

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2022

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème

**Vérification de la méthode de Hardy-Cross par voie
expérimentale**

Nom et Prénom de l'étudiant :
SEGHIRI Ismail

Encadreur : KHEROUBI Ahlem
Co-encadreur : Dr BEDJAOUI Ali

Promotion : Juin 2022

Remerciements

Au nom d'Allah, le tout-miséricordieux, le très-miséricordieux

Louange est à Allah, Seigneur de tout l'univers et que la paix et le salut soient sur celui qu'aucun prophète ne lui succède.

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur **Dr Ali Bedjaoui** pour ses conseils sa patience, sa compréhension, son encouragement et son grand aide que sans lui, je ne pourrais en arriver.*

Mes profonds remerciements vont à ma chère femme qui était tout le temps à mes côtés.

*Sans que j'oublie mon chef et ami de travail qui était de plus grande soutien **Mr Terguini Kamel**.*

Mes remerciements vont à tout le personnel de l'OPGI de Biskra.

Mes remerciements à tous les enseignants du département de l'hydraulique.

Mes remerciements à tous les camarades de la promotion 2021-2022 de l'hydraulique.

Mes remerciements aux membres du jury de m'avoir fait l'honneur d'examiner ce travail.

Enfin je remercie du fond de mon cœur tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près à achever ce modeste travail.

Seghiri Ismaïl

Dédicace

A ma mère

A mon père

A mes sœurs Asma, Khaoula, Kahina, Rofaïda

A mes frères Sadek et Ilyas

A ma très chère femme Hadjer

*A mes enfants Raïd et Saleh Fouad que j'ai pris de
leurs temps afin de préparer ce travail.*

A Terguini Kamel, Bouafia Meftah et Boucetta

Mohamed

Je dédie ce travail



Seghiri Ismaïl

الملخص:

هذا العمل يهدف إلى التحقق من تطبيق طريقة هاردي-كروس على نموذج شبكة منجزة في المخبر تضم قنوات من عدة أقطار مكونة 4 حلقات. يتم أخذ القياسات لعدة حالات تجارب (حلقة واحدة، حلقتين، ثلاثة حلقات وأربعة حلقات) في المخبر وانطلاقاً من النتائج الملاحظة يتم الاستعانة ببرنامج EPANET و الذي يستخدم علاقة COLEBROOK لحساب معامل فقدان الحمل، لإدراج البيانات وبعدها تتم مقارنة النتائج الحاسوبية مع النتائج المسجلة في المخبر. كلمات مفتاح: EPANET، شبكة توزيع مياه، فقدان حمولة، تدفق.

Résumé :

Ce travail a comme but de vérifier la méthode de Hardy-Cross en se basant sur un modèle de réseau AEP réalisé au laboratoire, comportant des conduites de différents diamètres, formant 4 mailles. Les mesures seront prises pour quelque cas (1 maille, 2 mailles, 3 mailles et 4 mailles) et en se basant sur les mesures observées, un utilisera le logiciel EPANET qui utilise la relation de COLEBROOK pour le coefficient de perte de charge. Enfin comparer les résultats mesurés et simulés obtenus.

Mots clé : EPANET, réseau AEP, Perte de charge, débit.

Abstract :

This work aims to verify the Hardy-Cross method based on an AEP network model realized in the laboratory, including pipes of different diameters, forming 4 meshes. The measurements will be taken for some cases (1 mesh, 2 mesh, 3 mesh and 4 mesh) and based on the observed measurements; we will use the EPANET software which uses the COLEBROOK relationship for the friction factor coefficient. Finally compare the measured and simulated results obtained.

Keywords : EPANET, Water Network, Friction loss, Flow

Sommaire

<i>Nomenclature des symboles utilisés</i>	i
<i>Liste des figures</i>	ii
<i>Liste des tableaux</i>	iv
<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Généralités sur les réseaux de distribution</i>	
<i>I.1 Introduction</i>	3
<i>I.2 le cycle de l'eau</i>	4
<i>I.3 Caractéristiques physico-chimique de l'eau potable</i>	5
<i>I.3.1 La turbidité</i>	5
<i>I.3.2 Couleur</i>	5
<i>I.3.3 Température</i>	5
<i>I.3.4 Saveur et odeur</i>	5
<i>I.3.5 Le potentiel d'hydrogène pH</i>	5
<i>I.3.6 la dureté</i>	6
<i>I.4 Les réseaux de distribution</i>	7
<i>I.4.1 Classification les réseaux</i>	8
<i>I.4.1.1 Réseaux ramifiés</i>	8
<i>I.4.1.2 Réseau maillé</i>	9
<i>I.4.1.3 Réseau mixte</i>	10
<i>I.5 Conclusion</i>	10
<i>Chapitre II : Les réseaux de distribution d'eau</i>	
<i>II.1 Introduction</i>	11
<i>II.2 Les composants d'un système AEP</i>	11
<i>II.2.1 Captage et prise</i>	11
<i>II.2.1.1 Captage eau de surface</i>	12
<i>II.2.1.2 Captage eau de profondeur (Souterraine)</i>	12
<i>II.2.2 Le transfert d'eau (Adduction)</i>	13
<i>II.2.2.1 Débit d'adduction</i>	14
<i>a) Adduction gravitaire</i>	14
<i>b) Adduction par refoulement</i>	14
<i>II.2.2.2 Diamètre économique</i>	15

II.2.3 Ouvrages de Stockage	16
II.2.3.1 Rôle des réservoirs	16
II.2.3.2 Types des réservoirs	17
II.2.3.2 Emplacement des réservoirs	18
II.2.3.3 Capacité des réservoirs	19
II.2.3.4 Equipements des réservoirs :	19
II.2.3.5 Entretien des réservoirs	21
II.3 Réseau de distributions	21
II.4 Structure et composants d'un réseau de distribution d'eau :	22
II.4.1 Structure d'un réseau de distribution d'eau	22
II.4.2 Composant d'un réseau de distribution d'eau	22
II.4.2.1 Les conduites	22
II.4.2.2 Les nœuds	23
II.4.2.3 Les vannes	23
II.4.2.4 Les pompes	23
II.4.2.5 Les pièces spéciales	23
II.5 Conclusion:	24
Chapitre III : Calcul des réseaux de distribution d'eau.	
III.1 Introduction	25
III.2 Rappel hydraulique	25
III.2.1 Principes de base	25
III.2.1.1 Régime d'écoulement (Nombre de Reynolds)	25
III.2.1.2 Principe de continuité	26
III.2.1.3 Equation Générale d'Écoulement ou Equation de Bernoulli	27
III.2.2 Les pertes de charge	28
III.2.2.1 Les pertes de charge linéaires	28
a) La formule de Darcy-Weissbach	30
b) La formule de Hazen-Williams	32
c) Formule d'Achour-Bedjaoui	32
III.2.3 Les pertes de charge singulière	34
III.3 Calcul des réseaux de distribution d'eau	36
III.3.1 Calcul des débits en route	36
III.3.2 Méthode de calcul des réseaux maillés	37

<i>III.3.2.1 Méthode par analogie électrique</i>	37
<i>III.3.2.2 Méthode Newton-Raphson</i>	38
<i>III.3.2.3 Méthode de la théorie linéaire</i>	39
<i>III.3.2.4 Méthode de HARDY-CROSS</i>	40
<i>a) Méthode des mailles</i>	40
<i>b) Méthode des nœuds</i>	42
<i>III.3.2.4 Méthode du model rugueux de référence (MMR)</i>	42
<i>III.3.2.5 Approche numérique</i>	44
<i>III.4 Conclusion</i>	45
<i>Chapitre IV : Etude expérimentale</i>	
<i>IV.1 Introduction</i>	46
<i>IV.2. Simulation du fonctionnement du réseau</i>	51
<i>IV.2.1. Résultats de la simulation</i>	51
<i>A) Cas d'une grande maille</i>	52
<i>B) Cas de deux mailles</i>	56
<i>C) Cas de Trois mailles</i>	59
<i>D) Cas de quatre mailles</i>	62
<i>IV.3 Conclusion</i>	66
<i>Conclusion générale</i>	67
<i>Références Bibliographiques</i>	

Liste des figures

<i>Figure I.1 : Cycle global de l'eau</i>	4
<i>Figure I.2 : Schéma simplifié d'un réseau ramifié</i>	8
<i>Figure I.3 : Schéma simplifié de réseau Maillé</i>	9
<i>Figure II.1 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable</i>	11
<i>Figure II.2a : Schéma général d'un système de prise d'eau d'une rivière.</i>	12
<i>Figure II.2b : Schéma général d'un système de prise d'eau de profondeur</i>	13
<i>Figure II.3 : Diamètre économique suivant F_a, F_e et D.</i>	15
<i>Figure II.4 : le réservoir métallique.</i>	17
<i>Figure II.5 : Château d'eau</i>	17
<i>Figure II.6 : Réservoir d'eau semi-enterré.</i>	18
<i>Figure II.7 a : Réservoir sur captage.</i>	18
<i>Figure II.7 b : Réservoir en ville</i>	18
<i>Figure II.8 : Equipement composant un réservoir semi enterré</i>	20
<i>Figure II.9 : Equipement composant un château d'eau.</i>	21
<i>Figure III.1 : Principe de la conservation de masse.</i>	26
<i>Figure III.2 : Cas de fluide parfait.</i>	27
<i>Figure III.3 : Cas de fluide non parfait (visqueux).</i>	28
<i>Figure III.4 : Ecoulement d'un fluide visqueux.</i>	29
<i>Figure III.5 : Diagramme de Moody.</i>	31
<i>Figure III.6 : Profil de charge typique pour un rétrécissement brusque</i>	34
<i>Figure III.7 : Représentation du débit en route.</i>	37
<i>Figure III.8 Représentation de l'analogie entre le réseau hydraulique et le réseau électrique</i>	38
<i>Figure III.9 Exemple simple d'une maille.</i>	41
<i>Figure III.10 Sens supposé d'un écoulement dans une maille.</i>	41
<i>Figure IV.1 : Schéma du réseau utilisé</i>	47
<i>Figure IV.2 : Tuyaux et accessoires utilisés</i>	48
<i>Figure IV.3 : Vue générale sur le réseau étudié</i>	49
<i>Figure IV.4 : Exemple d'un nœud</i>	49
<i>Figure IV.5 : l'installation d'une prise de débit dans le nœud 9</i>	50
<i>Figure IV.6 : Bac d'accumulation utiliser pour mesurer les débits soutirés</i>	52

<i>Figure IV.7 : Becher (0.5 l) utiliser pour mesurer les débits soutirés</i>	53
<i>Figure IV.8 : Piézomètre utilisé</i>	53
<i>Figure IV.9 : Simulation de la grande Maille</i>	54
<i>Figure IV.10 : Simulation de deux mailles (1 et 2), $Q=34$ L/Min</i>	56
<i>Figure IV.11: Simulation de trois mailles, $Q=31,96$ L/Min</i>	59
<i>Figure IV.12: Simulation du réseau total, $Q=34,6$ L/Min</i>	62

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Normes (Algériennes et de l’OMS)	6
Tableau III.1 : Densité et viscosité cinématique de l’eau	30
Tableau III.2 : Table de rugosité pour différents matériaux.	32
Tableau III.3 : Table de rugosité pour différents matériaux	33
Tableau III.4 : Coefficient de perte de charge pour des appareils de robinetterie..	35
Tableau III.5 : Coefficient de perte de charge pour les tés	35
Tableau IV.1 : Caractéristiques des tuyaux utilisés	52
Tableau IV.2 : Résultats de la simulation pour la grande Maille (EPANET)	
<i>a) Pressions aux nœuds</i>	54
Tableau IV.2 : Résultats de la simulation pour la grande Maille (EPANET)	
<i>b) Calcul des tronçons (Arcs)</i>	54
Tableau IV.3 : Comparaison des résultats pour le cas de la grande maille	54
Tableau IV.4 : Données aux nœuds (deux mailles 1 et 2)	57
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation pour le cas de deux mailles (EPANET)	
<i>a) Pressions aux nœuds, $Q=34$ L/Min</i>	57
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation pour le cas de deux mailles (EPANET)	
<i>b) Calcul des tronçons (Arcs)</i>	58
Tableau IV.6 : Résultats obtenus (Deux mailles) Débit refoulé 34 L/Min	58
Tableau IV.7 : Données aux nœuds (Trois Mailles)	60
Tableau IV.8 Résultats de la simulation pour le cas de trois mailles (EPANET)	
<i>a) Pressions aux nœuds, $Q=31,9$ L/Min</i>	60
Tableau IV.8 : Résultats de la simulation pour le cas de trois mailles (EPANET)	
<i>b) Calcul des tronçons (Arcs), $Q=31,9$ L/Min</i>	61
Tableau IV.9 : Résultats obtenus (Réseau total) Débit refoulé 31,9 L/Min	61
Tableau IV.10 : Données aux nœuds (Réseau total)	63
Tableau IV.11 : Résultats de la simulation pour le cas du réseau total (EPANET)	
<i>a) Pressions aux nœuds, $Q=34,6$ L/Min</i>	64
Tableau IV.11 : Résultats de la simulation pour le cas du réseau total (EPANET)	
<i>b) Calcul des tronçons (Arcs)</i>	64
Tableau IV.12 : Résultats obtenus (Réseau total) Débit refoulé 34,6 L/Min	65

Nomenclature des principaux symboles

C_{HW}	Coefficient de Hazen-Williams	
D	Diamètre de la conduite	[mm]
D_{int}	Diamètre intérieur des conduites	[mm]
\bar{D}	Diamètre intérieur de la Méthode MMR	[mm]
g	Accélération de la pesanteur	[m/s ²]
J	Gradient hydraulique	[m/km]
ε	Rugosité absolue	[mm]
L	Longueur de la conduite	[m]
q	Débit spécifique	[l/s.m]
Q	Débit	[m ³ /s]
Re	Nombre de Reynolds	
\bar{R}_e	Nombre de Reynolds de la Méthode MMR	
S	Section d'une conduite	[m ²]
V	Vitesses d'écoulement	[m/s]
ΔH_l	Perte de charge	[m]
ΔH_s	Perte de charge singulière	[m]
λ	Coefficient de frottement linéaire	
ν	Viscosité cinématique	[m ² /s]

Liste des figures

<i>Figure I.1 : Cycle global de l'eau</i>	4
<i>Figure I.2 : Schéma simplifié d'un réseau ramifié</i>	8
<i>Figure I.3 : Schéma simplifié de réseau Maillé</i>	9
<i>Figure II.1 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable</i>	11
<i>Figure II.2a : Schéma général d'un système de prise d'eau d'une rivière.</i>	12
<i>Figure II.2b : Schéma général d'un système de prise d'eau d'une rivière.</i>	13
<i>Figure II.3 : Diamètre économique suivant F_a, F_e et D.</i>	15
<i>Figure II.4 : le réservoir métallique.</i>	17
<i>Figure II.5 : Château d'eau</i>	17
<i>Figure II.6 : Réservoir d'eau semi-enterré.</i>	18
<i>Figure II.7 a : Réservoir sur captage.</i>	18
<i>Figure II.7 b : Réservoir en ville</i>	18
<i>Figure II.8 : Equipement composant un réservoir semi enterré</i>	20
<i>Figure II.9 : Equipement composant un château d'eau.</i>	21
<i>Figure III.1 : Principe de la conservation de masse.</i>	26
<i>Figure III.2 : Cas de fluide parfait.</i>	27
<i>Figure III.3 : Cas de fluide non parfait (visqueux).</i>	28
<i>Figure III.4 : Ecoulement d'un fluide visqueux.</i>	29
<i>Figure III.5 : Diagramme de Moody.</i>	31
<i>Figure III.6 : Profil de charge typique pour un rétrécissement brusque</i>	34
<i>Figure III.7 : Représentation du débit en route.</i>	37
<i>Figure III.8 Représentation de l'analogie entre le réseau hydraulique et le réseau électrique</i>	38
<i>Figure III.9 Exemple simple d'une maille.</i>	41
<i>Figure III.10 Sens supposé d'un écoulement dans une maille.</i>	41
<i>Figure IV.1 : Schéma du réseau utilisé</i>	47
<i>Figure IV.2 : Tuyaux et accessoires utilisés</i>	48
<i>Figure IV.3 : Vue générale sur le réseau étudié</i>	49
<i>Figure IV.4 : Exemple d'un nœud</i>	49
<i>Figure IV.5 : l'installation d'une prise de débit dans le nœud 9</i>	50
<i>Figure IV.6 : Bac d'accumulation utiliser pour mesurer les débits soutirés</i>	52

<i>Figure IV.7 : Becher (0.5 l) utiliser pour mesurer les débits soutirés</i>	53
<i>Figure IV.8 : Piézomètre utilisé</i>	53
<i>Figure IV.9 : Simulation de la grande Maille</i>	54
<i>Figure IV.10 : Simulation de deux mailles (1 et 2), $Q=34$ L/Min</i>	56
<i>Figure IV.11: Simulation de trois mailles, $Q=31,96$ L/Min</i>	59
<i>Figure IV.12: Simulation du réseau total, $Q=34,6$ L/Min</i>	62

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Normes (Algériennes et de l’OMS)	6
Tableau III.1 : Densité et viscosité cinématique de l’eau	30
Tableau III.2 : Table de rugosité pour différents matériaux.	32
Tableau III.3 : Table de rugosité pour différents matériaux	33
Tableau III.4 : Coefficient de perte de charge pour des appareils de robinetterie..	35
Tableau III.5 : Coefficient de perte de charge pour les tés	35
Tableau IV.1 : Caractéristiques des tuyaux utilisés	52
Tableau IV.2 : Résultats de la simulation pour la grande Maille (EPANET)	
a) Pressions aux nœuds	54
Tableau IV.2 : Résultats de la simulation pour la grande Maille (EPANET)	
b) Calcul des tronçons (Arcs)	54
Tableau IV.3 : Comparaison des résultats pour le cas de la grande maille	54
Tableau IV.4 : Données aux nœuds (deux mailles 1 et 2)	57
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation pour le cas de deux mailles (EPANET)	
a) Pressions aux nœuds, $Q=34$ L/Min	57
Tableau IV.5 : Résultats de la simulation pour le cas de deux mailles (EPANET)	
b) Calcul des tronçons (Arcs)	58
Tableau IV.6 : Résultats obtenus (Deux mailles) Débit refoulé 34 L/Min	58
Tableau IV.7 : Données aux nœuds (Trois Mailles)	60
Tableau IV.8 Résultats de la simulation pour le cas de trois mailles (EPANET)	
a) Pressions aux nœuds, $Q=31,9$ L/Min	60
Tableau IV.8 : Résultats de la simulation pour le cas de trois mailles (EPANET)	
b) Calcul des tronçons (Arcs), $Q=31,9$ L/Min	61
Tableau IV.9 : Résultats obtenus (Réseau total) Débit refoulé 31,9 L/Min	61
Tableau IV.10 : Données aux nœuds (Réseau total)	63
Tableau IV.11 : Résultats de la simulation pour le cas du réseau total (EPANET)	
a) Pressions aux nœuds, $Q=34,6$ L/Min	64
Tableau IV.11 : Résultats de la simulation pour le cas du réseau total (EPANET)	
b) Calcul des tronçons (Arcs)	64
Tableau IV.12 : Résultats obtenus (Réseau total) Débit refoulé 34,6 L/Min	65

Introduction générale

L'eau, indispensable pour toute forme de vie sur terre. Elle a toujours été un élément essentiel pour la vie de l'homme. La sédentarisation des humains dépendait principalement de la proximité des sources d'eau, créant des communautés qui se développent jusqu'à l'état actuel de notre ère. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande importante en eau potable.

