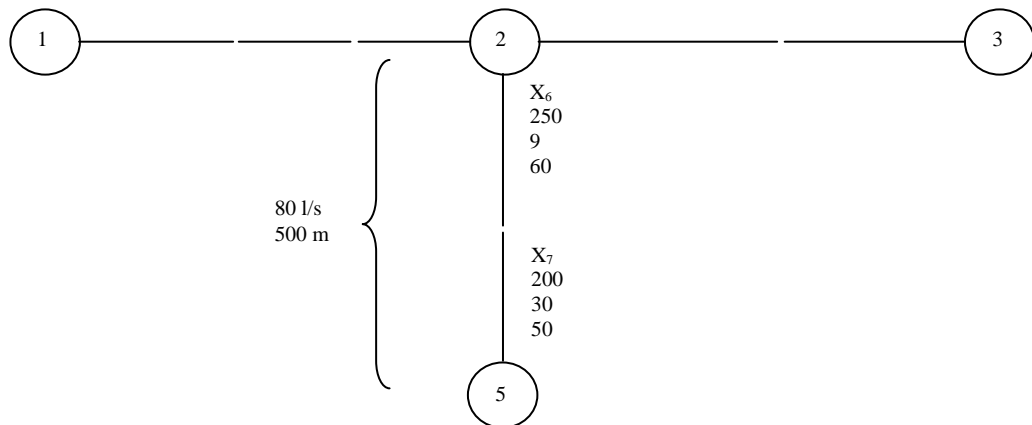


Figure 4.5 : Réseau 04

Les contraintes :

$$\text{Longueurs : } X_1-X_3: x_1+ x_2+x_3=400$$

$$X_4-X_5: x_4+ x_5 =400$$

$$X_6-X_7: x_6+ x_7=400$$

$$\text{Pertes de charge : } 3 : 0,009x_1+0,017x_2+0,04x_3+0,009x_4+0,02x_5 \leq 50$$

$$5 : 0,009x_1+0,017x_2+0,04x_3+0,009x_4+0,02x_5+0,09x_6+0,03x_7 \leq 70$$

La fonction objective:

$$100x_1+80x_2+70x_3+80x_4+70x_5+60x_6+50x_7 = \min$$

- **Les résultats obtenus :**

Les résultats obtenus pour les deux exemples étudiés sont représentés par les tableaux suivants :

**Tableau 4.5 :** Résultats du réseau 03:

Variable	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>5</sub>
Valeur	279,99	199,99	79,99	00
Coût total	211999,969			

**Tableau 4.6 :** Résultats publiés du réseau 03:

Variable	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>5</sub>
Valeur	280	200	80	00
Coût total	212000			

Les deux résultats sont presque identiques.

**Tableau 4.7 :** Résultats du réseau 04:

Diamètre	400	350	300	350	300	250	200
Variable	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	X <sub>6</sub>	X <sub>7</sub>
Valeur	00	00	399,99	00	299,99	00	499,99
Coût total	73999,98						

**Tableau 4.8 :** Résultats publiés du réseau 04:

Variable	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	X <sub>6</sub>	X <sub>7</sub>
Valeur	00	00	400	00	300	00	500
Coût total	74000						

En comparant les résultats obtenus avec ceux publiés qui sont presque identiques, on peut constater pour les deux réseaux :

- Dans un même assemblage, le diamètre le plus grand est omis et pour le reste des diamètres le plus grand d'entre eux, possède la longueur la plus courte.

On constate aussi que pas plus de deux diamètres apparaissent dans un même assemblage.

