



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Hydraulique
Hydraulique Urbaine

Réf. : Entrez la référence du document

Présenté et soutenu par :
ELHACHEMI SEDDIK

Le : [Click here to enter a date.](#)

Vérification de la méthode de Hardy-Cross par voie expérimental

Jury :

Dr.	Masmoudi Rachid	MCA	Université de Biskra	Président
Dr.	Charhabil Sonya	MCA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	BEDJAOUI Ali	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

Année universitaire : 2019 - 2020

المخلص

الهدف من هذا البحث هو التحقق من سير شبكة توزيع للمياه الصالحة للشرب مكونة من أربع حلقات ومنجزة في المخبر. تم التحقق من سير الشبكة بواسطة البرنامج EPANET والذي يستخدم علاقيتين في النمذجة الاولى علاقة هازن-ويليامس والثانية علاقة دارسي-ويزاباخ ومانينغ في حساب الشبكات. قمنا بإنشاء شبكة تجريبية مكونة من أربع حلقات تحتوي على عدة أنابيب بأقطار وأطوال مختلفة، حيث تتم مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها في هذه التجربة مع نتائج برنامج الكمبيوتر، إلا أنه بسبب كوفيد 19 لم نتمكن من إجراء التجارب المخبرية بعد المعاناة الكبيرة في إنشاء النموذج المصغر للشبكة مما أجبرنا على استخدام التحقق من سير الشبكة بواسطة البرامج السابق الذكر مع اقتراح طريقتين لحساب معامل هازن وويليامس من خلال علاقة مباشرة ومن خلال منحى صممناه لهذا الغرض.

Résumé

L'objectif de cette étude est d'assurer sur le fonctionnement réel d'u réseau de distribution d'eau. Pour cela un protocole expérimental a été réalisé au laboratoire et qui est formé par quatre mailles et par plusieurs tubes de différents diamètres et longueurs.

Une simulation du fonctionnement de ce réseau a été assurée par le programme EPANET 2.51 où nous l'avons exécuté pour les deux cas (calcul avec la relation de *Darcy-Weisbach* et une simulation avec *Hazen-Williams*) car les essais n'ont pas été réalisés à cause du Covid 19.

Deux méthodes ont été proposées pour le calcul direct du coefficient de *Hazen-Williams*, une analytique et un deuxième graphique

ABSTRACT

The objective of this study is to ascertain the real functioning of a water distribution network. For this purpose, an experimental protocol has been realized in the laboratory and is composed of four meshes and several tubes of different diameters and lengths.

A simulation of the operation of this network was assured by the program EPANET 2.51 where we carried it out for both cases (calculation with the *Darcy-Weisbach* relation and a simulation with the *Hazen-Williams* formula) because the experiments were not realized because of Covid 19.

Two methods were proposed for the direct calculation of the *Hazen-Williams* coefficient, an analytical one and a second graphical one.

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie le bon dieu de m'avoir accordé la volanté, le courage et la patience pour l'achèvement de ce travail.

Je remercie mon promoteur Dr. Ali bedjaoui de m'avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que sa compréhension et ses précieux conseils qui m'ont aidée dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

Sans oublier tous les enseignants du département de génie civil et hydraulique qui ont participé à ma formation pendant cette courte période en Master il pour l'année (2019/2020).

Je remercie aussi les membres de jury de m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à toute, ceux qui m'ont aidée de près ou de loï à l'abortion de ce travail.

- ✓ *A tous les membres de ma petite famille, ma maman et ma femme et toute mes enfants et frères.*
- ✓ *A toute la famille.*
- ✓ *A mes collègues de travail.*
- ✓ *A tous les étudiants de la promotion 2020 master il en hydraulique sans exception.*

Nomenclature des symboles utilisés

D : Diamètre en mm

C : coefficient de rugosité de conduite $d =$ à l'intérieur de diamètre de conduite en mètre ;

CHW: coefficient de Williams-Hazen

g : Accélération de la pesanteur m/s^2

H : Charge totale m

h : Altitude de la section de mesure par rapport à une référence m

J : Gradient de pertes de charges en m/km

L : Longueur de conduite en mètres ;

n : Coefficient de rugosité de Manning

P : Pression dans la section de mesure m

PEHD : Poly Ethylène Haute Densité ;

Q : Débit volumétrique, m^3/s (mètres cubes par seconde) ;

Re : Nombre de Reynolds ;

R^- : Nombre de Reynolds de la conduite de référence

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

ΔH_s : Les pertes de charge singulières ;

ΔH_t : La perte de charge totale ;

λ : Coefficient de frottement

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite (mm).

S O M M A I R E

Introduction générale.....	1
Chapitre I. Notions générales sur les réseaux de distribution.....	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Caractéristiques d'une eau potable.....	3
I.2.1 Caractéristiques physiques.....	3
I.2.1.1 Limpidité.....	3
I.2.1.2 Température.....	3
I.2.1.3 Saveur, odeur.....	3
I.2.1.4 Couleur.....	4
I.2.2 Caractéristiques chimiques.....	4
I.2.2.1 Dureté.....	4
I.2.2.2 Ph d'une eau.....	4
I.3 Traitement des eaux.....	4
I.4 Système de distribution.....	5
I.4.1 Captage ou prise.....	5
I.4.2 Adduction.....	6
I.4.2.1 Diamètre économique.....	6
I.5 Ouvrages de stockage.....	8
I.5.1 Rôle des réservoirs.....	8
I.5.2 Emplacement des réservoirs.....	9
I.5.3 Capacité des réservoirs.....	10
I.5.4 Types de réservoirs.....	11
I.5.5 Modes de construction des réservoirs.....	11
I.5.6 Equipements du réservoir.....	13
I.5.7 Entretien des réservoirs.....	16
I.6 Réseaux de distribution.....	16
I.6.1 Classification les réseaux.....	18

S O M M A I R E

I.6.1.1 Réseaux ramifiés.....	18
I.6.1.2 Réseau maillée.....	19
I.6.1.3 Réseau mixte.....	19
I.6. Conclusion.....	20
Chapitre II. Calcul des réseaux de distribution.....	21
II.1. Introduction.....	21
II.2.1. Rappels hydrauliques.....	21
II.2.2. Les pertes de charge.....	23
II.2.2.1 Pertes de charge linéaire.....	23
II.2.2.2 Pertes de charge singulière.....	27
II.3. Modélisation des réseaux de distribution.....	27
II.3.1. Les méthodes d'analyse des réseaux de distribution.....	28
II.3.2. Approche théorique d'analyse de réseaux.....	28
II.3.3. Les Application des modèles des réseaux d'alimentation en eau potable.....	31
II.3.4 Dimensionnement des réseaux par la simulation hydraulique.....	31
II.3.5. Outils nécessaires pour établir un model hydraulique.....	33
II.3.6. Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP.....	35
II.4. Conclusion.....	36
Chapitre III. Etude experimentale.....	37
III.1 Introduction.....	37
III.2. Simulation du fonctionnement du réseau.....	40
III.2.1. Résultats de la simulation.....	40
a) Utilisation de la relation de Darcy-Weisbach.....	40
b) Utilisation de la relation de Hazen-Williams.....	43
III.2.2. Détermination du coefficient de Hazen Williams par procédé graphique.....	51
III.3 Conclusion.....	58
Conclusion générale.....	59
Références bibliographiques.....	61

Liste des figures

Figure I.1 : Schéma général de réseau d'AEP.....	3
Figure I.2 : Eau ferrugineuse.....	5
Figure I.4 : Types de captage.....	6
Figure I.5 : Réservoir d'eau.....	11
Figure I.7 : Réservoir en maçonnerie.....	13
Figure I.8 : Réservoirs enterrés.....	13
Figure I.9 : Réservoir surélevés.....	14
Figure I.10 : Conduites d'alimentation des réservoirs.....	15
Figure I.11 : by-pass d'un réservoir.....	16
Figure I.12 : Matérialisation de la réserve d'incendie par deux prises.....	16
Figure I.13 : Matérialisation de la réserve d'incendie par siphon et évent.....	17
Figure I.14 : Schéma simplifié d'un réseau ramifié.....	19
Figure I.15 : Simplifié de réseau maillée.....	20
Figure II.1 : Représentation de la charge totale entre 2 sections.....	22
Figure II.2 : Interface d'un logiciel et schéma d'un modèle.....	33
Figure III.1 Schéma du réseau utilisé.....	38
Figure III.2 : Photographie Réseau utilisé.....	39
Figure III.3 : Résultat final de la simulation (répartition des débits, Sens d'écoulement et pressions aux nœuds.....	43
Figure III.4 : Résultats obtenus lors de la simulation Selon la relation de Hazen-Williams.....	46
Figure III.5 : Résultats obtenus lors de la simulation avec Un coefficient de Hazen-Williams corrigé	51

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Pertes de charge linéaire en cm/m conduites PVC (M. Agoussine).....	26
Tableau III.1 Caractéristiques des tuyaux utilisés.....	41
Tableau III.2 Données aux nœuds.....	41
Tableau III.3 Résultats obtenus sur les tronçons.....	42
Tableau III.4 Résultats obtenus (pressions aux nœuds) Plan d'eau dans le réservoir est à 1.85 m.....	42
Tableau III.5 : Valeurs du Coefficient de Hazen-Williams Adopté de Brière (1997).....	44
Tableau III.6 : Coefficient de Hazen Williams, Lamont (1981) ; (Soutter, 2007).....	44
Tableau III.7 : Correspondances enter KS, ϵ , CHW (Roland O, 2015).....	44
Tableau III.8 Calcul hydraulique obtenu avec la relation de Hazen-Williams.....	45
Tableau III.9 Résultats obtenus avec la relation de Hazen-Williams(Pressions aux nœuds). Plan d'eau dans le réservoir est à 1.85 m.....	45
Tableau III.10 : Comparaison des résultats obtenus.....	47
Tableau III.11 : Comparaison des résultats obtenus Cas des Nœuds.....	47
Tableau III.12 : Valeurs du coefficient de Hazen-Williams calculé selon la relation (3.1).....	48
Tableau III.13 Calcul hydraulique obtenu avec la relation de Hazen-Williams Pour les nouvelles valeurs de CHW.....	49
Tableau III.14 Résultats obtenus avec la relation de Hazen-Williams (Pressions aux nœuds), pour les nouvelles valeurs de CHW Plan d'eau dans le réservoir est à 1.85 m.....	49
Tableau III.15 Comparaisons des résultats obtenus (pressions aux nœuds) Apres correction CHW.....	50
Tableau III.16 : Valeurs utilisées pour l'évaluation du coefficient CHW.....	54

Introduction générale

Le distributeur d'eau potable a toujours le souci de couvrir les besoins des consommateurs, en quantité et qualité suffisantes. Il a aussi le souci de veiller à la bonne gestion et à la perfection de toutes les infrastructures concourant l'approvisionnement en eau.