Les quantités d'eau, en Algérie, sont pour le temps actuelle, suffisante grâce aux efforts pour la mobilisation des eaux de surfaces et des eaux souterraines, mais à l'avenir, très poche, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource qui est non renouvelable. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même.

Dans ce cas le choix de la bonne méthode de calcul au départ, et cela suivant les données collectées, évite beaucoup de problème dans à la fin. Il existe plusieurs méthodes de calcul des réseaux d'eau potable, et chaque méthode a ses avantages et ses désavantages, mais il y a toujours une méthode qui est très utilisée, cette dernière est la méthode de Hardy-Cross, en particulier dans le calcul des réseaux maillés

Dans ce travail on essayera de mettre en épreuve la méthode de Hardy-Cross par un procédé expérimental basé sur un modèle de réseau maillé composé de 4 mailles réaliser au laboratoire et essayer de vérifier les résultats obtenus en utilisant le logiciel EPANET.

Il est important de signaler que le réseau a été déjà réaliser par un étudiant mais vue la pandémie de COVID-19 les essais n'ont pas été faites.

Le présent travail à pour le but de reprendra les essais et sera divisé en quatre chapitres :

- Chapitre I : Généralités
- Chapitre II : Les réseaux de distribution d'eau
- Chapitre III : Calcul des réseaux de distribution d'eau
- Chapitre IV : Partie expérimentale

Le premier chapitre donne un aperçu général sur l'élément fondamental de cette étude qui est l'eau. Le deuxième et le troisième chapitre seront consacré essentiellement au revus de littérature relatif aux composants et aux méthodes dimensionnement des réseaux d'eau.

Par contre le quatrième chapitre sera consacré à la partie expérimentale comportant les essais et les commentaires sur les résultats obtenus.

A la fin une conclusion générale qui achèvera le présent travail.

Chapitre I
Généralités

Chapitre I.

Généralités sur les réseaux de distribution

I.1 Introduction

La vie humaine et sa continuité, ainsi que le développement de toutes les activités économiques de l'homme, dépendent profondément et d'une manière principale, de la disponibilité de l'eau ; en quantité suffisante et en bonne qualité. L'alimentation en eau potable est l'un des aspects incontournables pour l'amélioration des conditions de vie et de santé des populations.

Par définition, un réseau de distribution est un ensemble de conduites et d'organes hydrauliques qui permettent de distribuer l'eau en quantité suffisante pour satisfaire les besoins actuels et futurs des usagers, et même des besoins en eau nécessaire pour lutter contre les incendies. Avant de parler des méthodes de calcul de ces réseaux de distribution, nous donnerons quelques définitions sur les réseaux eux-mêmes.

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs

La distribution d'eau s'organise en plusieurs étapes :

- Le prélèvement des eaux de surface ou souterraines dans le milieu naturel,
- L'acheminement par des conduites d'adduction,
- Le stockage dans des réservoirs,
- Le traitement, qui s'effectue par des stations de potabilisation et/ou par injection de chlore directement dans le réseau,
- La distribution aux usagers par des canalisations enterrées.

Dans ce premier chapitre on s'intéresse à des généralités sur les réseaux de distribution, les types, la pièce spéciale, le raccordement, le fonctionnement etc...

I.2 le cycle de l'eau

Le mouvement de l'eau dans l'air, sur la terre et dans le sous-sol représente une des étapes du grand circuit du cycle global de l'eau (fig. I.1). [1]

Le cycle de l'eau se traduit par une équation représentant le bilan hydrologique :

$$P = E + R + I \quad (I.1)$$

P : Précipitation, E : Evaporation/Evapotranspiration, R : Ruissèlement, I : Infiltration

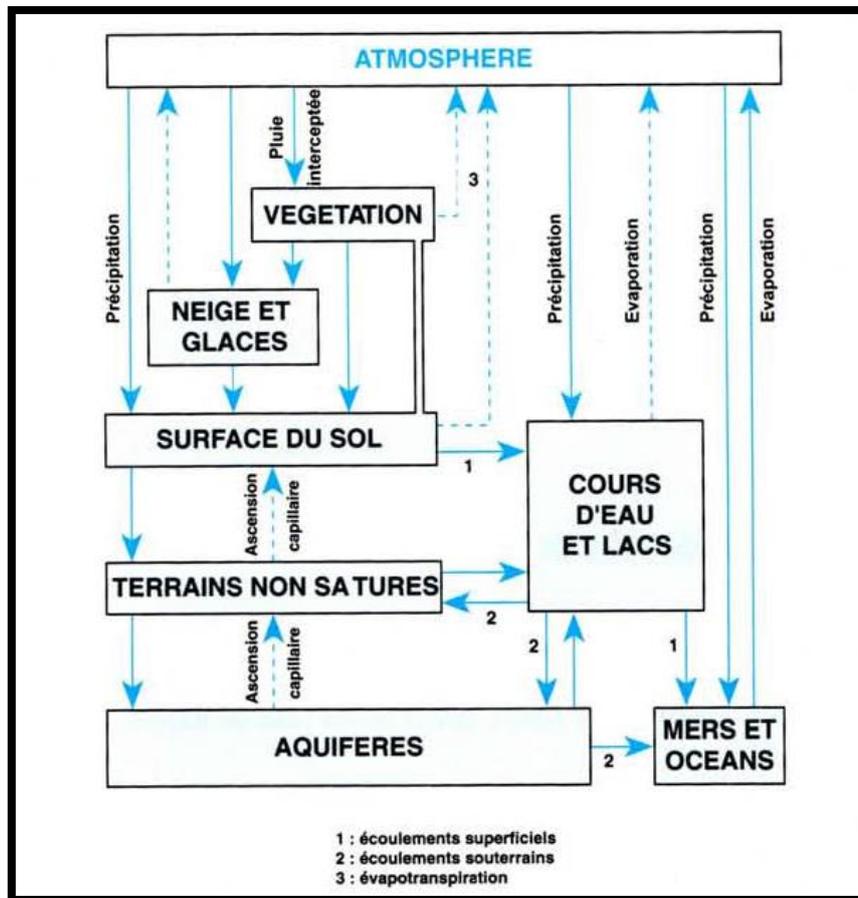


Figure I.1 : Cycle global de l'eau [1]

L'eau est donc constamment en mouvement, transportée d'une masse d'eau à une autre au fil d'un cycle en plusieurs étapes : l'évaporation, la condensation, les précipitations, le ruissèlement et l'infiltration. Ce cycle de l'eau est crucial pour l'équilibre de la vie sur terre.

[3]

1.3 Caractéristiques physico-chimique de l'eau potable

Une eau potable ou bien destinée à satisfaire les besoins humains en eau doit avoir des caractéristiques précises et définies tel qu'elle soit : Limpide, Fraiche et d'une odeur et saveur agréables. [2]

I.3.1 La turbidité

En relation avec la mesure des matières en suspension, elle donne une première indication sur la teneur en matières colloïdales d'origine minérale ou organique. Elle est appréciée, soit par apport à des solutions témoins opalescentes (Formazine, mastic...), soit par la mesure de la limite de lisibilité d'un objet défini (fil de platine, disque de Secchi). [2]

I.3.2 Couleur

La couleur vraie après filtration est due, le plus souvent, à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. Il n'y a pas de relations entre la couleur et la concentration en matières organiques. [2]

I.3.3 Température

La température optimale d'une eau se situe entre 9 et 12 °C pour les eaux de profondeur alors qu'elle peut atteindre 25 °C pour celles de surface. [2]

I.3.4 Saveur et odeur

Une eau destinée à l'alimentation doit être indolore. En effet, toute odeur est un signe de pollution ou de la présence de matières organiques en décomposition. [2]

I.3.5 Le potentiel d'hydrogène pH

Le pH est par définition, une mesure de l'activité des ions H⁺ contenus dans une solution aqueuse. Il représente également l'acidité ou l'alcalinité d'une eau : à Ph7 une eau est dite neutre, à un pH inférieur à 7 une eau est dite acide et à un pH supérieur à 7, elle est dite basique. Le pH des eaux naturelles est lié à la nature des terrains traversés, il varie habituellement entre 7,2 et 7,6. [3]

Les eaux peuvent être, soit acidulées, soit neutres, soit alcalines.

- Dans les solutions neutres $(H) = (OH) = 10^{-7}$
- Dans les solutions acides $(H) > 10^{-7}$ (OH)
- Dans les solutions alcalines $(H) < 10^{-7}$ (OH) (A. dupont, 1981)

I.3.6 la dureté

La dureté ou titre hydrotimétrique d'une eau correspond à la somme des concentrations en cations métalliques à l'exception de ceux des métaux alcalins et de l'ion hydrogène. Dans la plupart des cas à dureté est surtout due aux ions calcium et magnésium auxquels s'ajoutent quelquefois les ions fer, aluminium, manganèse, strontium. La dureté est encore appelée dureté calcique et magnésienne ou consommation de savon. Elle s'exprime en milliéquivalents de concentration en CaCO₃. Elle est aussi très souvent donnée en degrés français. [3]

Le tableau I.1 se résume les caractéristiques générales de l'eau destinée à la consommation humaine suivant les normes algériennes et celles de l'OMS:

Tableau I.1 : Normes (Algériennes et de l'OMS)

<i>Paramètres</i>	<i>Normes Algériennes(2011)</i>	<i>Normes de l'OMS</i>
pH	6,5 - 9	6,5 - 9,5
Conductivité (µS/cm)	2800	-
Température (°C)	25	-
Oxygène dissous (mg / l)	-	-
Salinité (psu)	-	-
Turbidité (NTU)	5	5
Cuivre (mg /L)	02	02
Plomb (mg /L)	0,01	0,01
Cadmium (mg /L)	0,003	0,003
Les coliformes totaux	10	00
Les coliformes fécaux	00	00
Streptocoques fécaux	00	00
Clostridium sulfito-réducteur	00	00
Salmonelles	Absence / Présence	Absence / Présence

1.4 Les réseaux de distribution

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles (Moussa, 2002)

Le réseau doit être calculé pour satisfaire, notamment, aux conditions de la pression et de débit.

➤ La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0.5 à 1.00 m/s.

On évitera, sans que cette condition soit impérative, les vitesses supérieures à 1 m/s, de même que celles inférieures à 0.5 m/s. Les faibles vitesses favorisent la formation de dépôts qu'il est parfois difficile d'évacuer. Aussi, dans les voies secondaires, il est nécessaire parfois de prévoir des décharges systématiques en certains points : bouches de lavage ou d'arrosage, manœuvres des pompiers, etc..., car les vitesses restent souvent inférieures à 0.5 m/s, des vitesses maximales de l'ordre de 1 m/s, permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

➤ La pression

Le réseau doit être calculé pour satisfaire, notamment, aux conditions de pression suivantes :

- ✓ Une charge minimale de 3.00 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés (5.00 m dans le cas de chauffe-eau instantané)

- ✓ En vue de la bonne tenue des canalisations et, notamment, de leurs joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 40 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites notamment) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteur de pression.

A titre indicatif, selon la hauteur des immeubles, on prévoit les pressions maximales suivantes, au sol, exprimées en mètre d'eau :

12 à 15 m	pour un étage
16 à 19	pour 2 étages
20 à 23	pour 3 étages
24 à 27	pour 4 étages
29 à 32	pour 5 étages
33 à 36	pour 6 étages
37 à 40	pour 7 étages

En ce qui concerne les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer, dans le sous-sol, des groupes suppresseurs. (A.dupont, 1981)

1.4.1 Classification les réseaux

Les réseaux peuvent être classés comme suite :

1.4.1.1 Réseaux ramifiés

Un réseau est dit ramifié quand les conduites qui le composent se divisent successivement à partir d'un point commun d'alimentation sans ne se rejoindre jamais. (Lencastre, 1996)

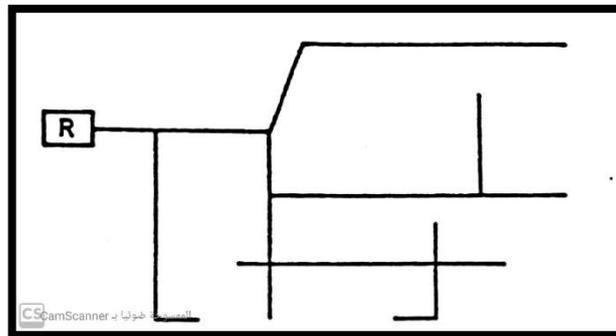


Figure I.2 : Schéma simplifié d'un réseau ramifié (M.CARLIER, 1980)

a) Les avantages

- Simple à concevoir et à construire
- Moins cher que les autres systèmes (AL-ANSI, 2017)

b) Les inconvénients

- Le nombre lante d'impasses qui se traduisent par une sédimentation et des proliférations bactériennes.
- Lorsque des réparations doivent être effectuées sur une ligne individuelle, les connexions de service au-delà du point de réparation seront sans eau jusqu'à ce que les réparations soient effectuées.
- La pression en bout de ligne peut devenir indésirable. (AL-ANSI, 2017)

1.4.1.2 Réseau maillé

Un réseau maillé, bien plus intéressant pour l'exploitation est plus compliqué à calculer.

Il comprend des nœuds c'est-à-dire des points de rencontre de plusieurs branches, et des mailles, c'est-à-dire des ensembles de branches formant un circuit fermé. (J. Bonnin, 1982)

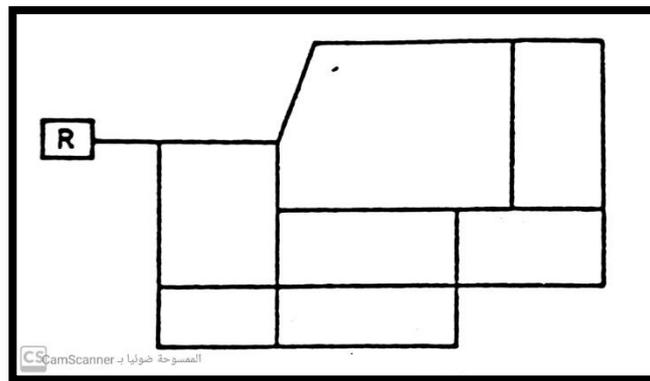


Figure I.3 : Schéma simplifié de réseau Maillé (M.CARLIER, 1980)

a) Les avantages

- Le système de grille surmonte toutes les difficultés du système de ramifié évoquées précédemment.
- Pas d'impasse. (Tous les tuyaux sont interconnectés) (AL-ANSI, 2017)

b) Les inconvénients

- Hydrauliquement beaucoup plus compliqué que le système ramifié. (La détermination des tailles de tuyaux est un peu plus compliquée)
- Cher se compose d'un grand nombre des mailles.

Mais c'est le système le plus fiable et le plus utilisé (AL-ANSI, 2017)

I.4.1.3 Réseau mixte

C'est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zone industrielles ou rurales) (Moussa, 2002)

I.5 Conclusion

Ce premier chapitre a été consacré à la présentation d'un bref aperçu sur l'élément principale où que nous pouvons appeler axial sur lequel tourne toutes informations, efforts, études et réalisation d'ouvrages, afin de le stocker et le bien distribuer, enfin le bien maîtriser.

Dans le chapitre suivant, on abordera, de façon générale, les éléments constituant un système d'alimentation en eau potable (A.E.P) de la source jusqu'au consommateur.

Chapitre II

Les réseaux de distribution d'eau

Chapitre II

Les réseaux de distribution d'eau

II.1 Introduction

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est composé d'un ensemble d'infrastructure et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle. [5]

Ce système est représenté dans le schéma de la figure II.1

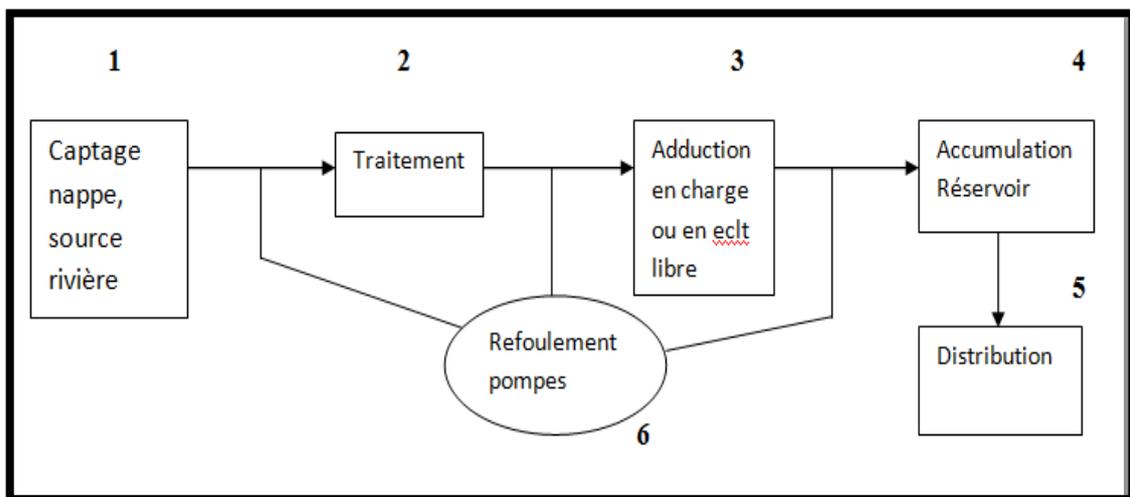


Figure II.1 : Schéma général d'un système d'alimentation en eau potable

II.2 Les composants d'un système AEP

II.2.1 Captage et prise

C'est l'ensemble des ouvrages qui permettent de prélever de l'eau à l'état brut au niveau de la ressource en eau

Les ressources en eau proviennent généralement de deux origines, origine superficielle (eau de surface) entre autres : les lacs, les rivières et les mers, et une origine souterraine telle que : les forages et les puits. [6]

II.2.1.1 Captage eau de surface

Une prise d'eau de surface (Figure II.2a) représente une structure permettant de capter l'eau naturelle (l'eau dite brute) du lac ou de la rivière dans lesquelles on l'a immergée, dispositif de captage (pompe).