### **Cas 5 : Test de validation de l'optimisation de la conception complète des réseaux**

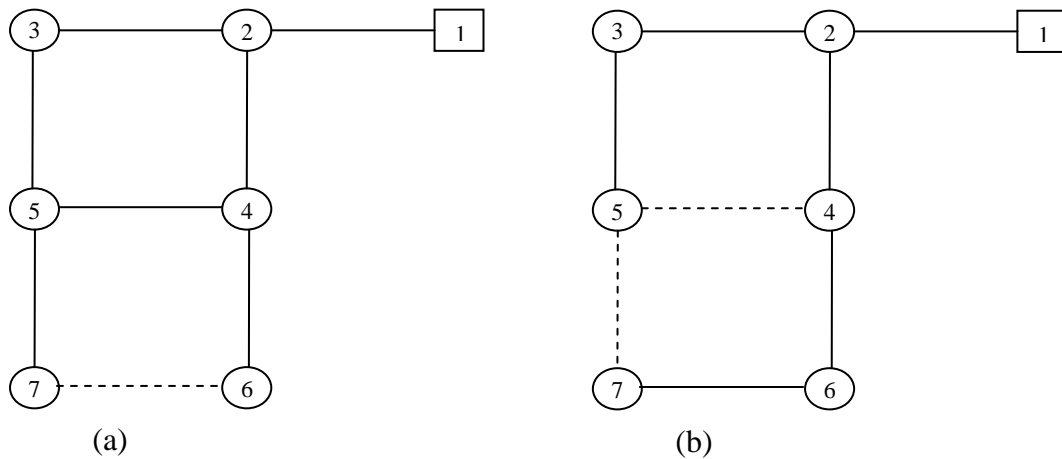
Comme déjà mentionné, l'optimisation de la conception peut être complète et passer alors par les deux étapes, optimisation de la configuration par minimisation de la longueur totale et ensuite optimisation des dimensions des conduites (diamètres). Le cas de réseau pris aussi comme exemple est le réseau avec une seule source et 7 nœuds de connexion, communément connu sous le nom de réseau à deux mailles repris comme référence dans beaucoup de travaux [4,5,6,7,8,9,10,2]. Le test complet d'optimisation est effectué sur ce cas d'étude. Les données sont résumées dans le Tableau 5.14. Les valeurs des diamètres de conduites disponibles en inches avec leurs coûts unitaires en unités monétaires arbitraires entre parenthèses sont 2(5), 3(8), 4(11), 6(16), 8(23), 10(32), 12(50), 14(60), 16(90), 18(130), 20(170), 22(300) et 24(550) [5,6,9]. L'utilisation de l'unité de mesure Anglaise Inch est justifiée par le besoin d'avoir une comparaison assez fiable puisque les autres études ont utilisé cette unité.

**Tableau 4.9 :** Données du réseau à deux mailles

Nœud	Abscisse (m)	Ordonnée (m)	Capacité/ Demande (m <sup>3</sup> /s)	Élévation (m)	Pression minimale
1	3100	100	1120	210	00
2	2100	100	100	150	30
3	1100	100	100	160	30
4	2100	1100	120	155	30
5	1100	1100	270	150	30
6	2100	2100	330	165	30
7	1100	2100	200	160	30

Les résultats obtenus par le programme sont établis en deux parties. La Figure 4.6 représente les résultats de l'optimisation de la configuration, en (a) ceux obtenus par le programme et en (b) ceux de Loganathan et al. [10] pour comparaison. L'arbre étant représenté en trait continu et la branche de connexion en maille est en trait discontinu. Le Tableau 4.10 résume les résultats de l'optimisation des diamètres.

Les réseaux obtenus dans les deux cas sont, en apparence identiques et ont alors la même longueur totale de 8000 m. Les deux réseaux sont complètement maillés et chaque nœud est relié par, au moins, deux branches au reste du réseau. La différence entre les deux représentations est plus en profondeur et porte sur le nombre et la position des branches de connexion ajoutées ultérieurement à la formation initiale en arbre ou pas complètement maillée. Le réseau de la Figure 4.6 (a) a une seule branche de connexion tandis que le réseau de la Figure 4.6 (b) a deux branches de connexion. Les branches de connexion sont les branches de redondance ajoutées pour améliorer l'exactitude du réseau.



**Figure 4.6 :** Représentation graphique du réseau aux deux mailles  
 (a) Algorithme proposé ; (b) Réf. [10]

**Tableau 4.10 :** Résultats de l'optimisation des diamètres

Conduite	Nœud de début	Nœud de fin	Longueur Totale de l'assemblage (m)	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Diamètre (in.)	Longueur (m)
1	1	2	1000,00	1120,00	20	256,00
					18	744,00
2	2	3	1000,00	177,00	10	1000,00
3	2	4	1000,00	843,00	18	1000,00
4	4	5	1000,00	121,39	8	319,38
					6	680,62
5	4	6	1000,00	601,60	16	1000,00
6	6	7	1000,00	271,60	12	784,94
					10	215,06
7	3	5	1000,00	77,00	6	1000,00
8	5	7	1000,00	71,61	6	990,93
					4	9,07

Le coût total de la solution optimale obtenue est de 488 559 unités monétaires.