L'objectif du calcul d'un réseau de distribution est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau. C'est-à-dire le diamètre D (m), le gradient de la perte de charge J , la vitesse de l'écoulement v (m/s) en fonction d'une répartition arbitraire des débits Q (m³/s) puis la vérification de la pression au sol au niveau de chaque nœud qui doit être comprise entre 10 m.c.e et 40 m.c.e pour dire que le calcul est acceptable ou non.

Un très bon calcul avec une bonne réalisation facilitent largement la taches aux gérants des réseaux et font satisfaction des abonnés.

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

Nous signalons que les essais n'ont pas été déroulés dans de bonnes conditions et même ont été interdites à cause du COVID 19. Le travail par la suite été orienté vers la vérification théorique du fonctionnement de ce réseau en utilisant le programmer EPANET en sa version 2.51 avec les deux possibilités qu'offre pour le calcul du réseau est qui sont soit l'utilisation des relations de *Darcy-Weisbach* et *Colebrook-white* ou soit l'utilisation de la relation de *Hazen-Williams*.

Pour cela, le travail est traité en trois chapitres :

Un premier réservé strictement à un état de connaissance sur les réseaux de distribution (type, fonctionnement, pièce spéciale, etc.....)

Un deuxième chapitre traitant essentiellement les méthodes de calcul des réseaux de distribution.

En fin un troisième chapitre qui représente notre modeste contribution à la résolution du problème étudié où nous examinerons le calcul d'un réseau réalisé au laboratoire en utilisant le programme EPANET tout en résolvant un problème supplémentaire lié au choix du coefficient de *Hazen-Williams* nécessaire pour l'utilisation de la formule de *Hazen-Williams* pour le calcul des pertes de charge .

Enfin, une conclusion générale achèvera ce travail sera faite pour résumer le mémoire.

Chapitre I.

Généralités sur les réseaux de distribution

I.1 Introduction

L'alimentation en eau potable (AEP) désigne l'ensemble du système permettant de fournir aux usagers une eau propre à la consommation directement à domicile.

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir. Très souvent, l'eau sort de ce dernier ouvrage par une seule conduite, qui se prolonge à travers l'agglomération en formant conduite maîtresse, et sur laquelle sont branchées des conduites de diamètres moindres dites secondaires, tertiaires, etc... Mais, si l'agglomération est importante, il est préférable de prévoir plusieurs conduites maîtresses obtenues par la subdivision, à l'entrée de celle-ci, de la conduite en provenance du réservoir [10]

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.

L'alimentation en eau potable est encadrée par une réglementation stricte, notamment concernant les normes de potabilité à respecter afin que l'eau ne présente aucun risque sanitaire.

La figure I.1 schématise les éléments et étapes de l'alimentation en eau potable d'une agglomération quelconque.

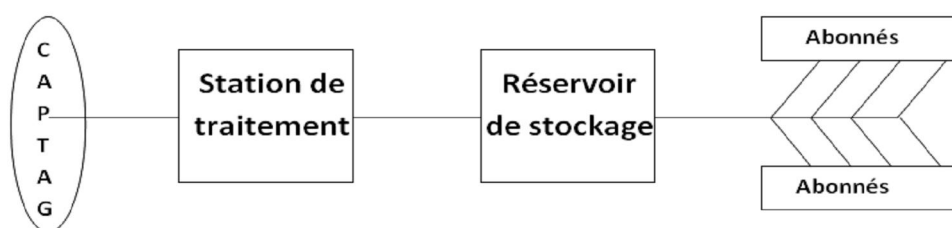


Figure I.1 : Schéma général de réseau d'AEP (AYYA, n.d.)

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...

1.2 Caractéristiques d'une eau potable

1.2.1 Caractéristiques physiques

Une eau d'alimentation doit être limpide, fraîche, exempte de couleur ainsi que d'odeur et de saveur désagréables. Parmi les autres caractéristiques on en cite :

1.2.1.1 Limpidité

Quand un pinceau lumineux traverse un liquide trouble, les corps en suspension dans le liquide diffusent une partie des rayons et le liquide s'éclaire violemment : c'est l'effet TYNDALL.

Cette propriété est utilisée pour mesurer la turbidité d'une eau en comparant l'opalescence de deux échantillons.

1.2.1.2 Température

La température optimale d'une eau d'alimentation se situe entre 9 et 12 °C.

1.2.1.3 Saveur, odeur

Elles constituent les qualités organoleptiques de l'eau.

Les principaux corps pouvant donner à l'eau une saveur désagréable sont : le fer et le manganèse, le chlore actif, le phénol et les chlorophénols.

La saveur se développe avec l'augmentation de température.

Les odeurs sont dues, notamment : au plancton, aux algues mortes pour les eaux de rivière, à H_2S

Pour les eaux souterraines, odeur disparaissant généralement après aération, aux matières organiques.

1.2.1.4 Couleur

Une eau peut être colorée par le diversement des éléments qu'elle contient à l'état dissous ou colloïdal.

1.2.2 Caractéristiques chimiques

1.2.2.1 Dureté

La dureté d'une eau est principalement due à la présence de sels de calcium et de magnésium et elle se manifeste, pratiquement, par une difficulté dans la cuisson des légumes et dans la production de mousse avec le savon.

1.2.2.2 Ph d'une eau

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) , [5]

1.3 Traitement des eaux

Ensemble des ouvrages qui permettent de traiter (rendre potable) une eau naturelle qui vient d'être captée.

Le traitement peut être :

- ✓ Très simple, par exemple pour le cas d'une eau de profondeur ;
- ✓ Ou éventuellement complexe, et c'est le cas d'une eau de surface (cours de traitement des eaux potables). [15]
- ✓ Les principales opérations de traitement sont :
 - Clarification
 - Désinfection
 - Mise à l'équilibre calco-carbonique
 - Traitement spécifique : déferrisation, démagnétisation

Les figures I.2 et 3 représentent respectivement une eau ferrugineuse et une eau brunâtre.



Figure I.2 : Eau ferrugineuse



Figure I.3 : Eau brunâtre (manganèse)

1.4 Système de distribution

Un système de distribution est formé par des organes principaux qui sont la source d'eau (souterraine ou superficielle), l'adduction de l'eau (gravitaire ou par pompage), les ouvrages de stockage (châteaux d'eau ou réservoirs) et enfin le réseau de distribution (qui peut être soit ramifié, soit maillé ou bien mixte).

1.4.1 Captage ou prise

C'est l'ensemble des ouvrages qui permettent de capter de l'eau (au niveau de la ressource en eau) et qui peut être :

- D'origine superficielle : lac, barrage, oued, mer ...
- D'origine souterraine : nappe, source ...

Il permet de recueillir l'eau naturelle, cette eau peut être d'origine superficielle ou bien Souterraine.

Il y a cinq grands types de captages existants (figure I.4) :

- **Les prises en rivière** qui sont peu fréquentes dans la région. Elles sont particulièrement sensibles aux pollutions car elles ne bénéficient pas du rôle de filtre joué par le sol ;
- **Les captages de plan d'eau,**
- **Les puits ;**
- **Les forages ;**
- **Les captages de source.**



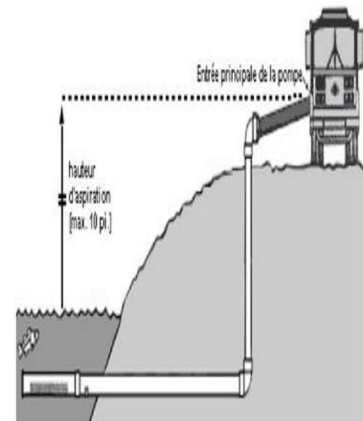
(a) Puits



(b) Forage



(c) : Impluvium



(d) : Prise en rivière

Figure I.4 : Types de captage

I.4.2 Adduction

C'est le transport de l'eau depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution) ; il peut avoir lieu avant le traitement. Cette adduction peut s'effectuer par un écoulement à surface libre, c'est à-dire sans pression, l'air étant partout présent dans les canalisations, soit par un écoulement en charge, c'est à-dire dans des conduites sous pression. [4]

I.4.2.1 Diamètre économique

Pour élever le débit Q à la hauteur géométrique H donnée on peut, a priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné.

Si donc on adopte un grand diamètre le prix P_c de la canalisation sera élevé, par contre J sera réduit et la puissance du groupe élévatoire sera faible ; on économisera donc sur le prix P_g du groupe et sur le prix P_e d'énergie nécessaire au pompage. [5]

Il existe plusieurs relations qui nous permettent de calculer le diamètre économique.

➤ **Formule de Bresse**

$$D = 1.5 \sqrt{Q} \quad (1.1)$$

Formule remarquablement simple et qui est encore utilisée de nos jours pour une évaluation rapide.

Rappelons que dans la formule de Bresse Q est évalué en m^3/s et D en m

➤ **Formule de Koch et Vibert**

$$\text{Pour } n = 1 \text{ (pompage continu)} \quad D = 1.547 \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} Q^{0.46} \quad (1.2)$$

$$\text{Pour } n = 0.416 \text{ (pompage de 10 heures sur 24)} \quad D = 1.35 \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} Q^{0.46} \quad (1.3)$$

Avec f le prix du kg de fonte et e le prix du kWh

➤ **Formule de Munier**

Plus récemment, M. Munier a proposé la formule simplifiée suivante :

$$D = (1 + 0.02 n) \sqrt{Q} \quad (1.4)$$

Avec

D = diamètre de la canalisation en m ;

n = nombre d'heures de pompage par jour ;

Q = débit refoulé en m^3/s

Cette formule serait applicable pour un calcul rapide du diamètre d'une canalisation de fonte, dans une installation de petite ou moyenne importance. [5]

➤ **Formule de Bonnin**

$$D = \sqrt{q} \quad (1.5)$$

➤ **Formule de laboratoire LARHYSS**

$$D = 1.27 \sqrt{q} \quad (1.6)$$

La relation (1.6) tient en compte les conditions économiques en Algérie pour déterminer le diamètre économique d'un projet de refoulement et qui n'est pas loin des relations proposées par Bonnin et Bresse (Bedjaoui, Achour, & Bouziane, 2005), [3]

1.5 Ouvrages de stockage

1.5.1 Rôle des réservoirs

Les réservoirs doivent maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations, et autant que possible des fortes variations de température. [4]

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fut, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction.