On doit l'installer là où l'eau brute est de la meilleure qualité possible, c'est-à-dire aussi loin que possible de toute source de pollution ; on doit ainsi éviter de la placer en aval d'un émissaire d'égout, même si celui-ci déverse l'effluent d'une station d'épuration. [6]

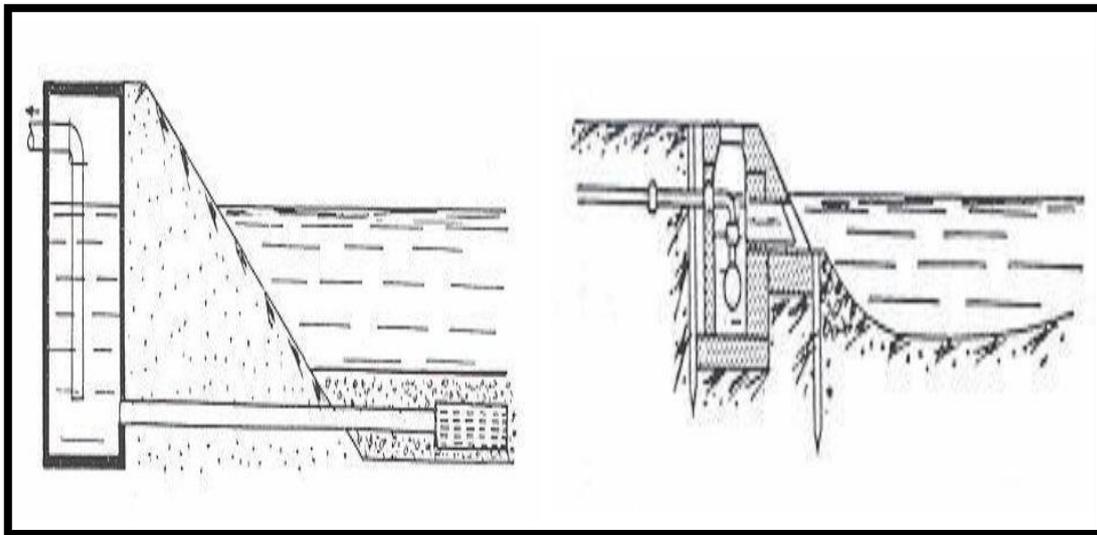


Figure II.2a : Schéma général d'un système de prise d'eau d'une rivière. [6]

II.2.1.2 Captage eau de profondeur (Souterraine)

L'eau souterraine est contenue dans ce qu'on appelle les « aquifères ». Un aquifère est une formation géologique, ou une partie de celle-ci, constituée d'un matériau perméable capable de stocker des quantités importantes d'eau. Les aquifères peuvent être constitués de différents matériaux : sables et graviers non consolidés, roches sédimentaires perméables telles que les grès ou calcaires, roches volcaniques et cristallines fracturées, etc. [6]

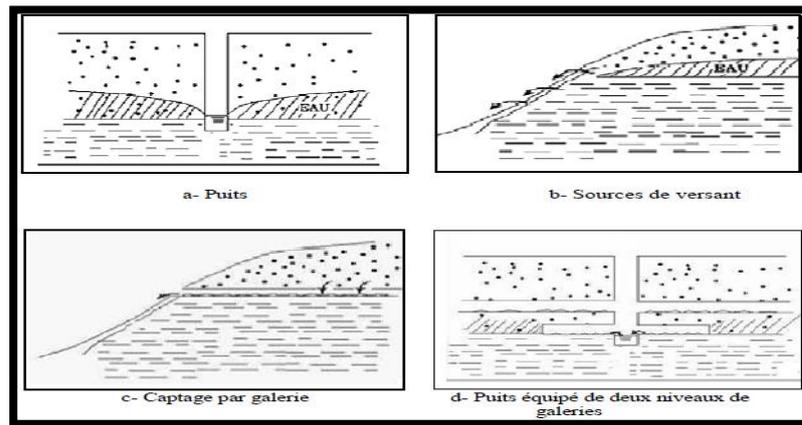


Figure II.2b : Schéma général d'un système de prise d'eau profondeur. [6]

Les eaux souterraines sont (naturellement) rechargées par l'eau de pluie et la fonte des neiges ou par l'eau qui fuit à travers le fond de certains lacs et rivières. Elles peuvent également être rechargées lorsque les systèmes d'approvisionnement en eau fuient et que les cultures sont irriguées avec plus d'eau que nécessaire. Il existe également des techniques pour gérer la recharge des aquifères et augmenter la quantité d'eau d'infiltration dans le sol. Le captage des eaux souterraines se fait en creusant un puits ou un forage. [6]

II.2.2 Le transfert d'eau (Adduction)

Le transfert d'eau appelé adduction se définit par le transport de l'eau du lieu de relèvement (captage) jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation (ville), généralement stockée dans un réservoir. [6]

Les adductions peuvent être des conduites en charge ou des canaux ouverts et éventuellement des tunnels ou galeries. Les choix entre ces diverses solutions est essentiellement économique. Il s'agit de déterminer la configuration la plus rentable en égard aux éléments suivants : [7]

- Topographie
- Charge hydraulique
- Méthodes de construction
- Coût initial et d'exploitation
- Qualité des eaux
- Contamination lors du transport

II.2.2.1 Débit d'adduction

Le débit d'adduction est déterminé par la demande en eau potable de l'agglomération à desservir. Soit Q_{jmax} la consommation journalière maximale de l'agglomération (on le notera aussi C). Ce débit correspond à un débit horaire moyen consommé Q_{hm} (on le notera aussi a) donné par l'expression suivante :

$$Q_{hmoy} = \frac{Q_{jmax}}{24} \quad (II.1)$$

Le débit de calcul de l'adduction dépend souvent du type d'adduction adopté. [8]

a) Adduction gravitaire

Dans le cas d'une adduction gravitaire (quand il s'agit d'eau provenant d'une station de traitement ou d'une autre source propre), le débit d'adduction est simplement le débit horaire moyen de la journée de pointe, soit Q_{hmoy} . Le calcul hydraulique se fait alors avec ce débit. Le diamètre doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui de l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut vérifier que la vitesse moyenne v de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0,50 m/s et 1,50 m/s.

b) Adduction par refoulement

Dans le cas d'une adduction par refoulement (quand il s'agit d'eau provenant d'un réseau de puits de captage ou d'une station de traitement), il est recommandé d'étaler le débit fourni sur les 24 heures de la journée. Le débit de refoulement sera alors constant et égal à Q_{hmoy} . Dans quelques situations nous sommes amenés à adopter un débit variable de la station de pompage.

Le débit horaire max. fourni par la station de pompage dépend donc du régime d'alimentation choisi, il est en général compris entre Q_{hmoy} (pour un pompage uniforme) et $2,4Q_{hmoy}$ (pour un pompage de nuit seulement, ou un pompage variable).

Le calcul hydraulique se fait alors avec le débit horaire maximum fourni par la station de pompage. Le diamètre de cette conduite doit faire l'objet d'un calcul économique, puisque à un diamètre donné correspond une perte de charge à vaincre et donc une puissance du groupe de pompage dont le coût est proportionnel à sa puissance. [8]

II.2.2.2 Diamètre économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Pour élever un débit Q à une hauteur H_g donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- les frais d'achat et de pose de la conduite F_a qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente: $F_a \nearrow$ quand $D \nearrow$.
- les frais de fonctionnement de la station de pompage F_e qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge: $F_e \searrow$ quand $D \nearrow$.

[8]

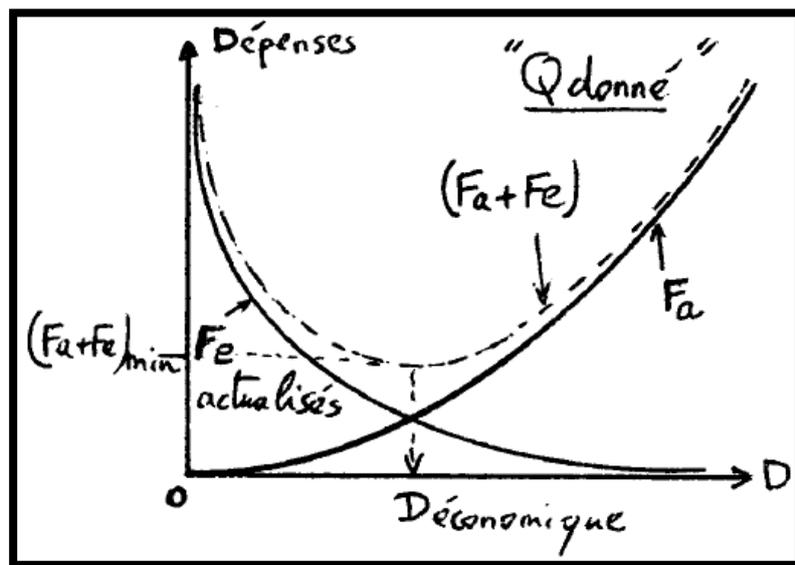


Figure II.3 : Diamètre économique suivant F_a, F_e et D . [8]

On obtient le diamètre économique de la conduite de refoulement par l'application de l'une des plusieurs formules entre autres **Bonin, Bresse et LARHYSS**.

❖ Formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{II.2})$$

❖ **Formule de Bresse :**

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \quad (\text{II.3})$$

❖ **Formule de LARHYSS :**

$$D = 1,27 \sqrt{Q} \quad (\text{II.4})$$

Où :

D : diamètre de la canalisation

Q : Débit refoulé en m³/s

Concernant la relation II.4, elle prend en considération les paramètres économique en Algérie afin de déterminer le diamètre économique.[9]

II.2.3 Ouvrages de Stockage

Un réservoir est un ouvrage ponctuel du système d'alimentation en eau potable, il assure la sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle, ou en cas de rupture momentanée de l'adduction. Il a également une fonction économique en assurant un équilibre entre le régime de l'adduction et de la distribution.

Ils peuvent être placés en haut d'une tour (réservoir sur tour appelé « château d'eau ») lorsque le territoire est plat et ne présente donc pas d'élévation naturelle. Lorsque la topographie permet d'élever naturellement l'ouvrage, on parle alors de réservoir enterré ou semi-enterré.[10]

II.2.3.1 Rôle des réservoirs

Les principaux rôles d'un réservoir sont :

- 1- assurer la régulation du débit entre la demande et l'apport du consommateur
- 2- permettre le stockage de l'eau venant de l'adduction pour assurer un apport de l'eau constant.
- 3- équilibrer les deux régimes d'adduction et de distribution :
- 4- permet l'alimentation des consommateurs pendant la panne de courant et maintient une réserve d'eau pour l'incendie

- 5- assurer aux heures de pointe les débits nécessaires aux abonnés.
- 6- Fournir aux abonnés une pression suffisante.

II.2.3.2 Types des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés en plusieurs catégories. Ils peuvent être classés selon les matériaux, comme les réservoirs métalliques (Fig. II.4), en maçonnerie et en béton armé. Aussi selon leur situation de lieux comme les réservoirs enterrés, semi-enterrés et surélevés (Châteaux d'eau). Comme ils peuvent être classés par leur forme ; carrés, rectangulaires, circulaires ou bien de forme quelconque.



Figure II.4 : le réservoir métallique. (<http://muriel.eklablog.fr/chateau-d-eau-a50135416>)

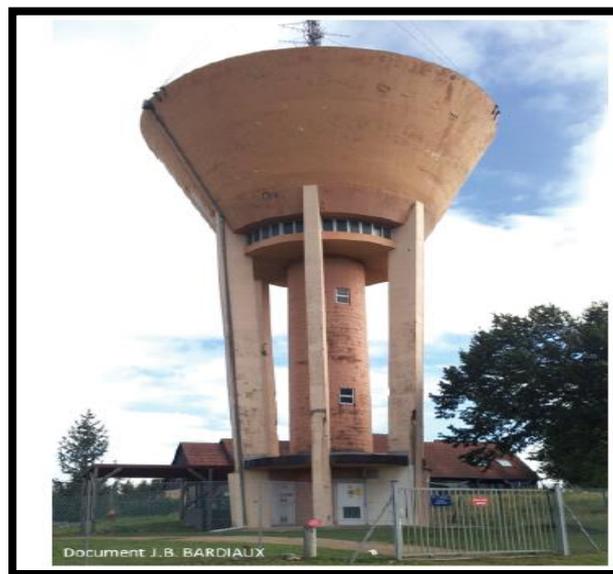


Figure II.5 : Château d'eau [10]

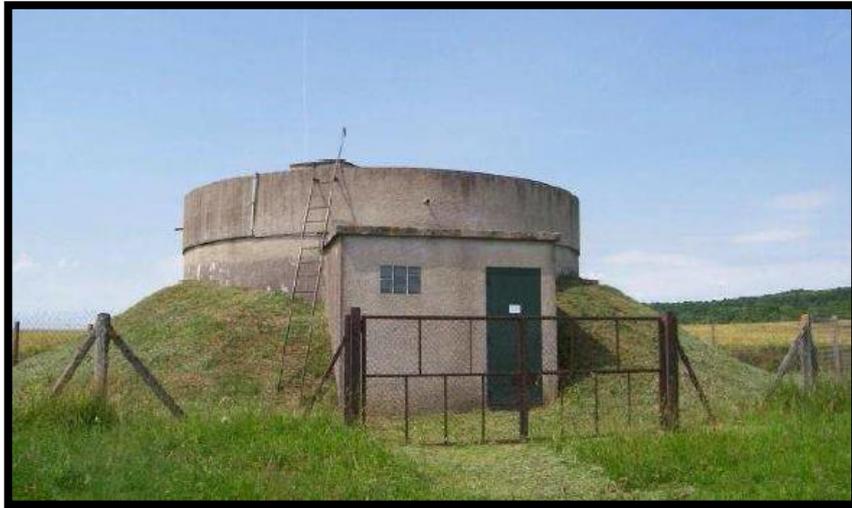


Figure II.6 : Réservoir d'eau semi-enterré. [12]

II.2.3.2 Emplacement des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter. En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (1.5 à 3.5) la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite d'adduction.

Ceci fait que, plus le réservoir ne s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevé.

Les figures II.7 a et b représentent l'avantage de l'emplacement du réservoir proche de l'agglomération.

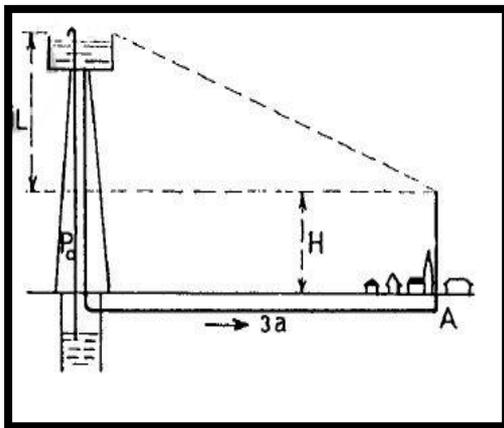


Figure II.7 a : Réservoir sur captage. [11]

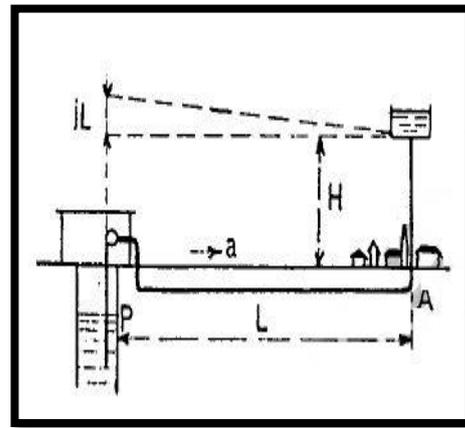


Figure II.7 b : Réservoir en ville. [11]

II.2.3.3 Capacité des réservoirs

La capacité théorique d'un réservoir dépend des variations en matière de consommation d'eau durant la journée. En réalité, ce paramètre est très difficile à cerner compte tenu des saisons ainsi que des habitudes dans le mode de vie.

En pratique, la capacité d'un réservoir est calculée pour une durée d'autonomie de 24 heures pour les grandes villes, soit une journée de consommation et pour les besoins de pointe. Il faut ajouter à cette capacité la réserve incendie. Pour les petites villes, on peut adopter une autonomie de 10 à 12 heures. [12]

Les capacités les plus courantes sont 10, 20, 25,30, 40,50 m³ (milieu rural) puis 75, 100, 150,200, 300 m³ (ville moyenne) et enfin 300, 500, 750,1000, 5000 m³ pour les grandes villes. Titre d'exemple, la capacité de stockage des deux réservoirs alimentant la zone ouest de la ville de Biskra est de 5000x2 m³ soit 10 000 m³. [12]

II.2.3.4 Equipements des réservoirs :

Un réservoir se compose généralement des organes suivants, représentés dans les figures II.8 pour un réservoir semi-enterré et II.9 pour un château d'eau.

Trop plein : conduite permettant d'évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir (souvent en acier galvanisé).

- **Vidange** : conduite partant du point bas du réservoir et se raccordant sur la canalisation de trop plein (souvent en acier galvanisé), cette conduite est indispensable pour les réparations éventuelles et nettoyages périodiques.