On constate que le résultat de la première partie est conforme à la norme et aux résultats obtenus précédemment. Le résultat de la deuxième partie est satisfaisant en comparaison avec ceux des études faites auparavant [9], comme montré dans le tableau 4.11.

**Tableau 4.11 :** Comparaison des résultats obtenus par différentes études

Conduite	Alperovits et Shamir (1977)		Goulter et al (1986)		Kessler et Shamir (1989)		Proposé		Savić (1997)	
	L (m)	D (in)	L (m)	D (in)	L (m)	D (in)	L (m)	D (in)	L (m)	D (in)
1	256,00	20	383,00	20	1000,00	18	256,00	20	1000,00	20
	744,00	18	617,00	18			744,00	18		
2	996,38	8	1000,0	10	66,00	12	1000,00	10	1000,00	10
	3,62	6	0		934,00	10				
3	1000,0	18		16	1000,00	16	1000,00	18	1000,00	16
4	0	8	1000,0	6	713,00	3	319,38	8	1000,00	1
	319,38	6	0	4	287,00	2	680,62	6		
5	680,62	16	687,00	16	836,00	16	1000,00	16	1000,00	14
	1000,0		313,00		164,00	14				
6	0	12	1000,0	12	109,00	12	784,94	12	1000,00	10
		10	0	10	891,00	10	215,06	10		
7	784,94	6		10	819,00	10	1000,00	6	1000,00	10
	784,94		98,00	8	181,00	8				
8	1000,0	6	902,00	2	920,00	3	990,93	6	1000,00	1
	0	4	492,00	1	80,00	2	9,07	4		
			508,00							
	990,93		20,00							
	9,07		980,00							
<b>Coût (u.m.)</b>	<b>479 525</b>		<b>435 015</b>		<b>417 500</b>		<b>488 559</b>		<b>419 000</b>	

Surtout si l'on sait que la procédure développée dans cette étude est complète et permet l'optimisation du coût total de la conception à partir de la simple connaissance des données topologiques des nœuds (sources et de demande). Le coût de l'optimisation peut être plus intéressant quand il est vu en ensemble sur les deux étapes. Le réseau obtenu est alors apte à être utilisé en laissant le dernier mot à l'ingénieur concepteur qui peut apprécier les valeurs obtenues. Il peut ainsi, les retenir ou bien encore les modifier, mais dans ce cas là l'analyse du réseau est de rigueur afin de vérifier la conformité des résultats par rapport aux normes. L'attention est attirée sur les petites longueurs dans les assemblages qui correspondent généralement à de faibles diamètres passible de n'avoir aucune signification pratique, et qui peuvent, par conséquent être éliminées.

### **5. Discussions et commentaires**

Pour l'optimisation de la longueur, les résultats obtenus ont prouvé le bon choix de la méthode proposée, l'optimisation de la conception a vu le développement d'un nouvel algorithme pour l'étape de minimisation de la longueur totale du réseau. Les réseaux obtenus sont complètement maillés.

L'heuristique proposée est utilisée dans le programme et permet l'obtention d'une configuration optimale du réseau sans nécessiter un graphe de base, contrairement aux méthodes existantes. Les réseaux obtenus, en plus d'être complètement maillés, sont de coût optimal et ont un sens hydraulique satisfaisant.

Le réseau obtenu par le programme est complètement maillé, ce qui assure déjà sa fiabilité et aussi son avantage par rapport à celui obtenu par l'utilisation des autres algorithmes.

Pour l'optimisation du diamètre, on a une comparaison des résultats obtenus par le programme conçu avec ceux publiés qui montre une, presque parfaite similitude (très légère différence), les solutions optimales du programme linéaire sont identiques à celles des ouvrages publiés, ce qui permet de conclure à une bonne exactitude de l'approche du simplexe ainsi programmée.