Les progrès techniques dans la constitution et la pose des conduites, les protections automatiques mises en place, tendent à transformer les accidents en incidents, et le rôle des réservoirs peut être présenté comme :

➤ Permettant une marche plus uniforme des pompes

Apportant une contribution à l'économie générale du pays par effacement de la consommation en énergie électrique aux heures de pointe et utilisation du maximum d'énergie pendant les heures creuses. [4]

➤ Un réservoir est un ***régulateur de débit*** entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous

les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- Un réservoir est un ***régulateur de pression*** en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier : au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé

Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un ***élément de sécurité*** vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement, ...).

Un réservoir est un ***point test***, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau). [14]

1.5.2 Emplacement des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1.5 à 3.5), la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage). [14]

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante "H min" en tout point du réseau de distribution (voir plus loin les valeurs de cette pression), en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé). L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute

l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à H_{\min} . C'est la cote du radier du réservoir

qui est prise en compte, ce qui correspond au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide).

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir. La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique). [14]

Les figures I.5 et I.6 présentent deux réservoirs de stockages respectivement posés sur le sol et un réservoir surélevé (château d'eau).



Figure I.5 : Réservoir d'eau



Figure I.6 : Château d'eau

I.5.3 Capacité des réservoirs

Le bienfait à tirer des réservoirs, est l'appui qu'ils doivent apporter pendant les heures de pointe des jours de plus forte consommation. Dans l'esprit de ce qui précède (sécurité due aux progrès techniques et pompage durant les heures creuses) il semble que le volume d'un réservoir doive correspondre ai

moins au quart de la consommation journalière du réseau qu'il dessert, étant précisé qu'il s'agit, chaque fois, d'apporter les corrections qui pourraient être jugées nécessaires.

Toutefois, lorsque l'adduction est réalisée par des aqueducs de grande longueur, cette capacité peut être portée à une journée pour permettre les travaux d'entretien de ceux-ci.

Cette consommation journalière est, elle-même, la somme de la consommation domestique (sur la base de 350 l à 400 l par habitant) est des consommations des industries importantes raccordées sur le réseau. [4]

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation des débits distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation. Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :250 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2000 ; 3000 ; 5000 ; 7500 ; 10000 ; 12000 ; 15000 et 20 000 m³. [14]

1.5.4 Types de réservoirs

La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction des réservoirs, qui peuvent être :

- Soit complètement enterrés ;
- Soit semi-enterrés ;
- Soit surélevé.

Pour éviter la construction des réservoirs d'une trop grande hauteur, il peut être fait appel à des stations de surpression sous pression d'air, dont il est question plus loin. [10]

1.5.5 Modes de construction des réservoirs

Les réservoirs peuvent être, soit construits en maçonnerie, en béton, armé ou précontraint, soit métallique. [10]

a) Réservoirs en maçonnerie

La construction des réservoirs en maçonnerie en élévation serait très coûteuse ; aussi ce mode n'est-il retenu que pour les réservoirs enterrés ou semi-enterrés. [10]

b) Réservoirs en béton armé

Le béton armé est le matériau-type pour la construction des réservoirs. Moins épais, donc moins lourds que ceux en maçonnerie, ils exigent des fondations moins importantes. [10]

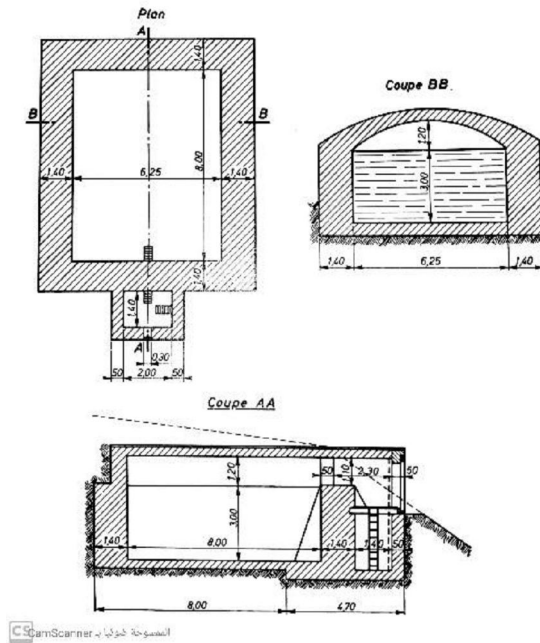


Figure I.7 : Réservoir en maçonnerie [10]

c) Réservoirs enterrés

Pour les petites capacités il est, généralement, employé le type de cuve circulaire avec un radier plat, soit avec un radier en répartissant les pressions sur la base de la paroi verticale. [10]

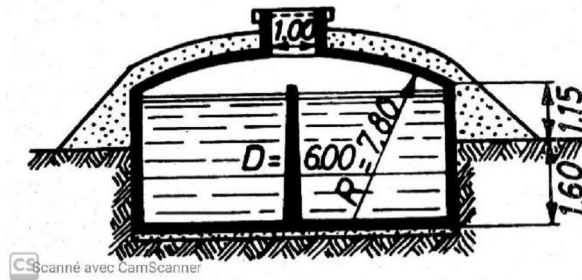


Figure I.8 : Réservoirs enterrés [10]

d) Réservoirs surélevés

Les réservoirs surélevés sont constitués par une cuve, généralement cylindrique, montée sur une tour en maçonnerie ou en béton armé, ou sur des piliers en béton armé. [10]

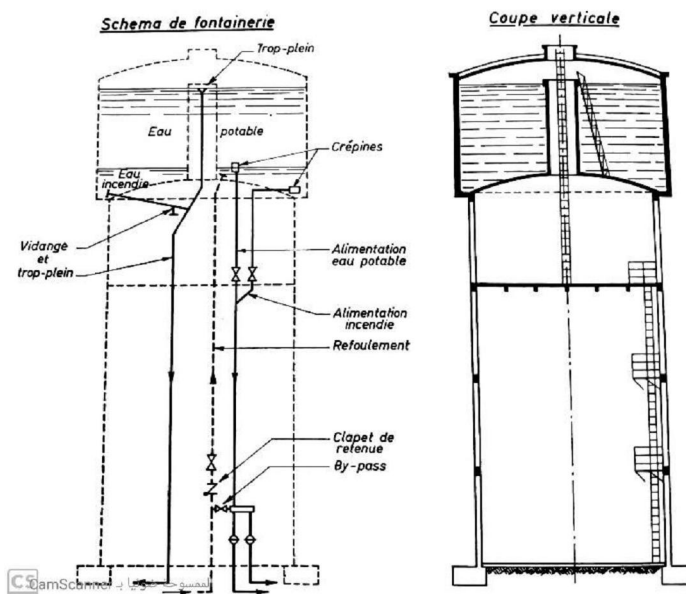


Figure I.9 : Réservoir surélevés [10]

I.5.6 Equipements du réservoir

Les équipements du réservoir seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leur permet de remplir les différentes fonctions attendues d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

a) Conduite d'alimentation

L'arrivée dans le réservoir d'une conduite de refoulement doit se faire par le bas ou en siphon, l'extrémité du siphon étant toujours noyée figure (I.10) et du côté opposé à la conduite de départ.

Les robinets à flotteurs destinés à limiter ou à interrompre l'arrivée de l'eau dans les réservoirs, doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable. (GOMELLA & GUERREE, 1980)

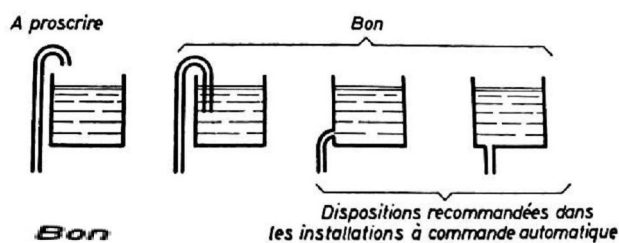


Figure I.10: Conduites d'alimentation des réservoirs [4]

b) Conduite de départ (distribution)

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine en acier galvanisé, cuivre rouge ou cuivre étamé, constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons. Dans le cas d'une distribution par gravité, une crépine simple est utilisée ; dans le cas d'une aspiration, il faut prévoir un clapet de pied de crépine.

La crépine se place à 0.15 m ou 0.2 m au-dessus du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite. [4]

c) Trop-plein, vidange et by-pass

En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, un trop-plein doit pouvoir évacuer à l'égout leur débit (vitesse maximale : 3 à 4 m/s).

Une tuyauterie débouchant au fond permet une vidange complète à l'égout (prévoir un siphon avec grade d'eau, pour arrêter les odeurs).

Eventuellement, un by-pass peut permettre la distribution (par les pompes) pendant la vidange figure (1.5). Les vannes 1 et 3 sont ouvertes en fonctionnement normal, la vanne 2 seule lorsque le réservoir est vidé pour nettoyage ou inspection voire figure I.11. [4]

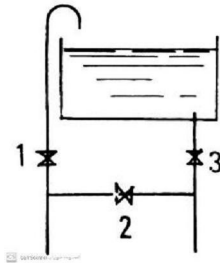


Figure I.11 : by-pass d'un réservoir [4]

d) Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

La figure I.12 montre une première solution (1= vanne d'incendie) ; mais la réserve constitue une zone d'eau morte, qui peut à la longue donner à toute l'eau du réservoir un goût désagréable.