- **Conduite de refoulement** : c'est la conduite qui doit permettre l'alimentation du réservoir. A son débouché dans le réservoir, elle doit s'obturer lorsque l'eau atteint un niveau maximal dans le château d'eau. (Télé-surveillance, automatisme, système de flotteur). (Souvent en acier galvanisé)

- **Conduite de distribution** : c'est la conduite permettant d'alimenter les utilisateurs. Le départ de cette conduite doit être à 0,15m environ au-dessus du radier du château afin d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables ayant décanté. (Souvent en acier galvanisé)

- **By-pass** : en cas de travaux sur le réservoir, il y a lieu de prévoir une communication entre la conduite de refoulement et celle de distribution. Le système by-pass permet de faire cette liaison.
- **Chambre de manœuvres** : elle se trouve au pied de la tour, les différentes vannes s'y trouvent. L'accès à la cuve s'effectue par une échelle ou un escalier.
- **Double cloison** : il est intéressant, voire impératif de prévoir une double cloison au niveau de la cuve afin d'assurer une isolation thermique. En effet, en période de forte chaleur, il peut y avoir un développement de bactéries.
- Accessoirement des compteurs à l'arrivée et au départ du château d'eau pour le suivi des données et établissement de ratios d'exploitation.
- Un tampon de visite (ou capot regard) pour des visites périodiques de l'ouvrage

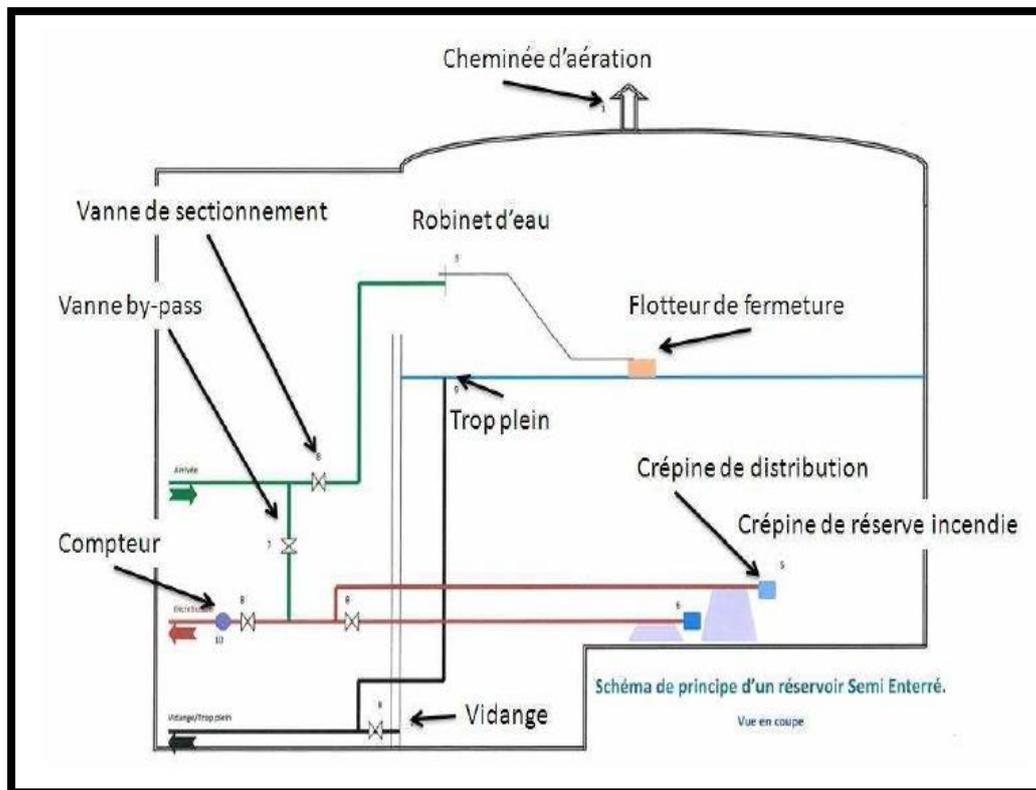


Figure II.8 : Equipement composant un réservoir semi enterré. [12]

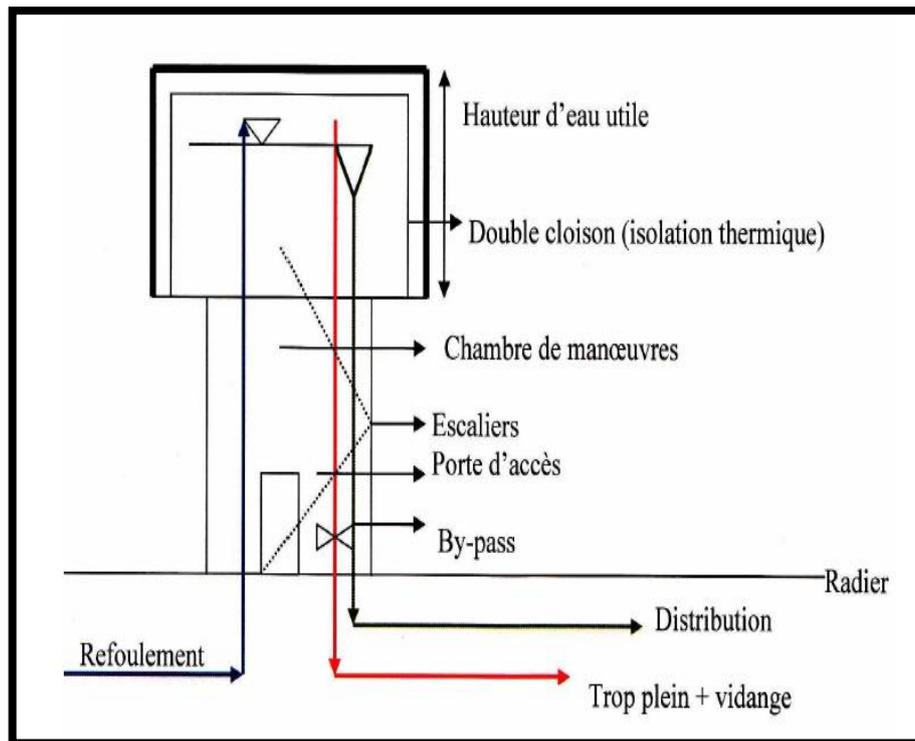


Figure II.9 : Equipement composant un château d'eau. [12]

II.2.3.5 Entretien des réservoirs

La cuve doit faire l'objet d'un soin particulier et notamment en matière de :

- Désinfection à l'aide de produits chlorés pour l'élimination des bactéries.
- Vidange et traitement des dépôts sur les parois.
- Auscultation générale en matière de fuites et suintements.
- Diagnostic des équipements vétustes (vannes, robinets, conduites).

Lorsque l'ouvrage est bien réalisé et régulièrement entretenu, sa durée de vie est de 30 à 40 ans. [12]

II.3 Réseau de distributions

Un réseau de distribution est un ensemble de canalisations et d'équipements destinés à desservir les utilisateurs ou abonnés à partir d'un réservoir de stockage. La typologie du réseau dépend de l'étendue de l'agglomération à alimenter ainsi que de la topographie du site.

Dans un réseau de distribution, on distingue trois sortes de conduites :

- Conduites principales ou réseau primaire (juste à la sortie du réservoir)

- Conduites de transit ou réseau secondaires (desservant les quartiers et grandes agglomérations).

- Conduites d'alimentation ou réseau tertiaire (desservants les maisons, administrations). [12]

II.4 Structure et composants d'un réseau de distribution d'eau :

II.4.1 Structure d'un réseau de distribution d'eau

La structure d'un réseau de distribution traduit les dimensions des conduites, les capacités des réservoirs, le nombre de pompes et la puissance fournie. Elle tient compte des éléments géographiques comme la dispersion des abonnés et la présence des obstacles naturels.

Tous ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau pour assurer son bon fonctionnement. [15]

II.4.2 Composant d'un réseau de distribution d'eau

La distribution de l'eau s'effectue à l'aide de réseaux enterrés constitués de conduites et de canalisations sous pression qui comprennent : [15]

- Conduites et pièces spéciales.
- Appareils de robinetteries : vannes, clapets.
- Appareils de mesure : compteurs, débitmètres.
- Appareils de fontainerie : bouche d'incendie.

II.4.2.1 Les conduites

Les conduites assurent le transport de l'eau d'un point à un autre du réseau, une conduite peut se définir par un segment de tuyau ou canalisation délimité par deux points de consommation d'eau appelés nœuds. Les conduites se caractérisent par :

- ✓ Un nœud initial et final
- ✓ Une longueur L
- ✓ Un diamètre D
- ✓ Un coefficient de rugosité ε

L'écoulement se fait entre deux nœuds l'un ayant une charge élevée vers un autre d'une charge faible. La rugosité exprime la résistance de la conduite ce qui crée une perte d'énergie dû au frottement. [15]

II.4.2.2 Les nœuds

Un nœud représente un point de jonction entre les conduites. Il existe deux catégories de nœuds : nœuds à débit fixe et ceux à charge fixe.

- a) Nœud à débit fixe : il est caractérisé par un débit (demande) et une cote connues, avec une pression à calculer
- b) Nœud à charge fixe : il représente généralement les point d'eau comme les réservoirs ou les poteaux d'incendie. Dans le cas de ce nœud le débit doit être calculer. [15]

II.4.2.3 Les vannes

Les vannes permettent de limiter le débit ou la pression dans un point précis du réseau. Elles sont caractérisées par [15]:

- ✓ Le diamètre.
- ✓ L'état de la vanne (Fermée – Ouverte)
- ✓ Coefficient de perte de charge singulière.

II.4.2.4 Les pompes

Une pompe est un appareil électromécanique permettant de fournir de l'énergie au liquide. Les pompes sont fréquemment utiliser vu les contraintes topographiques pour soit remplir les réservoirs soit l'alimentation du réseau AEP (station de pompages).

La pompe par son HMT, Débit et puissance fournie. Elle est décrite par une courbe caractéristique liant la hauteur manométrique et le débit fourni [15] :

$$H = f(Q) \quad (\text{II.5})$$

II.4.2.5 Les pièces spéciales

Les pièces spéciales représentent un élément essentiel pour mettre en place, contrôler et entretenir le réseau d'eau. Les pièces spéciales peuvent comporter [15]:

- ✓ **Raccord** : une pièce qui permet la dérivation, le changement de direction ou de section, on cite : Té, coude et cône.
- ✓ **Robinetterie** : une pièce qui permet la régulation du débit ou la réduction de la pression, comme peut assurer une fonction particulière. On cite entre autres : les ventouses, les purgeurs et les poteaux d'incendie. [15]

II.5 Conclusion:

Ce chapitre a été consacré aux éléments principales qui constituent un système AEP, en passant des captages, stockage et enfin les systèmes de distribution d'eau.

Le chapitre suivant sera consacré aux méthodes de calcul des réseaux de distribution en particulier les réseaux maillés et cela en décrivant plusieurs méthodes entre autres la méthode graphique, *Newton-Raphson* et celle de *Hardy-Cross*. Cette dernière sera la méthode sur la quelle portera notre thème.

Chapitre III

Calcul des réseaux de distribution d'eau

Chapitre III.

Calcul des réseaux de distribution d'eau

III.1 Introduction

A partir de ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront connectés en vue d'assurer l'alimentation des consommateurs.

En conséquence, les canalisations doivent présenter un diamètre suffisant afin d'assurer le débit maximal tout en respectant une pression compatible avec la hauteur des immeubles et établissements. [16]

La pression à assurer est prise en général de 10 à 40 m.c.e (de 1 à 4 bar).

Dans ce chapitre on abordera le calcul des réseaux de distribution en particulier le réseau maillé, en passant en bref les méthodes utilisées et s'intéresser à la méthode de Hardy-Cross qui est l'objet du présent mémoire.

III.2 Rappel hydraulique

L'hydraulique se base sur les principes de la mécanique des fluides pour l'étude des écoulements de l'eau dans les conduites, en particulier l'équation très connue et utilisée, celle de BERNOULLI.

III.2.1 Principes de base

III.2.1.1 Régime d'écoulement (Nombre de Reynolds)

Les écoulements sont classés en 2 régimes principaux, **Laminaire** et **Turbulent**, séparés par une phase transitoire appelée **régime critique**. Pour caractériser ces régimes d'écoulement, on introduit un nombre adimensionnel, appelée Nombre **de Reynolds**, noté Re et calculé par la formule :

$$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{\rho VD}{\mu} \quad (\text{III.1})$$

Où :

V = Vitesse moyenne d'écoulement = Q/A

D = Diamètre de la section d'écoulement (circulaire)

ν = Viscosité cinématique du fluide = μ/ρ

μ = viscosité dynamique du fluide

III.2.1.2 Principe de continuité

Le principe de continuité exprime la conservation de masse, ce qui signifie qu'aucun fluide ne peut être créé ni disparaître dans un volume donné [17]:

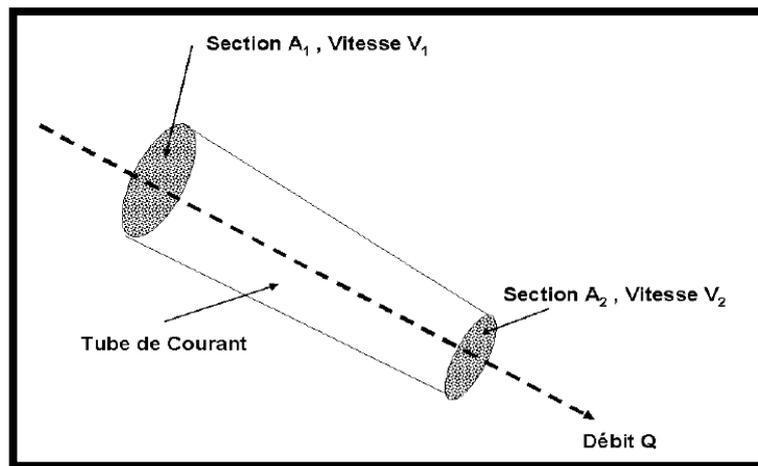


Figure III.1 : Principe de la conservation de masse. [17]

Etant donné que le débit d'écoulement reste constant (mouvement permanent), L'équation de continuité s'écrit donc :

$$Q = A_1 V_1 = A_2 V_2 = C^{ste} \quad (\text{III.2})$$

III.2.1.3 Equation Générale d'Écoulement ou Equation de Bernoulli

Dans le cas d'un fluide parfait l'équation de Bernoulli exprime que, tout le long d'un filet liquide en mouvement permanent, l'énergie totale par unité de poids du liquide reste constante :

$$\frac{dH}{dx} = 0 \quad (\text{III.3})$$

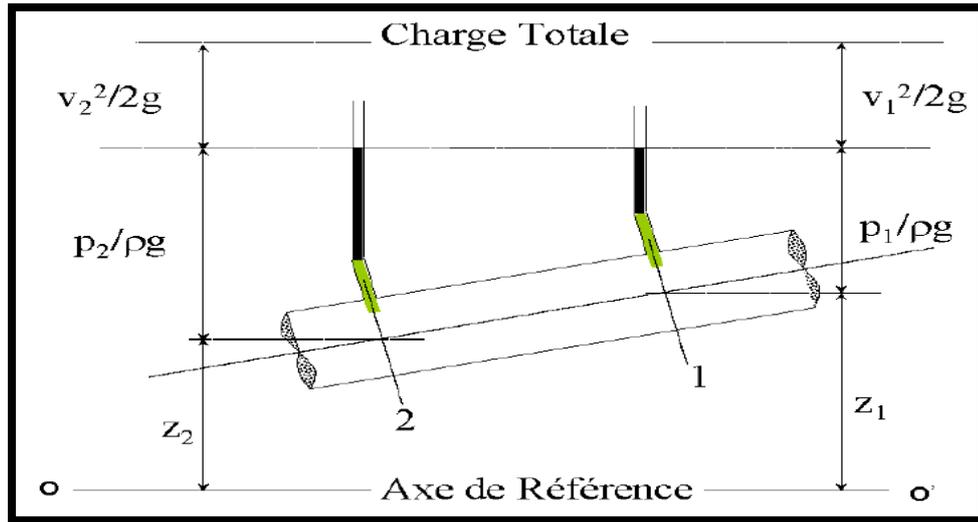


Figure III.2 : Cas de fluide parfait. [17]

D'après la figure III.2, on peut donc écrire que :

$$Z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} = H = C^{st} \quad (\text{III.4})$$

Contrairement au fluide parfait non visqueux, la charge H pour un fluide réel visqueux diminue dans la direction de l'écoulement :

$$\frac{dH}{dx} < 0 \quad (\text{III.5})$$

Ceci est dû à la nature visqueuse du fluide qui dissipe une partie de l'énergie : cette perte d'énergie est appelée « Perte de charge ». La représentation graphique en cas de fluide réel est donc montrée par la figure III.3 :

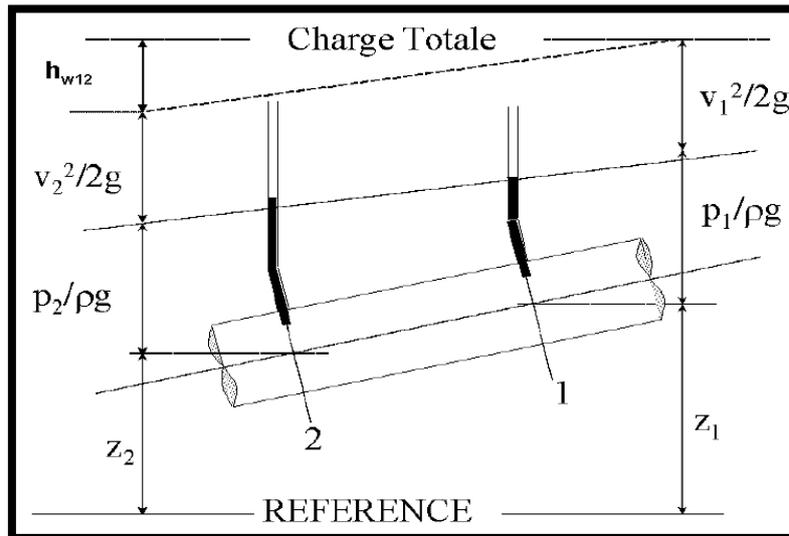


Figure III.3 : Cas de fluide non parfait (visqueux). [17]

L'équation de Bernoulli, pour un liquide réel, devient donc :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{w12} \quad (\text{III.6})$$

Où h_{w12} représente la perte de charge due au phénomène du frottement entre les parois de la conduite et le liquide en mouvement.

III.2.2 Les pertes de charge

On distingue en réalité deux types de perte de charge :

- ✓ Les pertes de charge linéaires (ou régulières ou par frottement).
- ✓ Les pertes de charge singulières (ou accidentelles).

III.2.2.1 Les pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires sont dues principalement aux forces de frottement des molécules d'eau contre une paroi fixe, par définition un fluide est une substance qui se déforme continuellement sous l'effet d'un effort de cisaillement τ : [18]

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (\text{III.7})$$

F est la force tangentielle appliquée, en newtons.

A est la surface de cisaillement, en m².

Pour un fluide newtonien, la contrainte de cisaillement τ est définie par la relation suivante :

$$\tau = \eta \frac{\partial v}{\partial y} \quad (\text{III.8})$$

Où $\frac{\partial v}{\partial y}$ est le gradient de vitesse comme représente dans la figure III.4 [18]

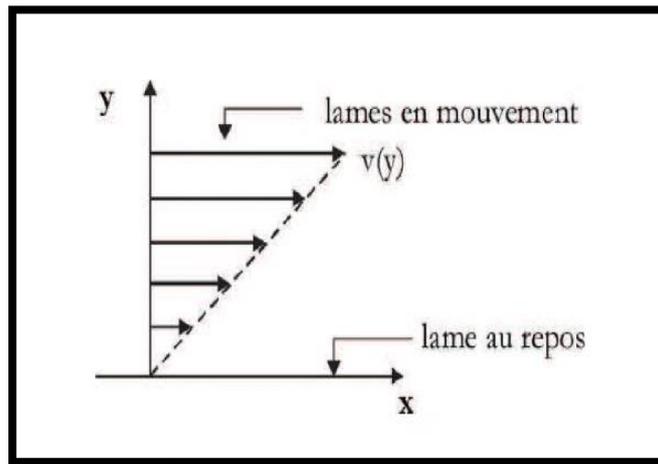


Figure III.4 : Ecoulement d'un fluide visqueux. [18]

La viscosité dynamique η (en pascal-seconde) exprime le degré de cohésion entre les particules d'un fluide pour résister à l'écoulement. Le rapport de la viscosité dynamique η à la masse volumique ρ est appelé viscosité cinématique ν (en m^2/s) :

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \quad (\text{III.9})$$

Le tableau III.1 fournit, pour différentes températures, la viscosité cinématique et la densité de l'eau par rapport à la masse volumique de $1000\text{kg}/\text{m}^3$ à 4°C . [18]

Tableau III.1 : Densité et viscosité cinématique de l'eau. [18]

<i>Temp C°</i>	<i>Densité</i>	<i>ν m²/s</i>
5	1.000	1.520 x 10 ⁻⁶
10	1.000	1.308 x 10 ⁻⁶
15	0.999	1.142 x 10 ⁻⁶
20	0.998	1.007 x 10 ⁻⁶
25	0.997	0.897 x 10 ⁻⁶
30	0.995	0.804 x 10 ⁻⁶
35	0.993	0.727 x 10 ⁻⁶
40	0.991	0.661 x 10 ⁻⁶
50	0.990	0.556 x 10 ⁻⁶
60	0.980	0.442 x 10 ⁻⁶

a) La formule de Darcy-Weissbach

C'est d'abord Weissbach qui fut le premier en 1845 à établir la relation du gradient de la perte de charge dans les conduites circulaires. Indépendamment des travaux de Weissbach, Darcy effectue en 1854 des travaux sur les écoulements en conduites. Il en est ainsi résulté la formule suivante, la plus usuelle, portant le nom de Darcy-Weissbach : [15]

$$J = \frac{8\lambda}{g\pi^2} \frac{Q^2}{D^5} \quad (\text{III.10})$$

Dont :

λ est le coefficient de frottement,

Q est le débit

D diamètre intérieur et

g est l'accélération de la pesanteur.