Les résultats publiés sont ceux d'une optimisation, faisant intervenir différents diamètres en se basant sur la fonction coût. Partant du même principe (optimisation), les valeurs ainsi obtenues peuvent être considérées comme suffisamment exactes pour garantir et confirmer la bonne conception du programme et affirmer une fois de plus que la méthode du simplexe, restera encore et pour longtemps la meilleure méthode en programmation linéaire.

**6. Références bibliographiques**

1. Delchambre A., Rekiek B. et Delgado F.M., Application des algorithmes génétiques au problème de construction de réseaux de distribution de gaz et d'électricité, Univ. Libre de Bruxelles, 2000.
2. Lahiouel Yasmina, Modélisation de l'écoulement et développement d'un programme général de calcul et de conception de réseaux de distribution en eau potable, Dr en mécanique des fluides, Université Badji Mokhtar. Annaba, 2006.
3. Lahiouel Y., Haddad A., Khezzar L., Chaoui K., Kondratas A., Development of a Method of Routing Fluid Distribution Networks, MECHANIKA, N°4, pp.27-34, 2003.
4. Morgan D.R. et Goulter I.C., Least Cost Design of Looped Water Distribution Systems, International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Univ. of Kentucky, 2729 July, 1982.
5. Alperovits E. et Shamir U., Design of optimal water distribution systems, water Resour. Res., Vol.13, N°6, pp.885-900, 1977.
6. Sonak V.V. et Bhave P.R., Global optimal tree solution for single-source looped distribution networks subjected to a single loading pattern, water Resour. Res., Vol.29, N°7, pp.2437-2443, 1993.
7. Lahiouel Y., Chaoui K., Khezzar L., Haddad A. et Azari Z., Optimization of water distribution networks design by minimizing the total length, Eng. Trans., Vol.53, N°2, pp.165-183, 2005.
8. Lahiouel Y., Khezzar K., Chaoui K., Optimization of looped networks layout, Proc. The First International Conference on Modelling, Simulation and Applied Optimization, Sharjah, U.A.E., Février 2005.
9. Savić D.A. et Walters G.A., Genetic algorithm for least-cost design of water distribution networks, J. of water Resour. Planning and Management, Vol.123, N°2, pp.67-77, 1997.
10. Loganathan G.V., Sherali H.D. et Shah M.P., A Two-phase Network Design Heuristic For Minimum Cost Water Distribution Systems Under a Reliability Constraint, Eng. Opt., Vol.15, pp.311-336, 1990.



# **CONCLUSION**

## CONCLUSION

Ce travail avait pour objectif de contribuer à la réussite du programme de réhabilitation des systèmes d'alimentation en eau potable en essayant de répondre aux problèmes de l'expansion des agglomérations algériennes qui sont entrain d'entraîner une complexité accrue dans les réseaux de distribution en eau potable. Il a été lancé dans le cadre d'un projet de valorisation et d'optimisation des ressources en eau et de leur gestion et utilisation. On s'est proposé de développer et d'appliquer, un logiciel convivial d'optimisation du comportement des réseaux de distribution d'eau potable.

La conception peut être faite en deux étapes complémentaires mais indépendantes, une optimisation de la longueur du réseau et une optimisation des diamètres. L'étude a révélé que beaucoup de travaux ont été conduits dans le domaine de l'optimisation du dimensionnement du réseau en donnant des résultats très satisfaisants. Il nous revenait donc de choisir la méthode qui répond le mieux aux exigences actuelles. Notre choix s'est donc porté sur la programmation linéaire pour sa simplicité et sa facilité à être programmée. L'inconvénient majeur de cette méthode réside dans le fait que l'application de la technique propre de l'optimisation nécessite la linéarisation des équations du modèle par l'estimation de la distribution du débit dans les conduites du réseau. Par contre une génération automatique de l'arbre à l'intérieur du réseau et une détermination conséquente de la distribution du débit améliore considérablement la méthode.

L'objectif principal du présent travail était de développer une méthodologie qui puisse permettre de concevoir des réseaux maillés et de longueur minimale, dans un souci à la fois d'économie sur le coût total, et de fiabilité du réseau et disponibilité du produit desservi. On a proposé une méthode heuristique conçue d'une manière claire, simple et qui répond aux exigences imposées par les contraintes du problème.