La figure I.13 représente une meilleure solution : l'évent d'un siphon interdit l'utilisation au-dessous du niveau N_1 tant que la vanne 2 (vanne d'incendie) n'est pas ouverte ; mais dans ce cas l'eau ne stagne pas au fond du réservoir. [4]

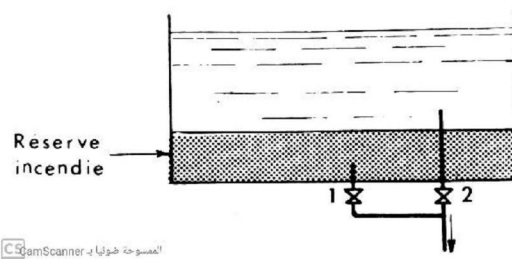


Figure I.12 : Matérialisation de la réserve d'incendie par deux prises. [4]

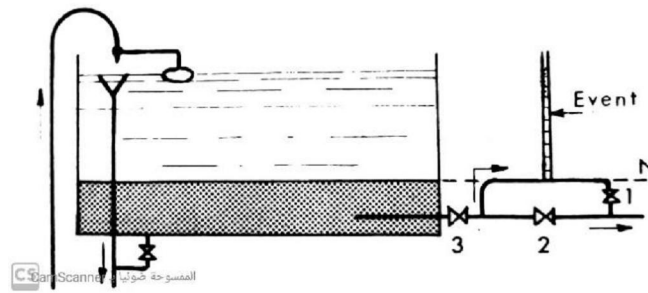


Figure I.13 : Matérialisation de la réserve d'incendie par siphon et évent. [4]

1.5.7 Entretien des réservoirs

Quelle que soit la nature des réservoirs, leurs structures doivent être l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne tant les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties métallique, en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs phases telles que :

- Isolement et vidange de la cuve
- Elimination des dépôts sur les parois
- Examen de celles-ci et réparations éventuelles
- Désinfection à l'aide de produits chlorés

Remise en service. [4]

1.6 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 [4]

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. [5]

1.6.1 Classification les réseaux

Les réseaux peuvent être classés comme suite :

1.6.1.1 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. [13]

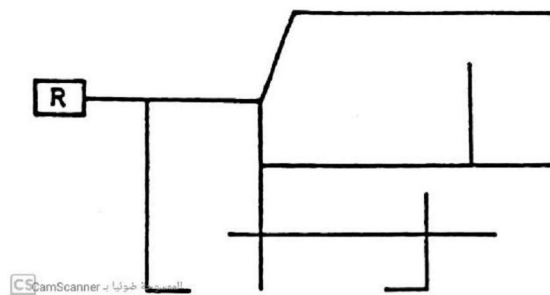


Figure I.14 : Schéma simplifié d'un réseau ramifié [5]

a) Les avantages

- Simple à concevoir et à construire

Moins cher que les autres systèmes

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.

I.6.1.2 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. [4]

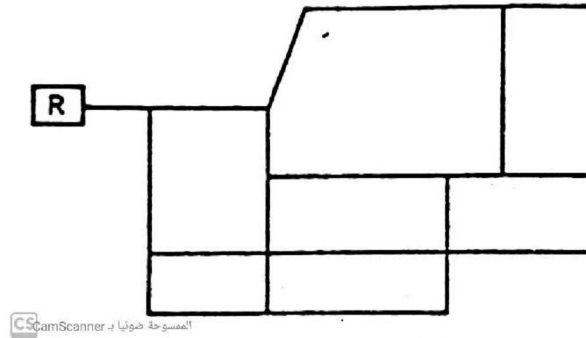


Figure I.15 : Simplifié de réseau maillé [5]

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)

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

I.6.1.3 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) [14]

I.6. Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous exposé et décrit d'une manière générale le réseau d'alimentation en eau potable, ses installations et composantes ainsi que les différents types de réseau.

Un système moderne de distribution d'eau devrait essentiellement inclure des facilités pour le captage et le stockage, le transport, le pompage, le traitement et la distribution. Le captage et le stockage nécessitent le développement de lignes de partage des eaux, de barrages ou digues, de réservoirs, d'adductions, de galeries et de sources d'infiltration. Le transport inclut les canalisations, les aqueducs et les canalisations de pompage pour transporter l'eau des réservoirs de stockage au consommateur. Le pompage inclut les pompes et autres unités auxiliaires permettant son pompage. Le traitement inclut l'aération, la projection, la sédimentation, la filtration et la désinfection. La distribution inclut l'acheminement et la bonne répartition des réservoirs, des conduites, des valves etc.

Nous avons également exposé les critères de conception et facteurs qui ont une influence sur la conception du réseau. Le second chapitre sera consacré au calcul des réseaux de distribution.

Chapitre II.

Calcul des réseaux de distribution

II.1. Introduction

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

Le présent chapitre s'intéresse au calcul des réseaux de distribution où des méthodes et relations seront exposées ultérieurement.

Le dimensionnement ou bien le calcul d'un réseau de distribution revient à déterminer ses paramètres géométriques en fonction de certains paramètres hydrauliques (débit) et géométriques (rugosité) et de vérifier en fin les pressions obtenues qui varient généralement entre 10 mce et 40 mce. La fiabilité d'un réseau est mesurée par le degré d'un bon calcul (économique).

II.2. Conception et dimensionnement

II.2.1. Rappels hydrauliques

L'hydraulique étudie les lois des écoulements des liquides ainsi que leurs applications. Elle est basée sur les principes de la mécanique des fluides surtout la célèbre équation de Bernoulli.

En effet, l'énergie d'un écoulement d'eau dans une conduite circulaire est exprimée sous la forme d'une charge. Cette charge correspondant au poids d'une colonne d'eau ayant la même énergie est donnée par l'équation de Bernoulli [7]:

$$H = h + P + \frac{V^2}{2g} \quad (2.1)$$

Avec :

H : la charge totale m

h : l'altitude de la section de mesure par rapport à une référence m

P : la pression dans la section de mesure m

V : la vitesse de l'eau m/s

g : L'accélération de la pesanteur m/s²

La charge totale en un point est la somme algébrique de l'énergie potentielle h, de l'énergie de la pression P et de l'énergie cinétique $V^2/2g$. Dans notre cas, on négligera l'énergie cinétique dans les calculs car la vitesse de circulation des eaux dans les réseaux d'AEP comprise entre 0,5 et 1,5 m/s, donc elle n'aura pas une grande influence sur la charge totale même si on l'introduit dans les calculs.

Lors de son passage dans une conduite circulaire entre deux sections 1 et 2, (figure II.1) l'eau perd une quantité de sa charge à cause du frottement contre les parois internes de la conduite

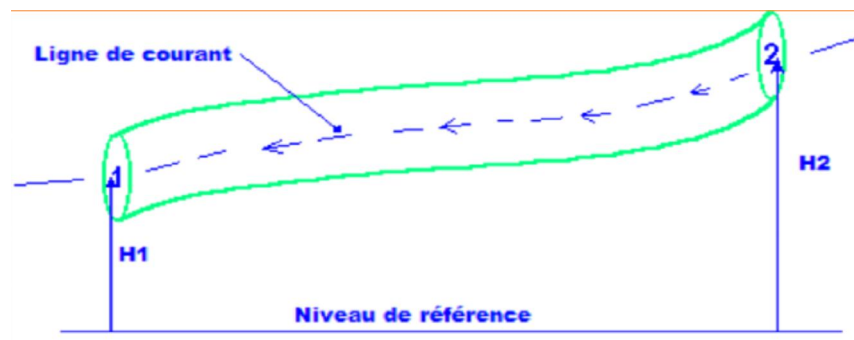


Figure II.1 : Représentation de la charge totale entre 2 sections [16].

$$H_2 = H_1 + \Delta H$$

H1: charge totale à la Section 1

H2: charge totale à la Section 2

ΔH : pertes de Charge

II.2.2. Les pertes de charge

En mécanique des fluides, la perte de charge correspond à la dissipation, par frottements, de l'énergie mécanique d'un fluide en mouvement sous forme de chaleur. On fait la distinction entre :

- Les pertes de charges linéaires ;
- Les pertes de charges singulières.

Cette énergie doit être compensée afin de permettre au liquide de se déplacer. On l'exprime couramment sous la forme d'une pression, bien qu'elle soit en fait représentative d'une dissipation d'énergie et qu'elle apparaisse dans l'équation de Bernoulli comme une hauteur de colonne de fluide [18].

Dans ce chapitre, nous parlerons des pertes de charge et de tout ce qui y est lié en termes de rugosité relative et absolue, du nombre de Reynolds et de certaines des relations pour le calcul de ces coefficients de perte et le coefficient de rugosité de *Darcy*, ainsi que le coefficient de *Hazen*.

II.2.3. Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge linéaire sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvements les uns sur les autres, et d'autre part, à leurs contacts avec les parois internes tout au long de la conduite.

Pour les évaluer, on a utilisé depuis un temps une multitude de formules plus ou moins complexes. La plupart d'entre elles ont été abandonnées peu à peu à cause de la difficulté de leur application. En revanche, d'autres auteurs ont essayé de les transformer en tables pour faciliter leur utilisation, mais les plus connues restent les suivantes :

a) Formule de Williams-Hazen

C'est la plus utilisée aux Etats-Unis, et elle n'est applicable que pour les écoulements d'eau. Son expression est la suivante [9] et [18]:

$$H_L = 10,674 \cdot L \left(\frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1,852} \frac{1}{D^{4,871}} \quad (2.2)$$

Dans la quelle :

H_L : Perte de charge, en m

Q : Débit, en m³/s

L : Longueur du tuyau, en m

D : Diamètre du tuyau, en m

C_{HW} : Coefficient de rugosité de *Hazen williams*

Ce coefficient qui est recommandé de le prendre constant en fonction de la nature des conduites

b) Formule de Darcy-Weisbach

La formule de *Darcy-Weisbach* est théoriquement la plus correcte et là plus largement utilisée en Europe [9] et [18]. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et a tous les liquides.

$$J = \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} = \frac{\lambda V^2}{2gD} \quad (2.3)$$

Avec :

J : Gradient de pertes de charges en m/km

V : Vitesse de l'écoulement en m/s

g : Accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : Diamètre en m

λ : Coefficient de frottement.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad (2.4)$$

Après avoir calculé le gradient de pertes de charge il suffit de le multiplier par la longueur de la conduite :

$$\Delta H = J.L \quad (2.5)$$

Avec :

ΔH : Perte de charge en m

J : Gradient de pertes de charge m/km

L : Longueur de la conduite en km

Re : Nombre de Reynolds

Pour des valeurs de Re inférieur à 2300 environ, l'écoulement est laminaire. Pour des valeurs supérieures, l'écoulement cesse, en général, d'être laminaire. L'écoulement de l'eau est rarement laminaire dans un réseau de distribution.

C) formule de Achour-Bedjaoui (2006)

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 (2.4) de *Colebrook-white* par la relation suivante [3] :

$$\lambda = \left(-2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{10.04}{\bar{R}} \right) \right)^{-2} \quad (2.6)$$

Dans la quelle :

ε : Rugosité absolue de la conduite (mm)

D : Diamètre en m

\bar{R} : Nombre de Reynolds de la conduite de référence qui s'exprime selon la relation (2.7)

$$\bar{R} = 2Re \left(-\log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{5.5}{Re^{0.9}} \right) \right)^{-1} \quad (2.7)$$

Où Re désigne le nombre de Reynolds

La relation (2.8) représente la relation proposée par Achour et bedjaoui qui est relation explicite pour le calcul du gradient hydraulique en fonction des paramètres de l'écoulement et qui sont le débit volume Q , le diamètre géométrique de la conduite D , le nombre de Reynolds de la conduite de référence \bar{R} .

$$J = \frac{2Q^2}{\pi^2 g D^5} \left(-\log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{10.04}{\bar{R}} \right) \right)^{-2} \quad (2.8)$$

d) Formule de Chézy-Manning

La formule de *Chézy-Manning* est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts (écoulement a surface libre) et pour les grands diamètres [9].

$$H_L = \frac{10.294 \times n^2 \times L \times Q^2}{D^{5.33}} \quad (2.6)$$

Où:

H_L : Perte de charge, en m

Q : Débit, en m³/s

L : Longueur du tuyau, en m

D : Diamètre du tuyau, en m

n : Coefficient de rugosité de Manning

e) Utilisation des tables de colébrook

Il existe plusieurs tables qui permettent de calculer les pertes de charge spécifique chacune pour un type de conduite, par exemple ce tableau qui montre celle du PVC :

Tableau II.1 : Pertes de charge linéaire en cm/m conduites PVC, [2].