La formule de Colebrook – White (1939) permet d'évaluer le coefficient de frottement λ : [15]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3.7D_h} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{Pour } Re > 2300 \quad (\text{III.11})$$

Où :

ε : La rugosité absolue.

D : Diamètre intérieur

R : Nombre de Reynolds voir équation (III.1)

Le diagramme de Moody (1944) présenté à la figure 2.5, en coordonnées logarithmiques, permet d'obtenir directement le coefficient de frottement λ en fonction de la rugosité (ε/D) et du nombre de Reynolds.

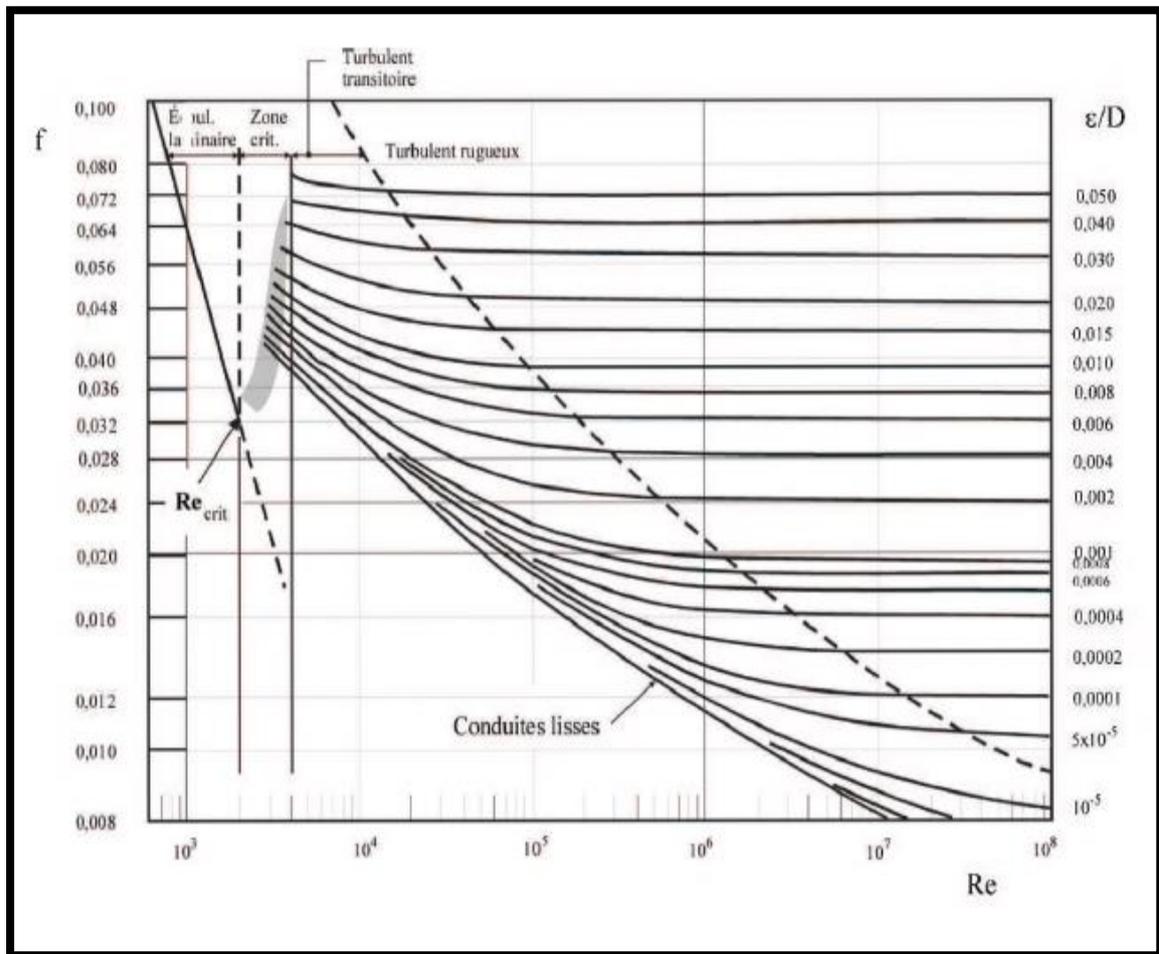


Figure III.5 : Diagramme de Moody. [18]

b) La formule de Hazen-Williams

La formule de *Darcy-Weissbach* pour le calcul des pertes de charge s'applique à tous les liquides quelle que soit leur température, cependant cette formule, bien que précise, présente l'inconvénient des calculs itératifs dus au fait que le coefficient de frottement λ dépend du diamètre et du débit ($\varepsilon/D, 4Q/\pi Dv$) [18]

Ces calculs deviennent beaucoup plus laborieux lorsqu'il s'agit par exemple de calculer les débits et les pressions dans un réseau de distribution d'eau comptant quelques centaines, voire des milliers, de tronçons de conduites. C'est la raison pour laquelle les ingénieurs préfèrent utiliser la formule de Hazen-Williams : [18]

$$h_{\lambda} = 10.675 \left(\frac{Q}{C_w} \right)^{1.852} \frac{1}{D^{4.87}} \quad (\text{III.12})$$

Tableau III.2 : Table de rugosité pour différents matériaux. [20]

Matériau	C _{HW}
PVC	150
Amiante-ciment	140
Béton lissé	130
Acier soudé neuf	120-140
Fonte neuve	130-140

c) Formule d'Achour-Bedjaoui

Dans le but de faciliter le calcul du coefficient de frottement λ dans tout le domaine de l'écoulement turbulent en conduite sous pression, Achour et al. (2006) proposent de remplacer la formule (III.13) de Colebrook-white par la relation suivante: [9]

$$\lambda = \left(-2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{10.04}{\bar{R}} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.13})$$

ε : Rugosité absolue en mm

D : Diamètre intérieur en m.

\bar{R} : Nombre de Reynolds de la conduite de référence donnée par la formule suivante :

III.2.3 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 :

- Changement de section de la conduite,
- Changement de direction (coude),
- Branchement ou raccordement,
- Dispositif de mesure et contrôle de débit...

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

$$\Delta H_s = K \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.15})$$

Où K est le coefficient de perte de charge (parfois noté α) qui dépend des caractéristiques géométriques et du nombre de Reynolds.

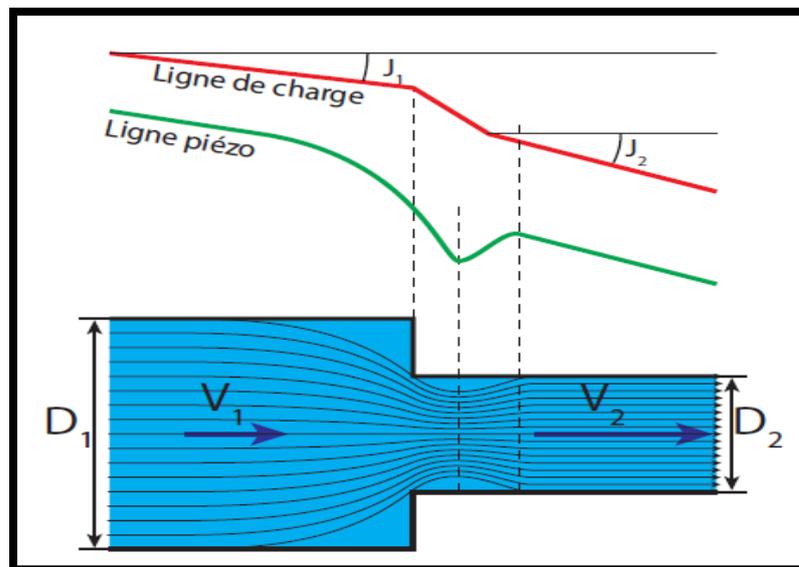


Figure III.6 : Profil de charge typique pour un rétrécissement brusque. [19]

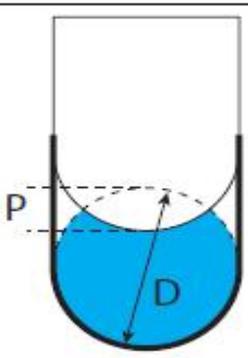
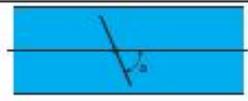
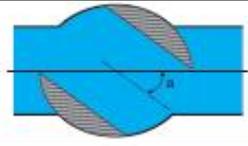
Vanne opercule																							
	<table border="1"> <tr> <td>$\frac{P}{D}$</td> <td>$\frac{1}{8}$</td> <td>$\frac{2}{8}$</td> <td>$\frac{3}{8}$</td> <td>$\frac{4}{8}$</td> <td>$\frac{5}{8}$</td> <td>$\frac{6}{8}$</td> <td>$\frac{7}{8}$</td> </tr> <tr> <td>K</td> <td>0.07</td> <td>0.26</td> <td>0.81</td> <td>2.06</td> <td>5.52</td> <td>17</td> <td>98</td> </tr> </table>	$\frac{P}{D}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{2}{8}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8}$	K	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17	98						
$\frac{P}{D}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{2}{8}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8}$																
K	0.07	0.26	0.81	2.06	5.52	17	98																
Vanne à papillon																							
	<table border="1"> <tr> <td>α°</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>15</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>45</td> <td>50</td> <td>60</td> <td>70</td> </tr> <tr> <td>K</td> <td>0.24</td> <td>0.52</td> <td>0.90</td> <td>1.5</td> <td>3.9</td> <td>11</td> <td>19</td> <td>33</td> <td>118</td> <td>750</td> </tr> </table>	α°	5	10	15	20	30	40	45	50	60	70	K	0.24	0.52	0.90	1.5	3.9	11	19	33	118	750
α°	5	10	15	20	30	40	45	50	60	70													
K	0.24	0.52	0.90	1.5	3.9	11	19	33	118	750													
Robinet à boisseau																							
	<table border="1"> <tr> <td>α°</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>15</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>45</td> <td>50</td> <td>55</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>K</td> <td>0.05</td> <td>0.29</td> <td>0.75</td> <td>1.6</td> <td>5.5</td> <td>17</td> <td>31</td> <td>53</td> <td>110</td> <td>206</td> </tr> </table>	α°	5	10	15	20	30	40	45	50	55	60	K	0.05	0.29	0.75	1.6	5.5	17	31	53	110	206
α°	5	10	15	20	30	40	45	50	55	60													
K	0.05	0.29	0.75	1.6	5.5	17	31	53	110	206													
Clapet à battant																							
	<table border="1"> <tr> <td>α°</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>40</td> <td>45</td> <td>50</td> <td>55</td> <td>60</td> <td>65</td> <td>70</td> <td>75</td> </tr> <tr> <td>K</td> <td>1.7</td> <td>3.2</td> <td>6.6</td> <td>9.5</td> <td>14</td> <td>20</td> <td>30</td> <td>42</td> <td>62</td> <td>90</td> </tr> </table>	α°	20	30	40	45	50	55	60	65	70	75	K	1.7	3.2	6.6	9.5	14	20	30	42	62	90
α°	20	30	40	45	50	55	60	65	70	75													
K	1.7	3.2	6.6	9.5	14	20	30	42	62	90													

Tableau III.4 : Coefficient de perte de charge pour des appareils de robinetterie. [19]

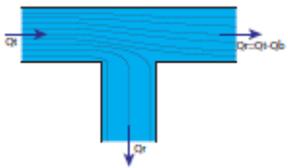
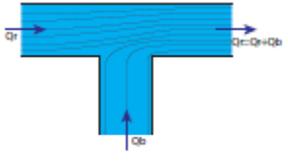
Branchement de prise à 90° de même diamètre et à angles vifs	
	$\Delta H_r = K_r \frac{V_r^2}{2g}$ $\Delta H_b = K_b \frac{V_b^2}{2g}$
Q_b/Q_t	$Q_b/Q_t \rightarrow 0$ 0.2 0.4 0.6 0.8 $Q_b/Q_t \rightarrow 1$
K_r	0.40 0.26 0.15 0.06 0.02 0.00
K_b	1.00 1.01 1.05 1.15 1.32 1.45
Branchement d'amenée à 90° de même diamètre et à angles vifs	
	$\Delta H_r = K_r \frac{V_r^2}{2g}$ $\Delta H_b = K_b \frac{V_b^2}{2g}$
Q_b/Q_t	$Q_b/Q_t \rightarrow 0$ 0.1 0.2 0.4 0.8 $Q_b/Q_t \rightarrow 1$
K_r	0 0.16 0.27 0.46 0.60 0.55
K_b	-0.60 -0.37 -0.18 0.26 0.94 1.20

Tableau III.5 : Coefficient de perte de charge pour les tés. [19]

Dans la pratique, et vue que la perte de charge linéaire est plus importante par rapport à celle singulière, cette dernière est prise pour 15% des pertes de charges linéaires :

$$\Delta h_s = 15\% \Delta h_l \quad (\text{III.16})$$

III.3 Calcul des réseaux de distribution d'eau

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires.

- ✓ **Pression nominale:** elle correspond à la pression de service admissible dans une conduite, en bar, pour le transport de l'eau à 20 °C.
- ✓ **Diamètre nominale:** c'est le diamètre extérieur de la conduite pour les conduites en plastique, et le diamètre intérieur pour les conduites en fonte. Son unité est le mm
- ✓ **Débit :** C'est la quantité d'eau qui s'écoule à travers la section interne de la conduite pendant une unité de temps. Contrairement à la pression, le débit qui entre dans un nœud est le même qui sort de celui-ci, son unité est le m³/s.
- ✓ **Vitesse :** c'est la longueur de tuyaux parcourue par l'eau dans un temps donné, son unité est le m/s. Cette vitesse peut être déterminée par l'utilisation de la formule de calcul du débit. [18]

III.3.1 Calcul des débits en route

Dans les canalisations de distribution la situation est tout à fait différente. En effet, les conduites de distribution sont destinées à distribuer l'eau aux abonnés. Chaque tronçon de distribution, matérialisé par deux nœuds, est alors caractérisé par deux débits: un débit d'extrémité (qui doit, tout simplement, transiter par le tronçon, appelé débit de transit et noté Q_t) et un débit consommé par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé débit en route et noté Q_r). [11]

Le débit en route est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon. Figure III.6

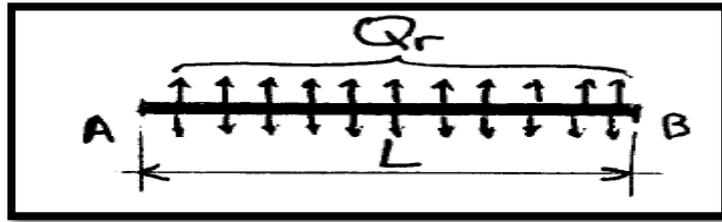


Figure III.7 : Représentation du débit en route. [11]

Le débit en route Q_r est calculé suivant la relation suivante :

$$Q_r(t) = q_{sp} \times L_t \quad (\text{III.17})$$

Où :

$Q_r(t)$: Débit en route d'un tronçon t.

L_t : Longueur du tronçon.

q_{sp} : Débit spécifique donné par la relation suivante :

$$q_{sp} = \frac{Q_{tot}}{L_{tot}} \quad (\text{III.18})$$

Q_{tot} : Débit de point total.

L_{tot} : Longueur totale du réseau de distribution.

III.3.2 Méthode de calcul des réseaux maillés

Il existe plusieurs méthodes de calculs des réseaux maillés que ce soit anciennes ou nouvelles, on cite entre autres : la méthode graphique, méthode *Newton-Raphson*, Méthode de la théorie linéaire et celle la plus connue et utilisée, la méthode de Hardy-Cross. Aussi la nouvelle méthode de la MMR établie par *Achour-Bedjaoui*.

III.3.2.1 Méthode par analogie électrique

Les analyseurs électriques sont basés sur certaines analogies qui existent entre les réseaux hydrauliques et les réseaux électriques. Ces analogies sont expliquées à l'aide de la figure (III.8).

Il y'a lieu de signaler que la présente méthode est l'origine de la méthode de Hardy-Cross.