Débit		Diamètre intérieur en mm																		
m ³ /h	l/s	14.8	16.8	18.6	21	24	28	30	33.6	40	42	53	63.2	67.8	81	101	125	150		
0.5	0.14	7	2.5	2	1.6	0.8	0.25	0.2												
0.7	0.20	15	5.5	4	3	1.6	0.9	0.5	0.2											
1	0.28	28	10	8	5.5	3	1.7	0.95	0.5											
1.5	0.42		18	15	10	6	3	1.8	1	0.3	0.2									
2	0.55		35	25	17	10	5.5	3	1.8	0.6	0.5									
2.5	0.7			35	25	15	8.5	4.5	2.5	1.1	0.8									
3	0.38				35	20	10	6.2	3.7	1.6	1.2	0.3								
4	1.11					33	18	10	6	2.5	2	0.7	0.28	0.20						
5	1.39						26	15	9	3.8	2.5	0.93	0.35	0.30	0.13					
6	1.67						38	20	12	5.5	4	1.3	0.6	0.50	0.18					
8	2.22							34	19	7.8	6	2	0.92	0.70	0.3	0.1				
10	2.78								28	12	9.8	3	1.4	1	0.45	0.16	10	2.78		
12	3.34								37	16	13	4.5	1.9	1.5	0.6	0.21	12	3.34		
15	4.17									25	20	6.5	2.9	2	0.9	0.3	15	4.17		
20	5.55										30	10	4.5	3.5	1.4	0.5	20	5.55		
25	6.95											16	7	5	2	0.75	25	6.95		
30	8.35												23	9	7	3	1	30	8.35	
40	11.1													35	15	12	4.5	1.7	40	11.1
50	13.9														24	17	7	2.5	50	13.9
60	16.7														32	25	9.5	3.5		0.8
70	19.5															30	13	5	2	1.3
80	22.2																16	6	3.2	2.5
100	27.8																25	9	7	
150	41.6																			

II.2.4. Pertes de charge singulière

Tous les accessoires montent dans le réseau (coudes, vannes, tes, cône de réduction,), les déviations et les changements de diamètre sont à l'origine des pertes de charge singulière. Leur influence n'est plus comparée aux pertes de charge linéaire, et par conséquent on les estime à 10% à 15% de celles-ci [2]:

$$\Delta H_S = (10 - 15)\% \Delta H_L \quad (2.9)$$

Avec :

ΔH_S : Pertes de charge singulière

ΔH_L : Pertes de charge linéaire

II.3. Modélisation des réseaux de distribution

Un modèle hydraulique est une représentation mathématique du réseau de distribution permettant la simulation de son fonctionnement hydraulique. Il regroupe les différents éléments constitutifs d'un réseau : les conduites, certaines vannes et appareils de régulation, les pompes, les réservoirs et les interconnexions [18].

Le modèle est basé sur une représentation schématique du réseau sous forme de nœuds et de tronçons :

- Un tronçon correspond à un élément de conduite de caractéristiques homogènes. Il a deux nœuds d'extrémité ;
- Un nœud pouvant joindre plusieurs tronçons correspond souvent à une ou plusieurs connexions de conduites. Un nœud peut aussi correspondre à un changement de diamètre ou plus généralement aux changements de caractéristiques d'une conduite.
- Il peut être aussi intéressant de prévoir un nœud pour individualiser le branchement d'un gros consommateur ou pour positionner un poteau d'incendie.
- La consommation est généralement répartie géographiquement aux différents nœuds au prorata des longueurs de tronçons.

II.3.1. Les méthodes d'analyse des réseaux de distribution

Au cours des quinze dernières années, la méthodologie du calcul des réseaux maillés de distribution d'eau en état permanent a beaucoup évolué, en liaison avec les possibilités nouvelles offertes par les ordinateurs. Vers le milieu des années soixante-dix, la Compagnie Générale des

Eaux a souhaité disposer de nouveaux programmes, car ceux qui étaient en exploitation pré-sentaient quelques restrictions' qui n'étaient plus admises. Actuellement et garce au progrès de l'informatique plusieurs logiciels existent et qui ont comblé les lacunes causées par les anciens programmes et méthodes graphiques [18].

II.3.2. Approche théorique d'analyse de réseaux

Il peut aisément être montré que les équations descriptives de l'écoulement au sein d'un réseau sont non linéaires.

Le nombre d'équations indépendantes disponibles étant généralement égal au nombre de paramètres inconnus, une solution est possible. Cependant, il n'existe pas de méthode directe pouvant résoudre ce type d'équations. Une procédure itérative est par conséquent nécessaire.

Quatre méthodes sont en pratique communément utilisées pour la résolution de ces équations aboutissant à l'analyse des réseaux de distribution d'eau. Ce sont les méthodes de *Hardy Cross*, de *Newton-Raphson*, de l'approche linéaire, et des éléments finis. Dans ce travail, nous ne nous intéresserons qu'aux méthodes de *Hardy Cross* et de l'approche linéaire [18].

a) Méthode de Hardy Cross

Le Professeur Cross était probablement le premier à suggérer en 1936 une procédure itérative systématique pour l'analyse de réseaux. L'approche qu'il proposa à l'origine est basée sur les équations de correction du débit aux mailles [18].

Cette approche est aussi connue sous le nom de méthode d'équilibre des charges. Un peu plus tard, le même principe fut appliqué aux équations de correction des charges aux nœuds. Cette approche est connue comme la méthode d'équilibre des débits.

Chacune de ces approches est à présent connues sous le même nom de méthode de Hardy Cross.

Le principe de la méthode se base sur la résolution des équations de correction du débit aux mailles en considérant le réseau entier comme composé d'un nombre de mailles fermées.

Les débits estimés sont attribués à tous les conduits de telle façon que les équations de conservation du débit soient satisfaites. En considérant les mailles une à une, les pertes de charge sont calculées dans les conduits formant la maille. Les débits dans tous les conduits de la maille subissent la correction :

$$\Delta Q_i = -\frac{\sum H_i}{2 \sum \frac{H_i}{Q_i}} \quad (2.9)$$

f) 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 linéaires pour ensuite les résoudre. La solution est naturellement approchée, corrigée par l'application d'une procédure itérative.

g) La méthode de Newton-Raphson

La méthode de *Newton-Raphson* développe les termes non linéaires en séries de Taylor, néglige les résidus au de la des deuxièmes termes et ne considère ainsi que les termes linéaires. En conséquence, cette méthode linéarise les équations à travers une différentiation partielle. Elle est par conséquent générale et agit même quand les équations non linéaires sont transcendantes contenant donc des termes exponentiels, trigonométriques, hyperboliques ou logarithmiques. La non linéarité des équations décrivant un réseau de conduits est algébrique, uniforme et simple.

Recherche de x tel que $F(x)=0$

Q_i nouvelle valeur du débit calculée à partir de la fonction et de sa dérivée. La convergence vers la solution finale est accélérée parce qu'elle est quadratique c'est-à-dire que la diminution de l'erreur est proportionnelle au carré de l'erreur précédente. La méthode de *Newton-Raphson* nécessite de faire une estimation des débits au départ de l'itération.

h) Méthode de linéarisation de Wood Charles

Après avoir écrit la loi des nœuds et la loi des mailles, l'on procède à la linéarisation des équations relatives aux pertes de charge pour accélérer la convergence vers la solution

$$\Delta H_i = K_i (Q_i)_0^{n-1} \times Q_i = K' Q_i \quad \text{Equation linéaire } 1 < n < 2$$

K_i : Facteur de proportionnalité relative à la conduite i

$(Q_i)_0$: Débit estimé dans le tronçon i

(Q_i) : Débit à calculer dans le tronçon i à partir du débit estimé

Après 3 itérations on reprendra $(Q_i)_0 = \frac{Q_{i-1} + Q_{i-2}}{2}$

Cette méthode accélère la convergence vers la solution. Les lois applicables restent celles décrites dans la méthode de Hardy-Cross. Cette méthode a l'avantage de ne pas nécessiter l'évaluation des débits initiaux avant de commencer l'itération. A la première itération l'on suppose.

$$K_i = K'_i$$

$$(Q_i)_0 = 1$$

Elles permettent d'intégrer plus facilement plusieurs sources de pressions (réservoirs, stations de pompage), d'introduire des vannes, et de simuler les ruptures de conduites.

i) La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une technique permettant de discrétiser l'espace et d'approximer par sous domaine la solution recherchée. Elle est basée sur une formulation intégrale du modèle mathématique à résoudre numériquement.

La consistance et la généralité qui sous-tendent la méthode des éléments finis fournissent de nombreux avantages convenant particulièrement à cette recherche. Par exemple, sa flexibilité géométrique mène à une définition efficace des caractéristiques irrégulières communes aux canaux naturels.

I.

II.

II.1.

II.2.

II.3.

II.3.1.

II.3.2.

II.3.3.

II.3.3.1.

II.3.3.2.

II.3.3.3.

II.3.3.3.1.

II.3.3.3.2.

II.3.3.3.3.

II.3.3.3.4.

II.3.3.3.4.1.

II.3.3.3.4.1.1.

II.3.3. Les Application des modèles des réseaux d'alimentation en eau potable

La plupart des modèles des réseaux d'AEP peut être utiliser pour analyser d'autre systèmes de conduites sous pression, comme les systèmes de refroidissement industriels, les oléoducs, ou tout réseau de conduites à pleines sections transportant un fluide incompressible, monophasé, newtonien.

Les modèles sont particulièrement importants pour les réseaux d'AEP vue leur topologie complexe, l'extension et le changement fréquent.

Un réseau d'AEP alimente des centaines de milliers d'habitants (les grands réseaux alimentent des millions), ainsi, l'impact potentiel d'une décision de la part de l'organisme de gestion du réseau peut être énorme.

Des simulations de réseau d'AEP sont employées pour différents objectifs comme :

- ✓ Planification à long terme en tenant compte du développement et de la réhabilitation
- ✓ Études de la protection contre les incendies
- ✓ Analyse de la qualité de l'eau
- ✓ Gestion de l'énergie
- ✓ Conception du réseau
- ✓ Efficacités opérationnelles quotidiennes dû à la formation d'opérateurs, la réaction aux situations d'urgences, et la maintenance

II.3.4 Dimensionnement des réseaux par la simulation hydraulique

Le terme simulation se rapporte généralement au processus d'imitation du comportement d'un système, dans notre travail en considère la simulation comme le processus de l'utilisation d'une représentation mathématique du système réel, cette représentation est appelée "modèle".

La simulation d'un réseau de transfert ou de distribution qui reproduit le comportement dynamique d'un système existant ou projeté, est généralement appliqué, surtout dans les cas où on ne peut pas soumettre directement le système réel à l'expérimentation, ou afin d'évaluer un projet de système de distribution avant de le réaliser réellement.

Des simulations peuvent être utilisées pour prévoir les réactions du système sous un éventail de conditions sans perturber le système en place,

En utilisant la simulation les problèmes peuvent être prévus dans un système de transfert existant ou projeté et les solutions peuvent être évaluées avant que le temps, l'argent et le matériel ne soient investis dans un projet réel.

Par exemple, si une entreprise chargée de la gestion du réseau de distribution veut vérifier si une nouvelle ramification destinée à fournir de l'eau avec un débit assez suffisant pour lutter contre l'incendie sans compromettre la pression de service destinée aux abonnés existants, ce système peut être réalisé et testé directement sur le terrain, mais si un des problèmes ou des dysfonctionnements apparaissent, les dégâts, et le coût de la remise en état seraient énormes,

La simulation peut fournir des informations valables à l'ingénieur pour prendre des décisions convenables, la simulation est un outil d'aide à la décision.

La simulation peut être utilisée dans un état statique ou dynamique, la simulation à l'état statique est utilisée pour déterminer le comportement d'opération du système à cet état ; ce type d'analyse peut aider à déterminer l'effet à court terme du débit d'incendie ou de la demande moyenne sur le système.

La simulation à l'état dynamique est utilisée pour évaluer les performances du système avec le temps, ce type d'analyse permet à l'utilisateur de modéliser le remplissage et le vidage des réservoirs, régulariser l'ouverture et la fermeture des vannes, variations des débits à travers le système en fonction de la variation des conditions de la demande et mettre en place une stratégie de contrôle automatique.

Les logiciels modernes de la simulation utilisent l'interface graphique, ce qui facilite des modèles et la visualisation des résultats de la simulation.

Les anciennes générations de logiciel sont fondées sur la présentation des données et des résultats sous forme de tableaux

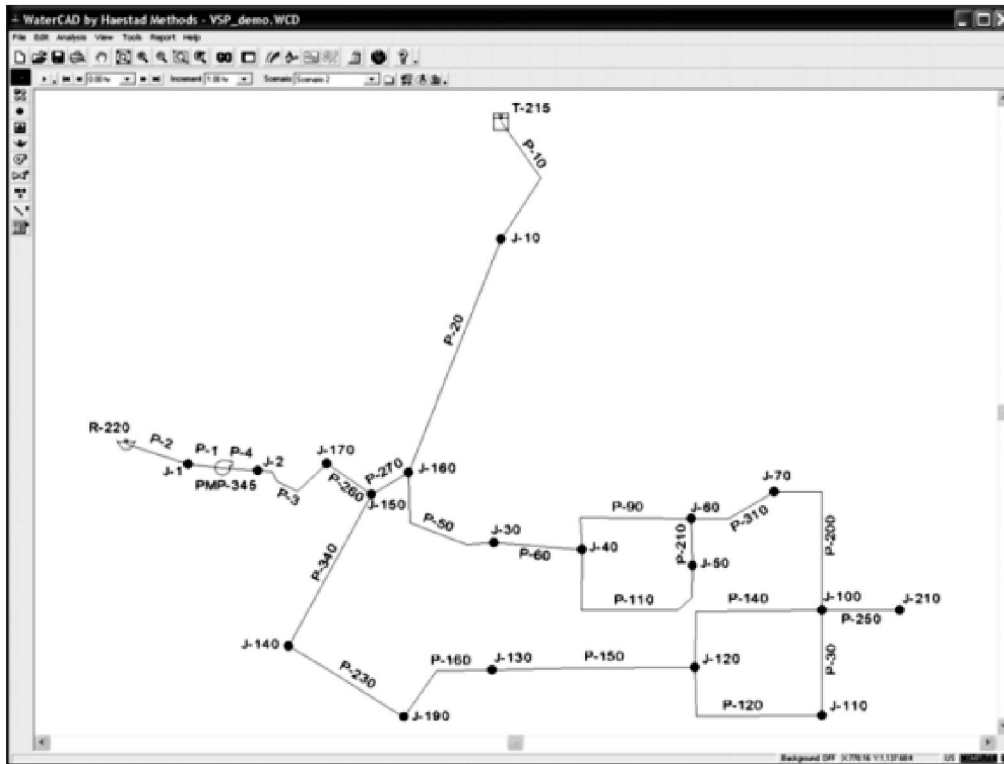


Figure II.2 : Interface d'un logiciel et schéma d'un modèle

II.3.5. Outils nécessaires pour établir un modèle hydraulique

a) La base de données

Elle s'articule autour de 2 types de données :

- Les données statiques décrivant :
 - ✓ Le réseau : conduit (Longueur, Diamètre, Rugosité, ...), altimétrie des nœuds ;
 - ✓ Les ouvrages : pompes, réservoirs, appareils de régulation ;
 - ✓ La répartition géographique de la consommation moyenne annuelle des nœuds.Ces données constituent le modèle physique.
- Les données dynamiques comprenant :
 - ✓ Les profils journaliers de consommation des différents usagers considérés (domestiques, industriels, ...)
 - ✓ Les règles de contrôle et d'asservissement des pompes, des réservoirs, des appareils de régulation, ...

b) Le logiciel de calcul

Le logiciel de modélisation est constitué d'un moteur de calcul permettant la résolution des équations aux mailles de Hardy-Cross, d'un module de saisie des données et, le plus souvent, d'un module graphique permettant de visualiser les éléments modélisés et les résultats de simulation.

Les logiciels de modélisation sont développés depuis les années 70. Ils ont connu une évolution, qui a vu l'apparition de plusieurs types de logiciel, qui sont listés ci-dessous :

- ✓ Les logiciels statiques calculant la répartition des débits et des pressions sur le réseau à un instant donné. Développés dans les années 70, ils ont souvent été utilisés pour le dimensionnement des extensions et des renforcements dans les conditions de fonctionnement les plus critiques à savoir l'heure de pointe du jour de pointe.
- ✓ Les logiciels statiques enchaînés, qui enchaînent des calculs statiques à un pas de temps défini par l'utilisateur. Les résultats d'un calcul à un pas de temps deviennent les hypothèses de calcul au pas de temps suivant. Ils n'intègrent pas les asservissements et la description des ouvrages y est relativement succincte. Ils ont été utilisés principalement pour l'étude en temps différé du comportement du réseau.
- ✓ Les logiciels dynamiques qui fonctionnent sur le même principe d'enchaînement des calculs que les logiciels statiques enchaînés. Mais ils sont capables de prendre en compte toutes les consignes d'asservissement, d'affecter des variables de contrôle à chaque groupe de pompage avec des niveaux de priorité, de calculer les coûts énergétiques, de gérer plusieurs catégories de demande avec des profils différents. Certains logiciels reprennent les calculs si des consignes d'asservissement interviennent au cours d'un pas de temps, (comme consigne de pression d'arrêt atteinte ou de démarrage de pompe, Niveau de vidange complète d'un réservoir, ...). Ces outils permettent plus généralement une meilleure prise en compte de la gestion du réseau et de ses ouvrages. Ils seront de ce fait utilisés pour l'optimisation des systèmes et l'aide à la décision pour la gestion des crises (rupture d'une conduite maîtresse, arrêt d'une unité de production, ...).

Les logiciels dynamiques de dernière génération intègrent également des algorithmes de propagation de substances réactives ou conservatrices permettant en théorie de suivre leur évolution dans le temps dans le réseau. L'utilisation encore récente de ces

fonctionnalités a souvent pour objectif de diagnostiquer et d'optimiser les stratégies de chloration.

II.4.6. Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP

De nos jours, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus de gestionnaires de réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour encore mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la qualité de l'eau distribuée.,

Les programmes informatiques des modèles hydrauliques différents dans leur formulation mathématique, deux méthodes sont généralement 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 maillés en charge et qui sont disponibles actuellement (exemple : LOOP).

D'autres méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des réseaux maillés. Parmi celles-ci, il y a des méthodes anciennes, qui ne sont plus utilisées actuellement, comme les méthodes graphiques, les méthodes utilisant l'analogie avec les circuits électriques et les méthodes basées sur la transformation du réseau en réseau ramifié équivalent. Suite au développement des ordinateurs et des méthodes numériques, d'autres méthodes, plus modernes et surtout plus rapides, sont proposées (exemple : la méthode de Newton Raphson).

- La méthode de Newton-Raphson (exemple: Epanet).
- La méthode de la théorie linéaire

II.5. Conclusion

Le problème de calcul des réseaux de distribution en charge est devenu de plus en plus compliqué ; ce calcul qui fait appel soit à des abaques ou à des tables pour le choix des diamètres soit à l'utilisation de programme et logiciels, ces derniers sont basés sur des relations et formules ou l'estimation et le choix de certains coefficients s'avère difficile et imprécis tel que le coefficient de Williams-Hazen qui remplace la rugosité absolue de la conduite, ce coefficient beaucoup utilisé

dans certains pays Anglo-saxons pour l'évaluation du gradient hydraulique, les algorithmes traditionnels ont déjà été incapable de satisfaire le besoin de résoudre.

La méthode de *Hardy Cross* malgré ses difficultés de convergence qui dépendent du choix des estimées initiales des débits dans les conduits, reste très utilisée par les bureaux d'étude dans l'analyse et la conception des réseaux de distribution d'eau. Son avantage réside probablement dans la facilité qu'elle offre pour la programmation ainsi que par son aptitude à être appliquée manuellement.

La modélisation hydraulique n'est pas seulement un outil de calcul et de dimensionnement rapide et efficace, mais un moyen indispensable pour la conception, analyse, planification et gestion rationnelle des réseaux.