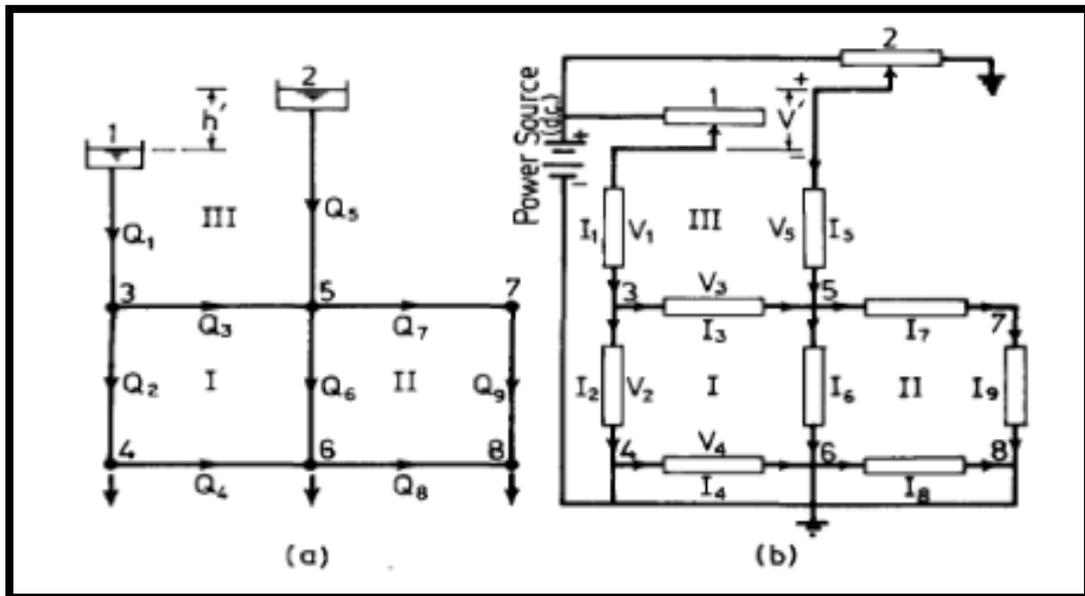


Figure III.8 Représentation de l'analogie entre le réseau hydraulique et le réseau électrique [20]

En raison de ces analogies, il est possible d'utiliser des réseaux électriques pour simuler des réseaux hydrauliques. De tels réseaux électriques, appelés analyseur électrique peuvent donc être utilisés pour l'analyse du débit à travers les réseaux de distribution des eaux. Cependant, il existe une différence fondamentale entre le comportement d'un réseau hydraulique et d'un réseau électrique ordinaire. La perte de charge dans une conduite d'un réseau hydraulique est donnée par une relation non linéaire : [20]

$$\Delta H = RQ^n \quad (\text{III.19})$$

Dans lequel l'exposant n est habituellement égal à 1.85 ou 2. Cependant, dans les réseaux électriques, la chute de tension est donnée par une relation : [20]

$$V=RI \quad (\text{III.20})$$

III.3.2.2 Méthode Newton-Raphson

Calculer un réseau en état permanent revient à résoudre un système de n équations algébriques non linéaires à n inconnues, n pouvant atteindre des valeurs très élevées, de l'ordre du millier. Parmi les techniques itératives utilisables, c'est celle de Newton-Raphson

qui a la faveur des spécialistes du calcul des réseaux maillés de distribution d'eau. Dans le cas simple d'une seule équation à une seule inconnue, x :

$$f(x) = 0 \quad (\text{III.21})$$

La fonction est dans ce cas :

$$f(Q) = \sum R_{ij} Q_{ij}^2 \quad (\text{III.22})$$

Avec : R_{ij} est la résistance hydraulique de la conduite (ij)

Démarrant d'une répartition initiale des débits, le procédé de Newton Raphson, conduit à la résolution d'un système linéaire à chaque itération déterminant ainsi la correction du débit.

$$\Delta Q^k = J^{-1} F(Q^k) \quad (\text{III.23})$$

$$J = \nabla F(Q^k) \quad (\text{III.24})$$

La relation III.22 représente la matrice jacobéenne du système à l'itération k dont les éléments sont composés de la dérivée de l'équation de perte de charge par rapport au débit. Le processus itératif s'arrête lorsque la correction (ΔQ) devient négligeable.

En raison du fondement mathématique assez rigoureux de la méthode d'une part, et le développement des techniques numériques d'autre part, la méthode de Newton-Raphson est la plus susceptible pour mieux représenter le problème d'équilibrage. La méthode des nœuds est la plus suggérée pour traiter tous les cas de figure des réseaux qui se présentent (maillés ou ramifiés). [22]

III.3.2.3 Méthode de la théorie linéaire

Puisqu'aucune méthode directe n'est disponible pour la résolution des équations impliquées dans l'analyse des réseaux qui sont non linéaires, une approche intéressante consisterait d'abord à les linéariser pour ensuite les résoudre. La solution est naturellement approchée, corrigée par l'application d'une procédure itérative. La méthode de la théorie linéaire transforme les équations non linéaires de perte de charge dans une conduite qu'on notera p , en équations linéaires s'exprimant comme : [21]

$$h_{lp} = K'(p)Q(p) \quad (\text{III.25})$$

Dans laquelle :

$$K'(p) = K(p)Q_0(p)^{n-1} \quad (\text{III.26})$$

$Q_0(p)$ est un débit estimé. Les équations linéarisées de la maille sont combinées à celles linéaires indépendantes de continuité. Le système d'équations ainsi obtenu peut être résolu permettant d'aboutir aux valeurs de $Q(p)$. Les valeurs de K' sont obtenues à partir des débits estimés la première fois. [21]

La linéarisation des équations de perte de charge simplifie énormément le problème, du fait qu'on se ramène à résoudre successivement des systèmes d'équations linéaires, mais l'hypothèse erronée d'un écoulement laminaire affecte la précision des résultats obtenus. Néanmoins, Cette méthode peut fournir une répartition initiale des débits pour les autres méthodes d'équilibrage. [22]

III.3.2.4 Méthode de HARDY-CROSS

Cette méthode de calcul par approximation successive a été proposée en 1936 par le Professeur Hardy-Cross de l'Université d'Illinois (U.S.A). Elle est dérivée de celle mise au point par le même auteur pour le calcul de résistance des systèmes réticulés hyperstatique qui, en Mécanique des Matériaux, posent des indéterminations du même ordre que celles des réseaux maillés en Hydraulique. La méthode s'applique au calcul des réseaux maillés quelle que soit leur complexité. [23]

a) Méthode des mailles

Le principe est de choisir, pour une distribution de diamètre initiale, une distribution des débits dans les tronçons du réseau, de manière à satisfaire l'équation de continuité aux nœuds tout en vérifiant l'équation de conservation d'énergie pour chaque maille. Si celle-ci n'est pas vérifiée, une correction du débit (ΔQ) pour chaque maille est appliquée. [22]

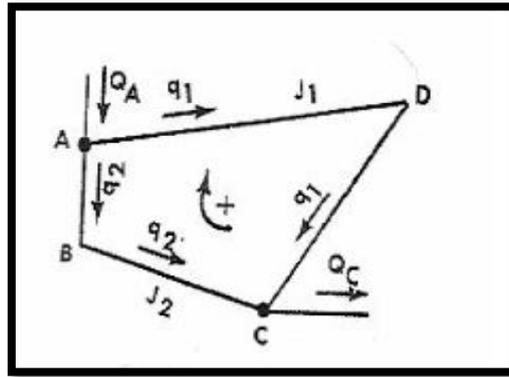


Figure III.9 Exemple simple d'une maille. [23]

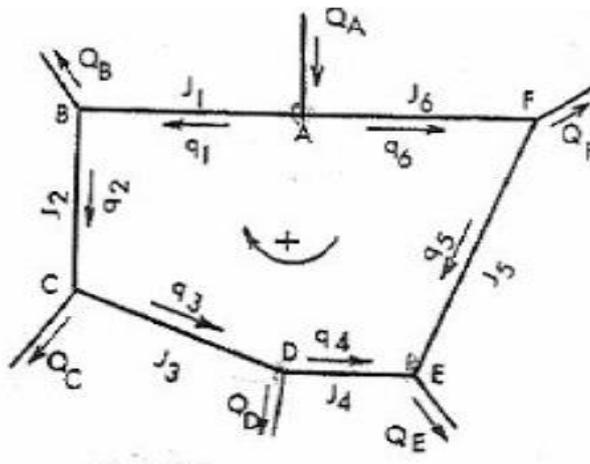


Figure III.10 Sens supposé d'un écoulement dans une maille. [23]

L'équation des nœuds est : $\sum Q_{ij} + q_{ij} = 0$ (III.27)

L'équation des mailles est : $\sum J_{ij} = 0$ (III.28)

L'expression de la correction (ΔQ) pour chaque maille est :

$$\Delta Q^{it} = \frac{\sum_{i=1}^n J_{ij}^{it}}{\alpha \sum_{i=1}^n \left(\frac{J_{ij}^{it}}{Q_{ij}^{it}} \right)} \quad (III.29)$$

Une fois la répartition des débits pour chaque tronçon est déterminée, une éventuelle correction sur les diamètres portant sur la vérification de la contrainte de vitesse est imposée. Le processus itératif s'arrête lorsque la contrainte de vitesse est vérifiée sur tous les tronçons du réseau. [22]

b) *Méthode des nœuds*

Une formulation analogue à celle présentée précédemment a été développée. Cette méthode dite « méthode des nœuds » consiste à choisir une distribution des charges aux nœuds, satisfaisant l'équation de mailles, tout en vérifiant l'équation des nœuds. Si elle n'est pas vérifiée, une correction de la charge est appliquée. L'expression de la correction (ΔH) pour un coefficient $\alpha=2$ est : [22]

$$\Delta H^{it} = \frac{2 \left(\sum_{i=1}^n J Q_{ij}^{it} + q_i \right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{ij}^{it}}{J_{ij}^{it}} \right)} \quad (\text{III.30})$$

La méthode de *Hardy-Cross* constitue le pas initial dans le dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable. Néanmoins, elle présente certains inconvénients :

- ✓ Pour la convergence du processus itératif, une distribution initiale des débits plus au moins proche de la solution est exigée. Ce qui justifie le nombre important d'itérations.
- ✓ Les expressions des corrections (ΔQ), (ΔH) correspondant respectivement aux méthodes des mailles et des nœuds, manquent de rigueur mathématique, ce qui influe sur la précision des résultats.
- ✓ La méthode des mailles ne peut s'appliquer que dans le cas des réseaux maillés, contrairement à la méthode des nœuds qui peut être appliquée même sur des réseaux ramifiés.
- ✓ Elles ne peuvent s'appliquer que sur de nouveaux réseaux.

III.3.2.4 Méthode du model rugueux de référence (MMR) :

Proposée par *Achour. B (2007)*, Professeur au département d'Hydraulique de Biskra et chef du laboratoire LARHYSS c'est une nouvelle méthode et approche pour le calcul de l'écoulement turbulent dans une conduite. Elle repose d'une part sur les relations

universellement admises de *Darcy-Weissbach* et de *Colebrook-White*, et sur un modèle rugueux de référence d'autre part. Les relations explicites proposées par cette méthode donnent des résultats très acceptables. Elles s'appliquent dans toute la gamme de rugosités relatives $0 \leq \varepsilon/D \leq 5.10^{-2}$ et pour toute valeurs du nombre de Reynolds $R > 2300$. [25]

Les étapes préconisées pour un tel calcul sont :

- Proposition de pressions aux niveaux des nœuds (Pressions aux sols) variant entre 10 mce et 40 mce et qu'il faut vérifier après le calcul hydraulique (choix du diamètre).
- Détermination du gradient hydraulique J pour chaque tronçon suivant la relation :

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{PA - PB}{L} \quad (\text{III.31})$$

PA : Pression supposée en amont du tronçon en (mce)

PB : Pression supposée en aval du tronçon en (mce).

L : longueur du tronçon en (m)

- Elaboration d'une répartition arbitraire des débits (cas des réseaux maillés)
- Détermination du diamètre géométrique D pour chaque tronçon en fonction des débits des tronçons et des gradients J , ces calculs se reposent sur le calcul des paramètres \bar{D} , \bar{R} , ψ et R^* suivant les relations :

$$\bar{D} = (2\pi^2)^{-1/5} \left[\frac{Q^2}{(g \times J)} \right]^{1/5} \quad (\text{III.32})$$

$$\bar{R} = \frac{4Q}{\pi \bar{D} v} \quad \text{où} \quad \bar{Q} = Q \quad (\text{III.33})$$

Les relations (III.30) et (III.31) permettent d'évaluer le facteur ψ :

$$\psi = 1.35 \left[-\log \left(\frac{\varepsilon \sqrt{\bar{D}}}{4.75} + \frac{8.5}{\bar{R}} \right) \right]^{-2/5} \quad (\text{III.34})$$

Le diamètre D se calcul par la relation suivante :

$$D = \psi \bar{D} \quad (\text{III.35})$$

Le nombre de Reynolds est donné par la relation III.34 :

$$R^* = \psi^{3/2} \bar{R} \quad (\text{III.36})$$

III.3.2.5 Approche numérique

Parmi les méthodes présentées précédemment, celle dite de la théorie linéaire semble être la plus appropriée à la résolution des équations décrivant les phénomènes se tenant au sein de réseaux de conduits. Le logiciel de calcul se basera donc sur cette méthode. Néanmoins et dans un but de comparaison, la méthode de Hardy- Cross a aussi été développée. [15]

La modélisation est la représentation schématique d'une réalité souvent complexe. L'objectif général de la modélisation des systèmes AFP est de comprendre ou de préciser les effets d'un phénomène prévisible non observable. Les objectifs spécifiques d'une modélisation peuvent être multiples: [15]

- Détailler certaines fonctions du réseau (vitesse, pression) ;
- Evaluer les capacités de stockage, de pompage ;
- Simuler le fonctionnement des organes de régulation ;
- Simuler les scénarii de rupture de conduites sensibles ou le renforcement d'un réseau afin d'examiner sa capacité à répondre à une nouvelle demande ;
- Connaître l'état d'un réseau existant ;
- Connaître la qualité de l'eau ;

La modélisation est un processus itératif, la première étape en entreprenant n'importe quel projet de modélisation est de fixer les objectifs et les besoins pour lesquels le modèle sera employé à court et à long terme. La deuxième étape est le calibrage du modèle en précisant son exactitude. La modélisation concerne une série d'abstraction. [15]

Les modèles informatiques différents dans leur formulation mathématique, deux méthodes sont utilisées pour résoudre une des quatre formulations des équations de continuité et de conservation d'énergie qui sont nécessaire pour la mise en œuvre de logiciel de modélisation hydraulique :

- La méthode de *Hardy-Cross* a permis la mise au point de plusieurs logiciels de calcul d'écoulement dans les réseaux mailles, le plus connu est LOOP.
- Suite au développement des ordinateurs et des méthodes numériques, d'autres méthodes, plus modernes et surtout plus rapides, sont proposées citant entre autres EPANET basé sur la méthode de Newton-Raphson.

III.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a vu un aperçu sur les composants d'un réseau de distribution d'eau, tout en passant les méthodes de calculs de ses paramètres en particulier la perte de charge dans les conduites. Ainsi, un aperçu sur les méthodes de calcul des réseaux à titre d'exemple : la méthode Newton-Raphson, et celle de Hardy-Cross qui est objet de ce mémoire.

Le chapitre trois sera consacré à la vérification par procédé expérimental le fonctionnement d'un réseau maille sur une installation (modèle réalisé au laboratoire) et de confronter la théorie au comportement réel du réseau de distribution.

Il est d'une importance primordiale de citer que le réseau a été réalisé par *Hachemi Seddik* de la promotion 2020 mais dont les essais expérimentaux n'ont pas été effectués suite à la pandémie du COVID-19 .

Chapitre IV
Etude expérimentale

Chapitre IV

Etude expérimentale

IV.1 Introduction

Le réseau réalisé au laboratoire est de type maillé et qui se compose de quatre mailles et d'un réservoir surélevé, les conduites utilisées sont de deux types, le premier type est de PEHD qui est caractérisé par la rugosité absolue de 0,01 mm et le deuxième type c'est le type multicouche (PEX/AL/PEX) qui est caractérisé par la rugosité absolue de 0,025 mm. Les diamètres utilisés sont 12 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm et 42,8 mm avec des longueurs des tuyaux de 14 m et 25 m pour les tronçons (cela a été exigé par la surface offerte dans le laboratoire ou on n'a pas pu utiliser des longueurs assez importantes). Le nombre de nœuds dans ce réseau est de 9 nœuds où sont fixés des robinets de puisards assurant les débits soutirés.

Ce réseau est équipé de deux pompes refoulant l'une de l'eau vers le réservoir de stockage (citerne de 1000 litres) afin d'assurer un niveau constant dans le réservoir alimentant le réseau et la deuxième refoule l'eau d'un bassin d'accumulation des volumes d'eau recueillis après ouverture des prises d'eau fixées sur les nœuds offrants la possibilité de mesurer les débits soutirés.

Il est à noter que le réseau ne fournit aucun service en route, mais tous les débits de tronçon sont confinés à toute les nœuds, appelés flux nodaux.

Le débit à extrait du réseau au niveau de chaque nœud est considéré comme variable selon l'éloignement de la source d'eau qui et le réservoir. Les débits seront mesurés par la méthode volumétrique

La mesure des pressions au niveau de chaque nœud est faite par le biais de manomètres (tubes piézométriques) où la lecture se fait sur un tableur de lecture équipé d'une règle graduée vue l'absence de capteurs de pressions.

La figure IV.1 schématise le réseau réalisé au laboratoire où les caractéristiques géométriques des tuyaux utilisés sont mentionnées sur chaque tronçon (diamètre et longueur).

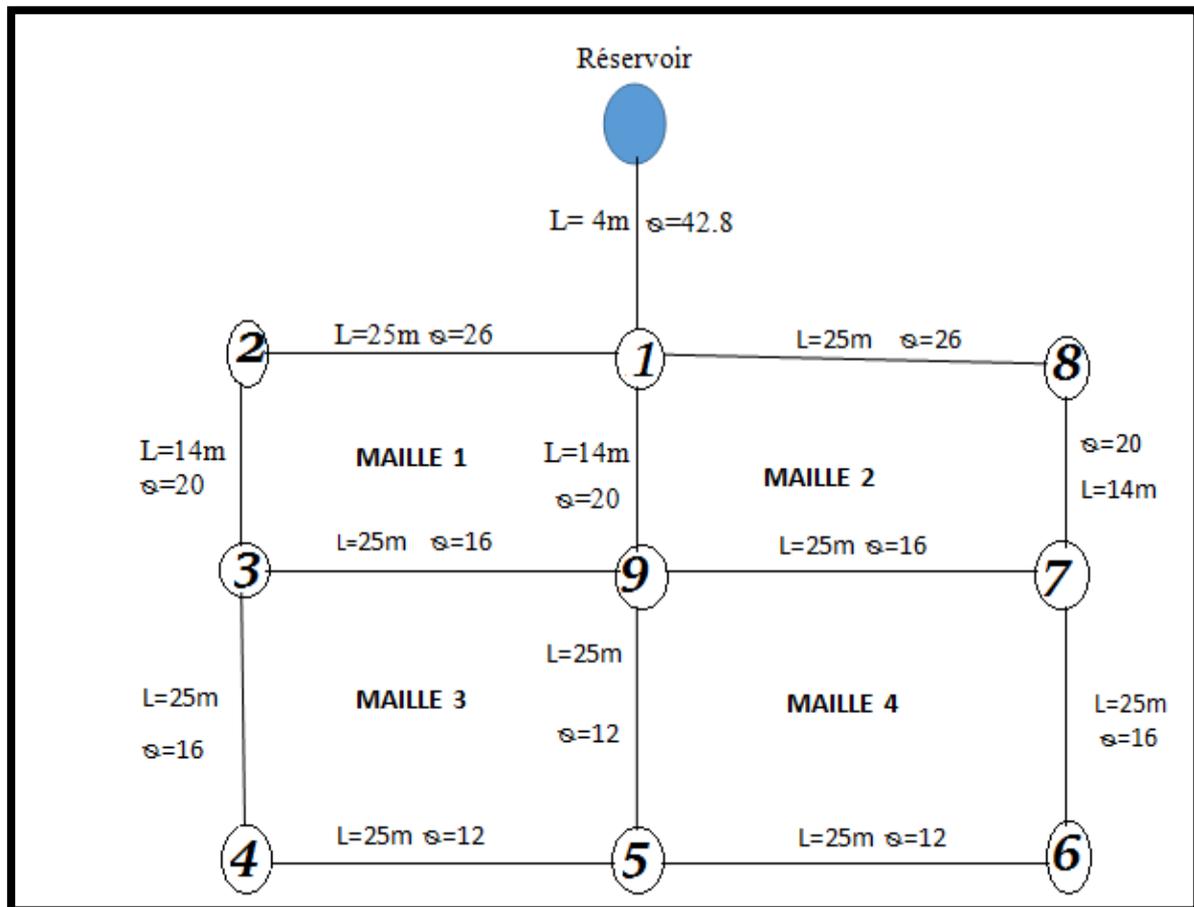
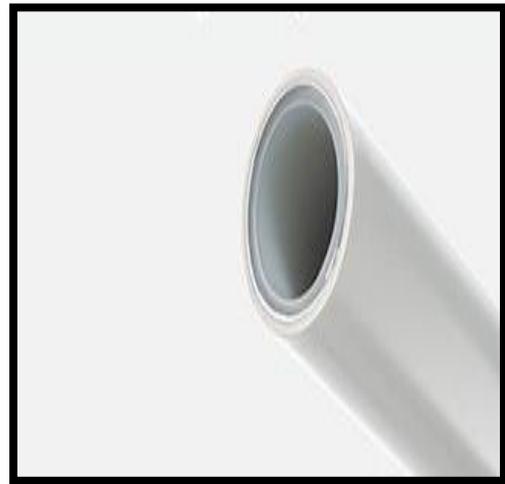


Figure IV.1 : Schéma du réseau utilisé

Les photographies IV.2 représentent les tuyaux utilisés (a : tuyau en PEHD, b : tuyaux en multicouches c : accessoires utilisés)



a) : Tuyaux en PEHD



b) : Tuyaux en multicouches



C : Accessoires utilisés pour le montage du réseau

Figure IV.2 : Tuyaux et accessoires utilisés



Figure IV.3 : Vue générale sur le réseau étudié.