La base d'un modèle hydraulique d'un système de transfert sous pression est la formulation mathématique des lois et équations des écoulements en charge, ce modèle cherche à résoudre les équations de continuité et de conservation d'énergie, pour cela, nous avons vu que tous les modèles utilisent les méthodes suivantes pour résoudre ces équations :

- Méthode de Hardy Cross
- Méthode de la théorie linéaire
- La méthode de Newton-Raphson
- Méthode de linéarisation de Wood Charles
- La méthode des élément fini

Depuis une vingtaine d'années, les nouvelles possibilités offertes par l'informatique ont permis la mise au point de nombreux logiciels de calcul d'écoulement dans les réseaux maillés.

L'utilisation du logiciel informatique (EPANET, Auto CAD, Covadis) dans le calcul des réseaux d'AEP à certainement changer la qualité des résultats qui sont basés auparavant sur les applications numériques de diverses formules de calcul.

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

Chapitre III

Etude expérimentale

III.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) 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 jouant le rôles de 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 III.1 schématise le réseau réalisé au laboratoire où les caractéristiques géométriques des tuyaux utilisés sont mentionnées sur chaque tronçon (diamètre et longueur).

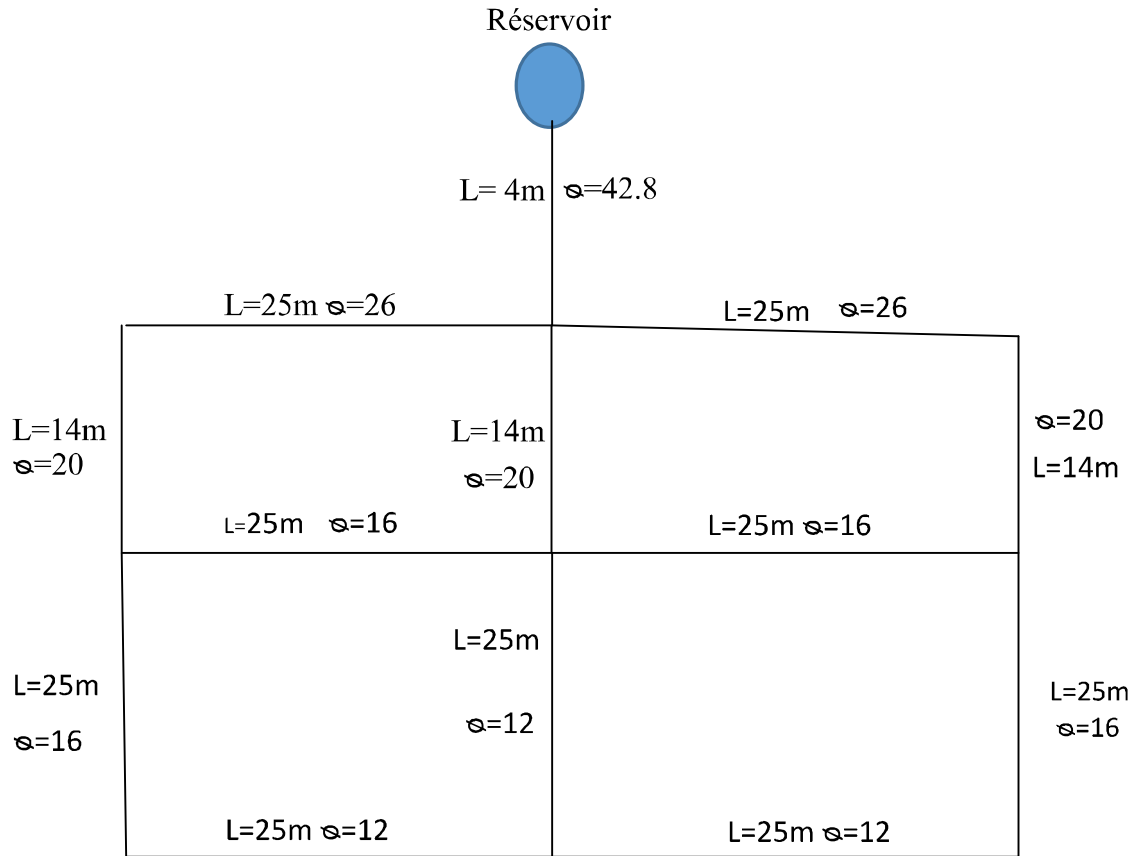


Figure III.1 Schéma du réseau utilisé

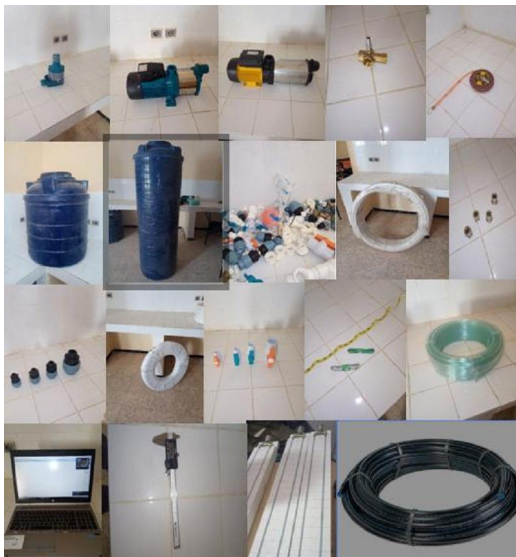
Les photographies III.1 représentent les tuyaux utilisés (a : tuyau en PEHD, b : tuyaux en multicouches et c : l'assemblage du réseau maillé)



a) : Tuyaux en PEHD



b) : Tuyaux en multicouches



c) : Accessoires utilisés pour le montage du réseau



d) : l'assemblage du réseau maillé

Photographie III.1 : Réseau utilisé

III.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 la simulation du comportement qualitatif et hydraulique de l'eau dans les réseaux sous pression. EPANET est distribué gratuitement par l'E.P.A depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier.

Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, 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).

III.2.1. Résultats de la simulation

a) Utilisation de la relation de Darcy-Weisbach

La première 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 III.1 et III.2

Tableau III.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

Tableau III.2 Données aux nœuds

Identité du nœud	Altitude (m)	Demande Q (l/s)
Nœud 2	0	0,10
Nœud 3	0	0,05
Nœud 4	0	0,10
Nœud 5	0	0,08
Nœud 6	0	0,17
Nœud 7	0	0,10
Nœud 8	0	0,15
Nœud 9	0	0,05
Nœud 10	0	0,05
Réservoir 1	1,00	0,85

Les résultats de cette simulation qui porte 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 III.3 et III.4 où nous remarquons que les vitesses varient entre 0,20 m/s à 0,76 m/s et les pressions aux nœuds varient de 0,15 m.c.e jusqu'à 2,81 m.c.e

Tableau III.4 Résultats obtenus sur les tronçons

Tronçons Arcs	Longueurs L (m)	Diamètres D (mm)	Rugosité absolue ε (mm)	Débit Q (L/s)	Vitesse V (m/s)	Gradient unitaire J (m/Km)
Tuyau 1	4	42,8	0,01	0,85	0,59	10,44
Tuyau 2	25	26	0,025	0,24	0,45	12,61
Tuyau 3	14	20	0,025	0,19	0,6	29,61
Tuyau 4	25	16	0,025	0,13	0,65	44,34
Tuyau 5	25	12	0,025	0,05	0,44	32,81
Tuyau 6	25	12	0,025	-0,04	0,33	19,56
Tuyau 7	25	16	0,025	-0,14	0,68	48,94
Tuyau 8	14	20	0,025	-0,22	0,71	39,32
Tuyau 9	25	26	0,025	-0,27	0,51	15,82
Tuyau 10	25	12	0,025	-0,08	0,74	81,55
Tuyau 11	14	20	0,025	-0,24	0,76	44,28
Tuyau 12	25	16	0,025	0,04	0,20	4,40
Tuyau 13	25	16	0,025	0,06	0,32	13,04

**Tableau III.5 Résultats obtenus (pressions aux nœuds)
Plan d'eau dans le réservoir est à 1.85 m**

Identité du nœud	Altitude (m)	Charge H (m)	Pression m.c.e
Nœud 2	0	2,81	2,81
Nœud 3	0	2,49	2,49
Nœud 4	0	2,08	2,08
Nœud 5	0	0,97	0,97
Nœud 6	0	0,15	0,15
Nœud 7	0	0,64	0,64
Nœud 8	0	1,86	1,86
Nœud 9	0	2,41	2,41
Nœud 10	0	2,19	2,19
Réservoir 1	1.00	2,85	1,85

La répartition finale des débits et le sens d'écoulement sont représentés par la figure III.2

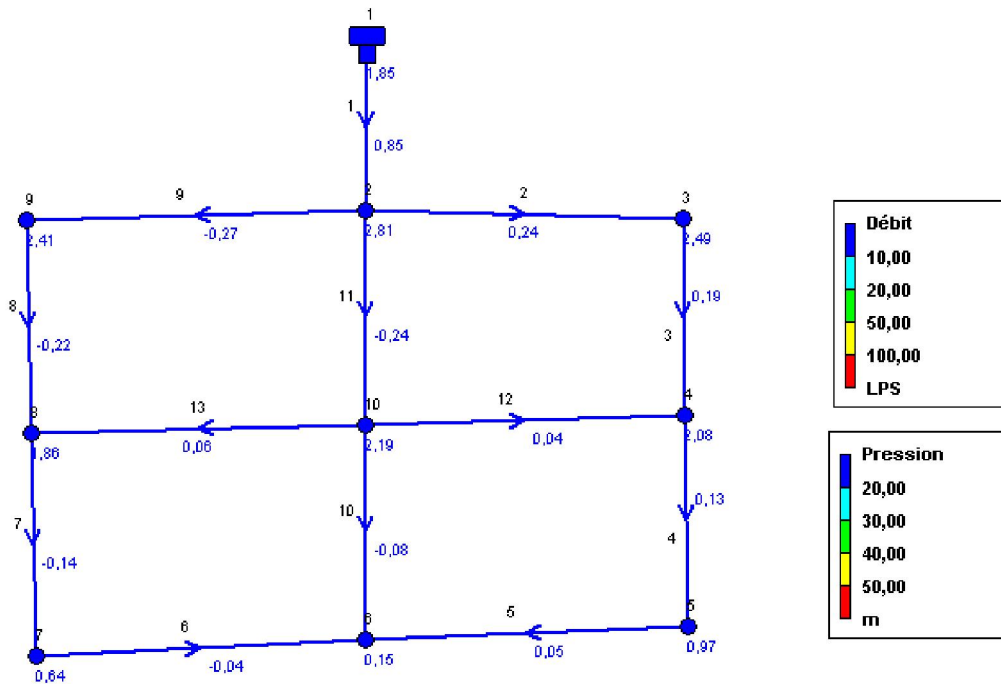


Figure III.2 : Résultat final de la simulation (répartition des débits, sens d'écoulement et pressions aux nœuds)

b) Utilisation de la relation de Hazen-Williams

Dans cette partie une deuxième vérification de la simulation est faite en application du modèle de *Hazen-Williams* et dont l'objectif est de vérifier le fonctionnement de ce réseau pour les mêmes données mentionnées dans les tableaux III.1 et III.2 à la seule différence qu'au lieu de prendre la rugosité absolue de conduite ε on utilise le coefficient de *Hazen-Williams* (C_{HW}) dont le choix des valeurs est un peu difficile à le faire.