Figure IV.4 : Exemple d'un nœud.



Figure IV.5 : l'installation d'une prise de débit dans le nœud 9.

IV.2. Simulation du fonctionnement du réseau

La simulation a été faite en application du logiciel EPANET ce dernier est un logiciel développé par l'agence en charge de l'environnement aux Etats Unis (u.s. environmental protection AGENCY-EPA).

C'est un logiciel de simulation du comportement qualitatif et hydraulique de l'eau dans les réseaux sous pression. EPANET est un code largement utilisé et distribué gratuitement par l'E.P.A depuis le mois de septembre 1993.

Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET détermine la répartition des débits dans les tuyaux (arcs), la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif de donner une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

IV.2.1. Résultats de la simulation

La simulation a été faite selon le modèle de *Darcy-Weisbach* où le facteur rugosité absolue des tuyaux a été introduit. Comme on ne dispose pas de rugosimètre pour mesurer cette rugosité alors, on a utilisé les données des fabricants pour les deux matériaux le multicouche et le PEHD et qui sont respectivement 0,025 mm et 0,01 mm (selon le groupe CHIALI).

Les données utilisées pour la simulation sont regroupées dans le tableau IV.1 et IV.2

Tableau IV.1 Caractéristiques des tuyaux utilisés

Tronçons Arcs	Longueurs L (m)	Diamètres D (mm)	Rugosité absolue ϵ (mm)	Nature du tuyau
Tuyau 1	4	42,8	0,01	PEHD
Tuyau 2	25	26	0,025	Multicouche
Tuyau 3	14	20	0,025	Multicouche
Tuyau 4	25	16	0,025	Multicouche
Tuyau 5	25	12	0,025	Multicouche
Tuyau 6	25	12	0,025	Multicouche
Tuyau 7	25	16	0,025	Multicouche
Tuyau 8	14	20	0,025	Multicouche
Tuyau 9	25	26	0,025	Multicouche
Tuyau 10	25	12	0,025	Multicouche
Tuyau 11	14	20	0,025	Multicouche
Tuyau 12	25	16	0,025	Multicouche
Tuyau 13	25	16	0,025	Multicouche

A) Cas d'une grande maille

Dans ce premier cas nous avons étudié la simulation de la grande maille formée par les nœuds 1, 2, 3, 4, 5, 6,7 et 8. Voir figure IV.2

Les débits soutirés sont mesurés par la méthode volumétrique au niveau d'un bac d'accumulation où convergent toutes les prises issues de tous les nœuds. Au niveau de chaque nœud (les deux extrémités de chaque tronçon).

*Figure IV.6 : Bac d'accumulation utiliser pour mesurer les débits soutirés*



Figure IV.7 : Becher (0.5 l) utiliser pour mesurer les débits soutirés.

Les pressions aux nœuds sont lues directement sur un piézomètre fixé au nœud et relié à un tableau de lecture gradué.



Figure IV.8 : Piézomètre utilisé.

Donc au niveau de chaque tronçon, les données connues sont : le diamètre D du tronçon, la longueur L et le débit véhiculé par ce tronçon Q_{tr} , au niveau de chaque nœud les données connues sont (l'altitude, la pression ou cote piézométrique, le débit soutiré ou débit nodal).

Le débit pompé est de 32,5 l/min. Le tableau IV.2 regroupe les données utilisées pour la simulation du fonctionnement de ce réseau formé par une grande maille.

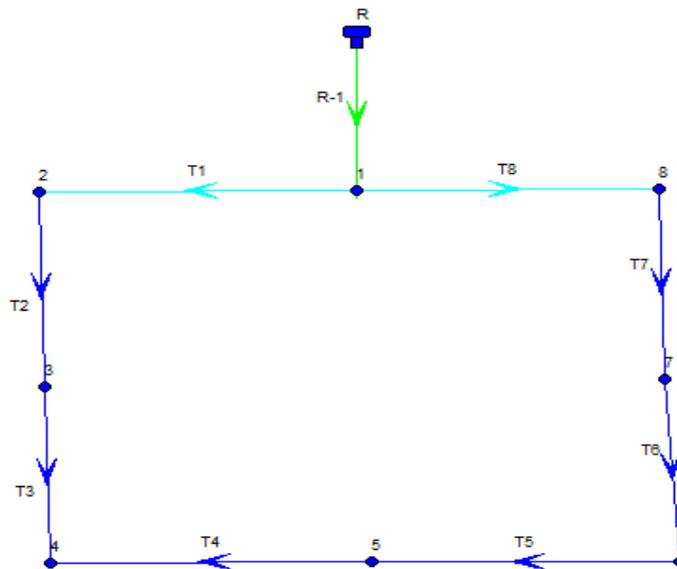


Figure IV.9 : Simulation de la grande Maille

Tableau IV.2 : Résultats de la simulation pour la grande Maille (Epanet)

a) : Pressions aux nœuds

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPM	Demande LPM	Charge m	Pression m
Noeud 1	0,05	0	0,00	2,05	2,00
Noeud 2	0,05	9,2	9,20	1,69	1,64
Noeud 3	0,05	0	0,00	1,54	1,49
Noeud 7	0,05	0	0,00	1,46	1,41
Noeud 8	0,05	11	11,00	1,59	1,54
Noeud 4	0,05	6,5	6,50	0,77	0,72
Noeud 5	0,05	0	0,00	0,78	0,73
Noeud 6	0,05	5,8	5,80	0,79	0,74
Réservoir R	0,885	Sans Valeur	-32,50	2,07	1,18

Tableau IV.2 : Résultats de la simulation pour la grande Maille (Epanet)**b) : Calcul des tronçons (Arcs)**

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPM	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km	Facteur Friction
Tuyau T8	25	26	0,02	-16,91	0,53	18,33	0,033
Tuyau T1	25	26	0,02	15,59	0,49	14,38	0,031
Tuyau T2	14	20	0,02	6,39	0,34	10,60	0,036
Tuyau T7	14	20	0,02	-5,91	0,31	9,26	0,037
Tuyau R-1	4	44	0,01	32,50	0,36	4,13	0,028
Tuyau T3	25	16	0,02	6,39	0,53	30,87	0,035
Tuyau T4	25	12	0,02	-0,11	0,02	0,37	0,322
Tuyau T5	25	12	0,02	-0,11	0,02	0,37	0,322
Tuyau T6	25	16	0,02	-5,91	0,49	26,93	0,035

c) Comparaison des résultats avec les données expérimentales

La comparaison porte sur les charges hydrauliques (Cotes piézométriques) et les pressions obtenues après simulation et celles mesurées (lues) directement au niveau des piézomètres de l'installation expérimentale. Le tableau IV.3 regroupe les résultats de cette comparaison.

Tableau IV.3 Comparaison des résultats pour le cas de la grande maille

<i>Identité du nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Charge H (m) Selon Epanet</i>	<i>Charge H (m) Mesurée</i>	<i>Pression m.c.e selon Epanet</i>	<i>Pression m.c.e Mesurée</i>	<i>Différence m.c.e</i>
Nœud 1	0,05	2,05	1,35	2,00	1,35	0,65
Nœud 2	0,05	1,69	0,95	1,64	0,95	0,69
Nœud 3	0,05	1,54	Non Mesurée	1,49	Non Mesurée	/
Nœud 7	0,05	1,46	Non Mesurée	1,41	Non Mesurée	/
Nœud 8	0,05	1,59	1,90	1,54	1,90	0,37
Nœud 4	0,05	0,77	1,40	0,72	1,40	0,68
Nœud 6	0,05	0,78	1,00	0,73	1,00	0,28
Réservoir	0,05	0,79	2,06	0,74	2,06	1,32

B) Cas de deux mailles

Dans ce deuxième cas nous avons étudiés deux mailles qui sont la maille 1 et 2, ce réseau de deux mailles est formé par les nœuds 1, 2, 3, 7, 8 et 9. La répartition finale des débits et le sens d'écoulement sont représentés par la figure IV.3.

La démarche pour le déroulement des essais est la même pour le premier cas (grande maille) mais le débit utilisé est 34 L/Min

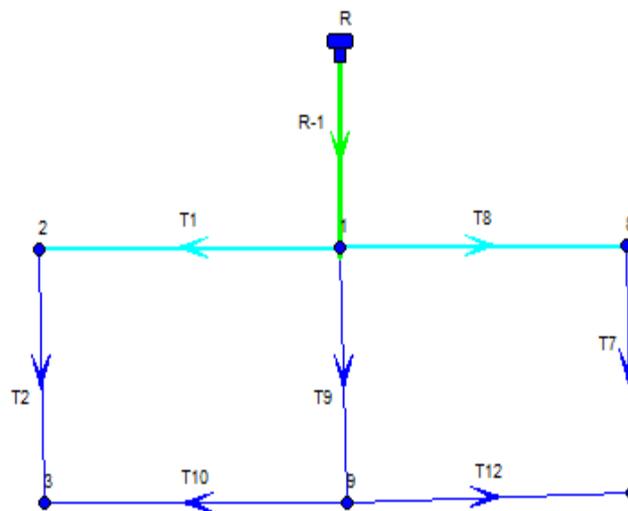


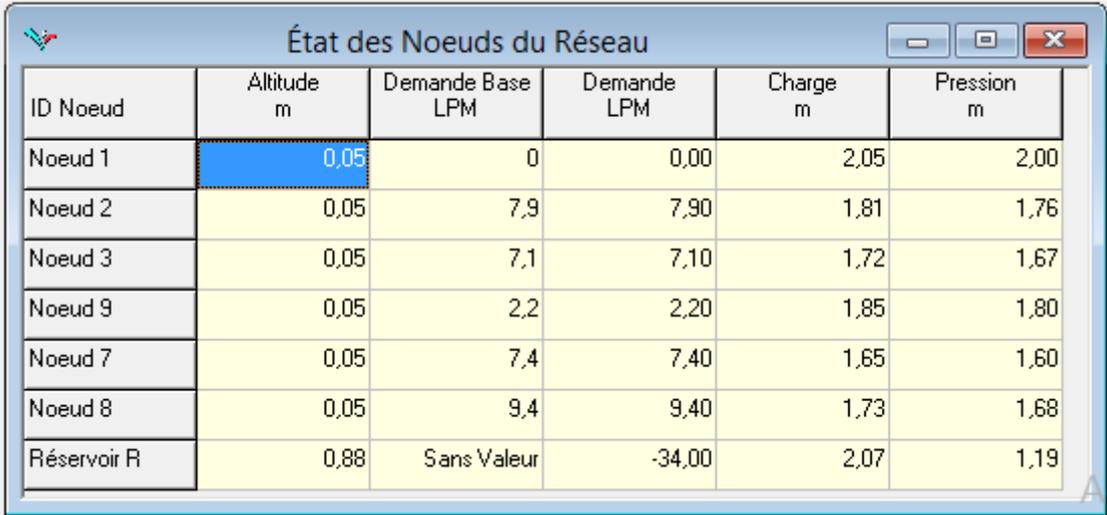
Figure IV.10 : Simulation de deux mailles (1 et 2), $Q=34$ L/Min

Le tableau IV.4 regroupe les données utilisées pour la simulation du fonctionnement de ce réseau formé par deux mailles.

Tableau IV.4 Données aux nœuds (deux mailles 1 et 2)

Identité du nœud	Altitude (m)	Demande Q (l/s)
Nœud 1	0,05	0
Nœud 2	0,05	7,9
Nœud 3	0,05	7,1
Nœud 7	0,05	7,4
Nœud 8	0,05	9,4
Nœud 9	0,05	2,2
Réservoir 1	0,88	34,0

Les résultats de cette simulation qui portent principalement sur la détermination de la répartition des débits le long de chaque tronçon après des corrections basées sur la méthode de *Hardy-Cross*, les vitesses de l'écoulement, les gradients unitaires et les pressions aux nœuds et le sens d'écoulement. Les différents résultats de cette simulation sont regroupés dans les tableaux IV.5 a et b où nous remarquons que les vitesses varient entre 0,21 m/s à 0,44 m/s et les pressions aux nœuds varient de 1,19 m.c.e jusqu'à 2,00 m.c.e

Tableau IV.5 Résultats de la simulation pour le cas de deux mailles (Epanet)**a) Pressions aux nœuds, $Q=34$ L/Min**


ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPM	Demande LPM	Charge m	Pression m
Noeud 1	0.05	0	0.00	2.05	2.00
Noeud 2	0.05	7.9	7.90	1.81	1.76
Noeud 3	0.05	7.1	7.10	1.72	1.67
Noeud 9	0.05	2.2	2.20	1.85	1.80
Noeud 7	0.05	7.4	7.40	1.65	1.60
Noeud 8	0.05	9.4	9.40	1.73	1.68
Réservoir R	0.88	Sans Valeur	-34.00	2.07	1.19

Tableau IV.5 Résultats de la simulation pour le cas de deux mailles (Epanet)**b) Calcul des tronçons (Arcs)**

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPM	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau T8	25	26	0,025	-13,86	0,44	12,97
Tuyau T1	25	26	0,025	12,50	0,39	9,84
Tuyau T2	14	20	0,025	4,60	0,24	6,05
Tuyau T10	25	16	0,025	-2,50	0,21	5,03
Tuyau T12	25	16	0,025	2,94	0,24	7,99
Tuyau T7	14	20	0,025	-4,46	0,24	5,75
Tuyau T9	14	20	0,025	7,64	0,41	14,62
Tuyau R-1	4	44	0,01	34,00	0,37	4,47

Tableau IV.6 Résultats obtenus (Deux mailles)**Débit refoulé 34 L/Min**

Identité du nœud	Altitude (m)	Charge H (m) Selon Epanet	Charge H (m) Mesurée	Pression m.c.e selon Epanet	Pression m.c.e Mesurée	Différence m.c.e
Nœud 1	0,05	2,05	2,01	2,00	1,96	0,05
Nœud 2	0,05	1,81	1,78	1,76	1,73	0,03
Nœud 3	0,05	1,72	1,85	1,67	1,8	0,13
Nœud 9	0,05	1,85	1,96	1,80	1,91	0,11
Nœud 7	0,05	1,65	1,77	1,60	1,72	0,12
Nœud 8	0,05	1,73	1,88	1,68	1,88	0,2
Réservoir	0,88	2,07	2,07	1,19	1,19	0,00

Pour ce présent cas on observe que les résultats sur les pressions mesurées et obtenues après simulation sont presque les mêmes, la petite différence est due aux fluctuations observées au niveau des piézomètres et à l'état d'équilibre des nœuds qui n'est pas parfaite, (Tableau IV.6)

C) Cas de Trois mailles

Pour ce troisième cas nous avons étudié trois mailles du réseau c'est-à-dire, les mailles 1, 2, et 3, Le réseau est formé par les nœuds 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8 et 9. La répartition finale des débits et le sens d'écoulement sont représentés par la figure IV.4.

La démarche pour le déroulement des essais est la même pour le premier cas (grande maille) mais le débit utilisé est 31,9 L/Min

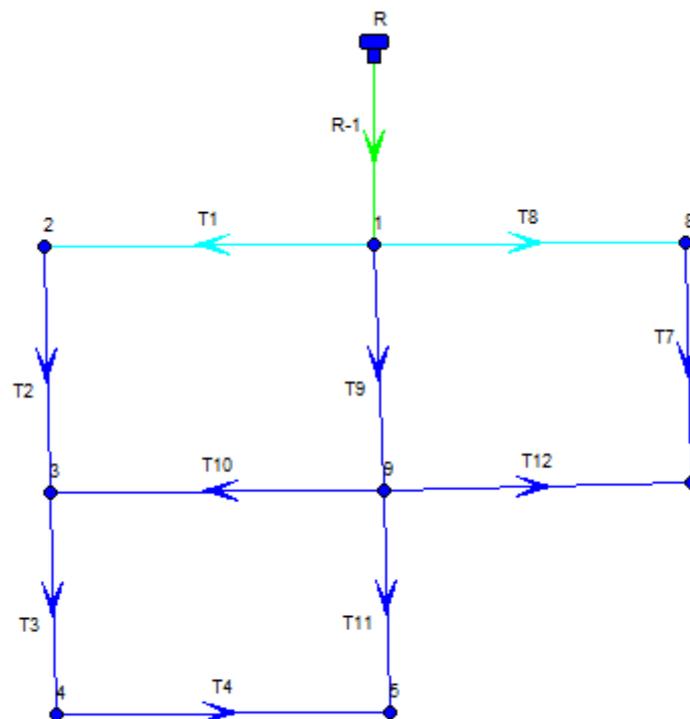


Figure IV.11: Simulation de trois mailles, $Q=31,96$ L/Min

Le tableau IV.7 regroupe les données utilisées pour la simulation du fonctionnement de ce réseau formé par trois mailles.

Tableau IV.7 Données aux nœuds (Trois Mailles)

<i>Identité du nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande Q (L/Min)</i>
Nœud 1	0,05	0
Nœud 2	0,05	6,5
Nœud 3	0,05	4,7
Nœud 7	0,05	5,2
Nœud 8	0,05	7,6
Nœud 4	0,05	3,6
Nœud 5	0,05	2,8
Nœud 9	0,05	1,5
Réservoir	0,88	31,9

Les résultats de cette simulation qui portent sur la détermination de la répartition des débits le long de chaque tronçon après des corrections basées sur la méthode de *Hardy-Cross*, les vitesses de l'écoulement, les gradients unitaires et les pressions aux nœuds et le sens d'écoulement. Les différents résultats de cette simulation sont regroupés dans les tableaux IV.8 a et b où nous remarquons que les vitesses varient entre 0,07 m/s 0,43 m/s et les pressions aux nœuds varient de 1,18 m.c.e jusqu'à 1,99 m.c.e.

Tableau IV.8 Résultats de la simulation pour le cas de trois mailles (Epanet)**a) Pressions aux nœuds, $Q=31,9$ L/Min**


ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPM	Demande LPM	Charge m	Pression m
Noeud 1	0,05	0	0,00	1,83	1,78
Noeud 2	0,05	6,5	6,50	1,59	1,54
Noeud 3	0,05	4,7	4,70	1,45	1,40
Noeud 7	0,05	5,2	5,20	1,56	1,51
Noeud 8	0,05	7,6	7,60	1,62	1,57
Noeud 4	0,05	3,6	3,60	1,10	1,05
Noeud 5	0,05	2,8	2,80	1,07	1,02
Noeud 9	0,05	1,5	1,50	1,61	1,56
Réservoir R	0,88	Sans Valeur	-31,90	1,85	0,97

Tableau IV.8 Résultats de la simulation pour le cas de trois mailles (Epanet)**b) Calcul des tronçons (Arcs), $Q=31,9$ L/Min**

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPM	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau T8	25	26	-11,17	0,35	8,75
Tuyau T1	25	26	12,57	0,39	9,84
Tuyau T2	14	20	6,07	0,32	9,70
Tuyau T7	14	20	-3,57	0,19	3,76
Tuyau R-1	4	44	31,90	0,35	4,00
Tuyau T3	25	16	4,04	0,34	13,91
Tuyau T4	25	12	0,44	0,07	1,51
Tuyau T9	14	20	8,16	0,43	16,23
Tuyau T10	25	16	2,67	0,22	6,19
Tuyau T11	25	12	2,36	0,35	21,61
Tuyau T12	25	16	1,63	0,14	1,77

Tableau IV.9 Résultats obtenus (Réseau total)**Débit refoulé 31,9 L/Min**

<i>Identité du nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Charge H (m) Selon Epanet</i>	<i>Charge H (m) Mesurée</i>	<i>Pression m.c.e selon Epanet</i>	<i>Pression m.c.e Mesurée</i>	<i>Différence m.c.e</i>
Nœud 1	0,05	1,84	1,14	1,84	1,14	0,7
Nœud 2	0,05	1,6	0,87	1,6	0,87	0,73
Nœud 3	0,05	1,47	1,27	1,47	1,27	0,2
Nœud 7	0,05	1,57	1,38	1,57	1,38	0,19
Nœud 8	0,05	1,63	1,48	1,63	1,48	0,15
Nœud 4	0,05	1,12	0,96	1,12	0,96	0,16
Nœud 5	0,05	1,08	0,85	1,08	0,85	0,23
Nœud 9	0,05	1,62	1,24	1,62	1,24	0,38
Réservoir	0,88	1,86	1,80	0,97	0,92	0,05

Pour ce présent cas on observe que les résultats sur les pressions mesurées et obtenues après simulation sont presque les mêmes, les différences observées sont dues aux fluctuations observées au niveau des piézomètres et à l'état d'équilibre des nœuds qui n'est pas parfaite, (Tableau IV.9).

Pour les différences de **0,7 et 0,73 m.c.e** au niveau de la première et deuxième maille sont dues aux pertes de charge engendrées par les pièces spéciales (coudes, Tes, prises de pressions concentrées dans cette nœud) et qui ne sont pas pris en charge par Epanet

D) Cas de quatre mailles

Dans ce quatrième cas nous avons étudié la totalité du réseau formé par quatre mailles qui sont la mailles 1, 2, 3 et 4, Le réseau est formé par les nœuds 1, 2, 3,4,5,6,7, 8 et 9. La répartition finale des débits et le sens d'écoulement sont représentés par la figure IV.5.

La démarche pour le déroulement des essais est la même pour le premier cas (grande maille) mais le débit utilisé est 34,6 L/Min

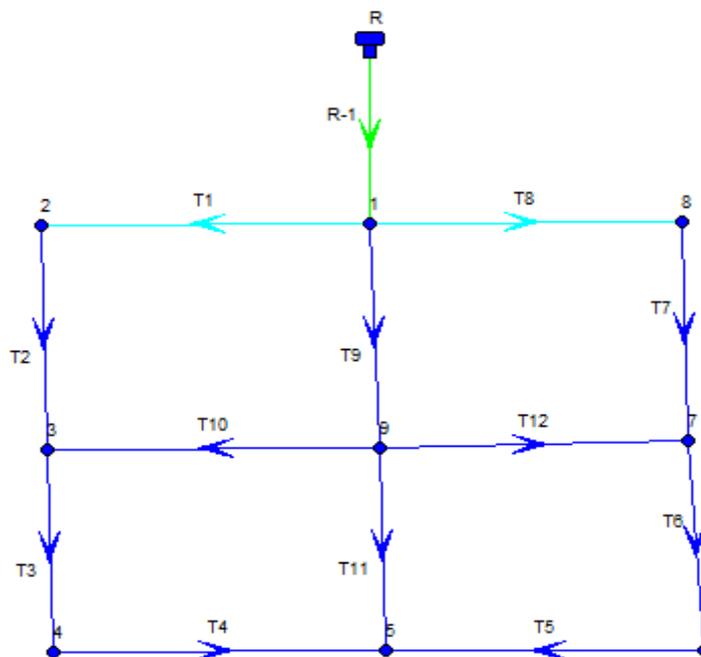


Figure IV.12: Simulation du réseau total, $Q=34,6$ L/Min

Le tableau IV.10 regroupe les données utilisées pour la simulation du fonctionnement de ce réseau formé par deux mailles.

Tableau IV.10 Données aux nœuds (Réseau total)

<i>Identité du nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Demande Q (L/Min)</i>
Nœud 1	0,05	0,00
Nœud 2	0,05	5,60
Nœud 3	0,05	4,60
Nœud 7	0,05	4,90
Nœud 8	0,05	7,40
Nœud 4	0,05	3,30
Nœud 5	0,05	2,60
Nœud 6	0,05	3,10
Nœud 9	0,05	3,10
Réservoir	0,88	34,60

Les résultats de cette simulation qui portent sur la détermination de la répartition des débits le long de chaque tronçon après des corrections basées sur la méthode de *Hardy-Cross*, les vitesses de l'écoulement, les gradients unitaires et les pressions aux nœuds et le sens d'écoulement. Les différents résultats de cette simulation sont regroupés dans les tableaux IV.11 a et b où nous remarquons que les vitesses varient entre $0,03 \text{ m/s} = 3 \text{ cm/s}$ à $0,41 \text{ m/s}$ et les pressions aux nœuds varient de $1,18 \text{ m.c.e}$ jusqu'à $1,99 \text{ m.c.e}$.

Tableau IV.11 Résultats de la simulation pour le cas du réseau total (Epanet)

a) Pressions aux nœuds, $Q=34,6$ L/Min

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPM	Demande LPM	Charge m	Pression m
Noeud 1	0,05	0	0,00	2,04	1,99
Noeud 2	0,05	5,6	5,60	1,82	1,77
Noeud 3	0,05	4,6	4,60	1,68	1,63
Noeud 7	0,05	4,9	4,90	1,62	1,57
Noeud 8	0,05	7,4	7,40	1,75	1,70
Noeud 4	0,05	3,3	3,30	1,39	1,34
Noeud 5	0,05	2,6	2,60	1,36	1,31
Noeud 6	0,05	3,1	3,10	1,38	1,33
Noeud 9	0,05	3,1	3,10	1,74	1,69
Réservoir R	0,88	Sans Valeur	-34,60	2,06	1,18

Tableau IV.11 Résultats de la simulation pour le cas du réseau total (Epanet)

b) Calcul des tronçons (Arcs)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPM	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau T8	25	26	0,02	-13,18	0,41	11,74
Tuyau T1	25	26	0,02	11,86	0,37	8,88
Tuyau T2	14	20	0,02	6,26	0,33	10,21
Tuyau T7	14	20	0,02	-5,78	0,31	8,90
Tuyau R-1	4	44	0,01	34,60	0,38	4,61
Tuyau T3	25	16	0,02	3,65	0,30	11,63
Tuyau T4	25	12	0,02	0,35	0,05	1,16
Tuyau T5	25	12	0,02	-0,22	0,03	0,77
Tuyau T6	25	16	0,02	-3,32	0,28	9,91
Tuyau T9	14	20	0,02	9,57	0,51	21,47
Tuyau T10	25	16	0,02	1,99	0,16	2,58
Tuyau T11	25	12	0,02	2,03	0,30	15,38
Tuyau T12	25	16	0,02	2,44	0,20	4,69

Tableau IV.12 Résultats obtenus (Réseau total)**Débit refoulé 34,6 L/Min**

<i>Identité du nœud</i>	<i>Altitude (m)</i>	<i>Charge H (m) Selon Epanet</i>	<i>Charge H (m) Mesurée</i>	<i>Pression m.c.e selon Epanet</i>	<i>Pression m.c.e Mesurée</i>	<i>Différence m.c.e</i>
Nœud 1	0,05	2,04	1,17	1,99	1,12	Max 0,87
Nœud 2	0,05	1,82	1,45	1,77	1,40	0,37
Nœud 3	0,05	1,68	1,27	1,63	1,22	0,41
Nœud 7	0,05	1,62	1,25	1,57	1,20	0,37
Nœud 8	0,05	1,75	1,43	1,70	1,38	0,32
Nœud 4	0,05	1,39	1,44	1,34	1,39	0,04
Nœud 5	0,05	1,36	1,00	1,31	0,95	0,36
Nœud 6	0,05	1,38	1,01	1,33	0,96	0,38
Nœud 9	0,05	1,74	1,44	1,69	1,39	0,31
Réservoir	0,88	2,06	2,07	1,18	1,19	0,01

Pour ce présent cas on observe que les résultats sur les pressions mesurées et obtenues après simulation sont presque les mêmes, la petite différence est due aux fluctuations observées au niveau des piézomètres et à l'état d'équilibre des nœuds qui n'est pas parfaite, (Tableau IV.12).

Pour la différence de **0,87 m.c.e** au niveau de la première maille est due aux pertes de charge engendrées par les pièces spéciales (coudes, Tes, prises de pressions concentrées dans cette nœud) et qui ne sont pas pris en charge par Epanet

IV.3 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la vérification du fonctionnement d'un réseau de type maille formé par quatre mailles, ce réseau a été réalisé par Hachemi Seddik de la promotion 2020 au laboratoire d'hydraulique l'université de Biskra, le protocole expérimental est formé de conduites en PEHD et en Multicouche (ce choix été fait à cause des diamètres que ces deux matériaux offrent pour la réalisation de modèle réduit au laboratoire ainsi que en fonction des surfaces des locaux du département).

Un ensemble de pièces spéciales sont utilisés pour le raccordement des mailles avec une série de piézomètres pour le contrôle de l'équilibre des mailles (mesures des pressions aux nœuds).

La vérification du fonctionnement de ce réseau est réalisée par des mesures de pressions et des débits soutirés aux différents nœuds pour quatre types de simulations :

Une seule maille

Deux mailles

Trois mailles

Totalité du réseau (quatre mailles).

Le programmer EPANET en sa version 2.51

Nous avons remarqué qu'il Ya des différences dans les résultats soit pour les pressions aux nœuds ou bien pour les cotes piézométriques, ces différences sont engendrées par le nombre important de pièces spéciales (coudes, tes, vannes, prises de pressions) vis-à-vis ou bien au détriment des longueurs utilisés vu l'espace offert pour la réalisation du modèle.

Nous avons remarqué que l'état d'équilibre des nœuds est stable après quelques minutes du fonctionnement du réseau et après ouverture de la vanne du réservoir.

Egalement, il est à noter l'incertitude dans les mesures des débits soutirés (chronométrage et lecture dans bac d'accumulation utilisant un bécher de 0.5 L)

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce présent travail été de vérifier le fonctionnement d'un réseau maillé formé de quatre mailles réalisé au laboratoire.

la simulation a porté sur le calcul du réseau en utilisant le programme Epanet et de confronter les résultats obtenus après simulation aux résultats obtenus au laboratoires (principalement les cotes piézométriques et les pressions aux sol).

Le demandes en eau exigées par Epanet sont celles mesurées aux nouds par la méthode volumétriques à cause de l'absence de moyens de mesure.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres qui sont :

Un premier chapitre réservé strictement à des généralités sur les réseaux de distribution (type, fonctionnement, pièce spéciale, etc.....)

Un deuxième chapitre traitant essentiellement les éléments principaux qui constituent un système AEP.

Un troisième chapitre a fait l'objet d'une exposition des méthodes de calcul des réseaux de distribution où une attention particulière est focalisée sur les réseaux de type maillés.

En fin un quatrième chapitre qui représente notre modeste contribution à la résolution du problème étudié.

Lors de cette étude :

- avons négligé les résultats obtenus pour des débits où le régime d'écoulement observé est laminaire et nous avons retenu que les débits où le régime est bien turbulent rugueux et cela pour pouvoir utiliser le programme Epanet qui utilisent la relation de Colebrook-White pour l'évaluation coefficient de frottement f

- Nous avons remarqué qu'il y a des différences dans les résultats soit pour les pressions aux nœuds ou bien pour les cotes piézométriques, ces différences sont engendrées par le nombre

important de pièces spéciales (coudes, tes, vannes, prises de pression au détriment des longueurs utilisés (de 14 à 25 m pour chaque tronçon) à cause de l'espace offert pour la réalisation du modèle.

Nous avons remarqué que l'équilibre des nœuds est réalisé après quelques minutes du fonctionnement du réseau et après ouverture de la vanne du réservoir.

Egalement, il est à noter l'incertitude probable dans les mesures des débits soutirés (chronométrage et lecture dans bac d'accumulation avec un bécher gradué de 0.5 L) qui peuvent affecter l'exactitude des résultats obtenus.

Nous pensons que les résultats qui peuvent être obtenus en application du programme EPANET seront pris avec réserve pour les grands réseaux à projeter, cette hypothèse peut être vérifiée si ce réseau était équipé de capteurs de débits et de pression.

Il est préférable d'équiper ce réseau de moyen de mesures fiables (capteurs) et de reprendre cette étude pour plus de précision.

Nous recommandant à la fin de de ce mémoire de:

- Reprendre cette étude et de s'assurer du fonctionnement réel des mailles formant ce réseau au laboratoire en utilisant des capteurs de débits et de pressions pour pouvoir contrôler et mesurer ces paramètres
- De confronter les résultats expérimentaux (débits des tronçons et pressions) avec ceux obtenus par simulation et ceux obtenus par les capteurs.
- Etudier la possibilité d'une éventuelle automatisation de ce réseau en utilisant une application sur un smartphone en utilisant des électrovannes qui seront contrôlé par les capteurs de pression et de débits.

Référence bibliographiques

- [1] Valiron, F. (1994). Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau potable et de l'assainissement. *Tome, 1(2)*, 1262.
- [2] Dupont, A. (1981). *Hydraulique urbaine: Hydrologie-captage et traitement des eaux (Vol. 1)*. Eyrolles.
- [3] Rodier, J. (1966). *L'analyse chimique et physico-chimique de l'eau; eaux naturelles, eaux usées*.
- [4] Degrémont, S. A. (2005). *Mémento technique de l'eau. Le tome 1, 2*. Degrémont Suez.
- [5] Benzannache, N. (2021). *Alimentation en eau potable. Polycopie de cours*. Université de Guelma
- [6] Benzannache, N. (n.d). *Les systèmes de distribution en eau potable. Polycopie de cours*. USTOMB Université de Oran.
- [7] Bouslimi, M. (2004). *Alimentation en eau potable. Notes de cours*. ESIER. Tunis
- [8] Chapitre 5: systèmes de distribution des eaux retrieved from <https://www.cu-elbayadh.dz/ar/wp-content/uploads/2020/03/>
- [9] Bedjaoui, A., Achour, B., & Bouziane, M. T. (2005). Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement. *Larhyss* 141-145
- [10] Ouvrages de stockage retrieved from Ressources.unit.eu/cours/engees/GEMeue2module4HUpartie1/co/Ouvrages_stockage.html
- [11] Mahmoud, M. (2002). *Alimentation en eau potable*. Tunis
- [12] Gouzrou, A. (2013). *L'hydraulique au pluriel*. Maroc.
- [13] L'architecture du réseau de distribution retrieved from Ressources.unit.eu/cours/engees/GEMeue2module4HUpartie1/co/Ouvrages_stockage.html
- [14] BELAISSA, H. (2019). *Mémoire Master. Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle cité GHABAT ZAWACHE (w. Blida)*. Université de Bouira
- [15] KEDADRA, F. (2021). *Mémoire Master. Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable par la méthode du modèle rugueux de référence (MMR)*. Université de Oum El Bouaghi
- [16] Dupont, A (1979) : *Hydraulique urbaine, Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2*, Edition Eyrolles, Paris.

- [17] Sellam, F. (n.d). Hydraulique générale. Institut National Agronomique.
- [18] Bennis, S. (2009). Hydraulique et hydrologie. Presses de l'Université du Québec. Canada
- [19] Finaud-Guyot, P.(2020). Mécanique des fluides,Hydraulique en charge,Hydraulique à surface libre. Poly Tech Montpellier.
- [20] Cheriet, R (2018). Mémoire Master. Equilibrage des réseaux en charge par la méthode de Wood Charles. Université de Jijel
- [21] Lahiouel, Y., Lahiouel, R., & Azari, Z. (2011, August). Modélisation de l'écoulement et conception à moindre coût des réseaux de distribution d'eau. In CFM 2011-20^{ème} Congrès Français de Mécanique. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie.
- [22] Lefkir, A. (2000). Contribution à l'optimisation des réseaux de distribution d'eau (Doctoral dissertation, Alger, Ecole Nationale Polytechnique).
- [23] Carlier, M. (1972). Hydraulique générale et appliquée, édition Eyrolles.
- [24] Khedimallah, A. (2014). Mémoire Master. Calage des reseaux d'AEP via les algorithmes génétiques, application sur le réseau de Mohammedia (W.Alger). Université de Jijel
- [25] Bedjaoui, A., & Achour, B. (2014). Dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable par la méthode du modèle rugueux de référence (MMR). Courrier du Savoir 129-136.