Plusieurs chercheurs ont essayé de quantifier ce coefficient mais le choix reste toujours non justifier. Les tableaux III.6, III.7 et III.8 proposent des valeurs pour ce coefficient en fonction de la nature des conduites.

Tableau III.6 : Valeurs du Coefficient de Hazen-Williams Adopté de Brière (1997)

Type de conduite	C_{HW}
Amiante ciment	140
Fonte neuve	130-140
Acier, soudé , neuf	120-140
Fonte âgée (10 ans)	110
Fonte âgée (20 ans)	100
Fonte âgée (30 ans)	85
Fonte âgée (40 ans)	75
Fonte âgée (50 ans)	70

Tableau III.7 : Coefficient de Hazen Williams, Lamont (1981) ; (Soutter, 2007)

Type de conduite	C_{HW}	Type de conduite	C_{HW}
Amiante ciment	140	Béton de pression	140
Fonte neuve	130	Cuivre	130 -140
Fonte vieille (sans enduit)	40 - 120	Boyau à incendie	135
Fonte avec enduit de ciment	130 - 150	PVC	150
Fonte avec bitumineux	140 - 150		

Tableau III.8 : Correspondances enter K_S , \mathcal{E} , C_{HW} (Roland O, 2015)

Matériau	Manning-Strickler	Colebrook et Calmon-Lechapt	Hazen Williams
	K_S	$\mathcal{E} (mm)$	C_{HW}
Chlorure de polyvinyle (PVC) et plastique	120	0	150
Amiante ciment (n'est plus utilisé car (cancérogène))	115	0,025	145
Mortier de ciment centrifugé	110	0,05	140
Métal neuf	105	0,1	130
Béton centrifugé	100	0,25	125
Fonte et acier avec revêtement de ciment	90	0,5	110
Fonte et acier non revêtus (neuf)	80	1	100
Fonte et acier non revêtus (ancien)	75	2	90

Conformément aux tableaux cités ci-avant il est très difficile d'adopter des valeurs adéquates pour réaliser cette simulation. Les valeurs adoptées sont :

Pour le PEHD ($\varepsilon = 0.01$ mm), $C_{HW} = 150$

Pour le multicouche ($\varepsilon = 0.025$ mm, $C_{HW} = 145$)

Les résultats de cette simulation en utilisant la relation de *Hazen-Williams* sont regroupés dans les tableaux III.9 et III.10 et la figure III.3

Tableau III.9 Calcul hydraulique obtenu avec la relation de Hazen-Williams

Tronçons Arcs	Longueurs L (m)	Diamètres D (mm)	Coefficient C_{HW}	Débit Q (L/s)	Vitesse V (m/s)	Gradient unitaire J (m/Km)
Tuyau 1	4	42.8	150	0,85	0,59	9,49
Tuyau 2	25	26	145	0,24	0,45	11,14
Tuyau 3	14	20	145	0,19	0,61	26,02
Tuyau 4	25	16	145	0,13	0,65	37,51
Tuyau 5	25	12	145	0,05	0,44	25,77
Tuyau 6	25	12	145	-0,04	0,33	14,86
Tuyau 7	25	16	145	-0,14	0,68	41,46
Tuyau 8	14	20	145	-0,22	0,70	33,79
Tuyau 9	25	26	145	-0,27	0,51	13,75
Tuyau 10	25	12	145	-0,08	0,74	67,18
Tuyau 11	14	20	145	-0,24	0,76	38,94
Tuyau 12	25	16	145	0,04	0,19	3,90
Tuyau 13	25	16	145	0,07	0,33	10,86

Tableau III.10 Résultats obtenus avec la relation de Hazen-Williams (Pressions aux nœuds). Plan d'eau dans le réservoir est à 1.85 m

Identité du nœud	Altitude (m)	Charge H (m)	Pression m.c.e
Nœud 2	0	2,81	2,81
Nœud 3	0	2,53	2,53
Nœud 4	0	2,17	2,17
Nœud 5	0	1,23	1,23
Nœud 6	0	0,59	0,59
Nœud 7	0	0,96	0,96
Nœud 8	0	2,00	2,00
Nœud 9	0	2,47	2,47
Nœud 10	0	2,47	2,47
Réservoir 1	1.00	2,85	2,85

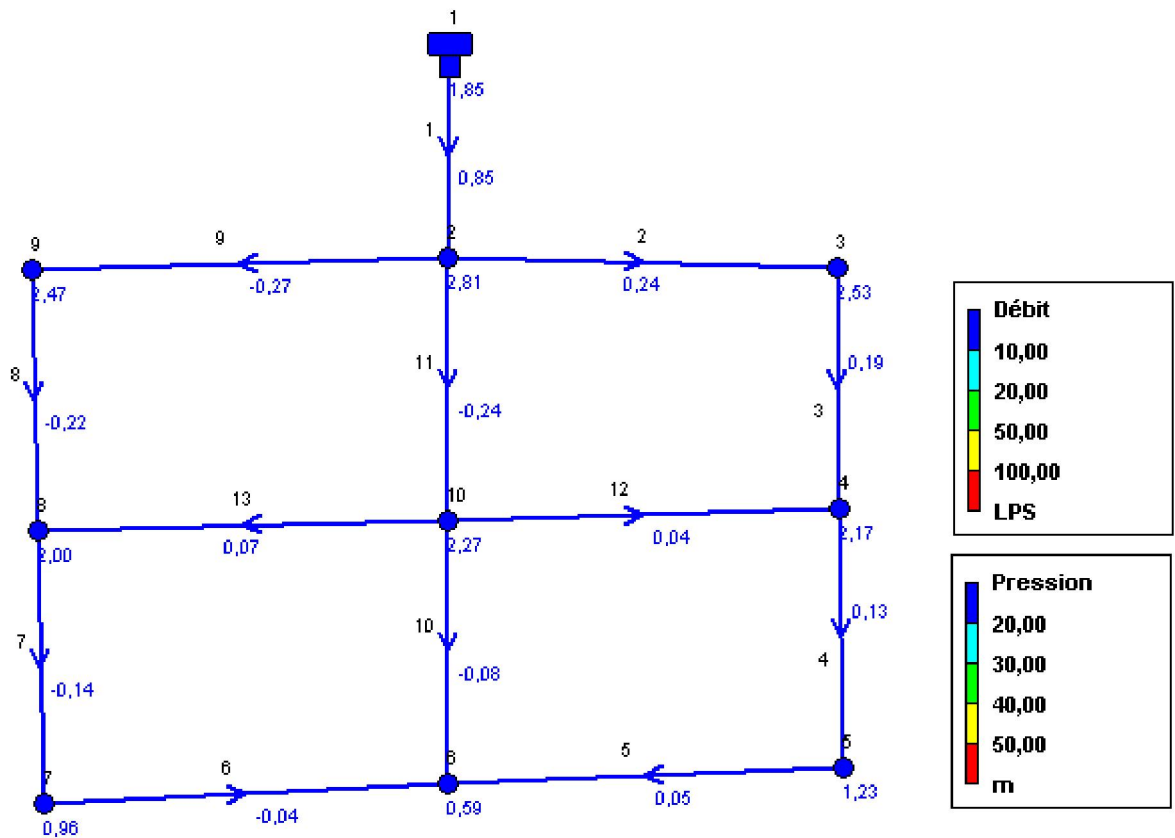


Figure III.3 : Résultats obtenus lors de la simulation selon la relation de Hazen-Williams

Les résultats de cette simulation montrent que les débits varient très peu pour les deux formules. De même pour les vitesses qui varient uniquement pour les tronçons 3, 8, 12 et 13 mais avec une variation insignifiante.

Et pour les pressions, la variation est importante pour la majorité des nœuds et on atteint un écart maximal de 74,6 % au nœud 6. Cet écart est dû essentiellement au choix du coefficient de *Hazen-Williams* à partir de tableau et dont la correspondance avec les rugosités relatives est à déterminer.

Une comparaison des résultats obtenus par les deux méthodes nous décèle une différence de sur les pressions et sur les vitesses (voir tableau III.11)

Tableau III.11 : Comparaison des résultats obtenus

Tronçons Arcs	Débit Q (L/s)		Vitesse V (m/s)		Gradient unitaire J (m/Km)	
	Selon DW	Selon HW	Selon DW	Selon HW	Selon DW	Selon HW
Tuyau 1	0.85	0,85	0.59	0,59	10.44	9,49
Tuyau 2	0.24	0,24	0.45	0,45	12.61	11,14
Tuyau 3	0.19	0,19	0.6	0,61	29.61	26,02
Tuyau 4	0.13	0,13	0.65	0,65	44.34	37,51
Tuyau 5	0.05	0,05	0.44	0,44	32.81	25,77
Tuyau 6	-0.04	-0,04	0.33	0,33	19.56	14,86
Tuyau 7	-0.14	-0,14	0.68	0,68	48.94	41,46
Tuyau 8	-0.22	-0,22	0.71	0,70	39.32	33,79
Tuyau 9	-0.27	-0,27	0.51	0,51	15.82	13,75
Tuyau 10	-0.08	-0,08	0.74	0,74	81.55	67,18
Tuyau 11	-0.24	-0,24	0.76	0,76	44.28	38,94
Tuyau 12	0.04	0,04	0.20	0,19	4.40	3,90
Tuyau 13	0.06	0,07	0.32	0,33	13.04	10,86

**Tableau III.12 : Comparaison des résultats obtenus
Cas des Nœuds**

Identité du nœud	Pression aux Nœuds (m.c.e)		% d'Erreur
	Selon DW	Selon HW	
Nœud 2	2.81	2,81	0,00
Nœud 3	2.49	2,53	1,58
Nœud 4	2.08	2,17	4,15
Nœud 5	0.97	1,23	21,14
Nœud 6	0.15	0,59	74,58
Nœud 7	0.64	0,96	33,33
Nœud 8	1.86	2,00	7,00
Nœud 9	2.41	2,47	2,43
Nœud 10	2.09	2,47	15,38
Réservoir 1	1.85	1,85	0,00

Pour réduire les écarts observés sur les pressions aux nœuds (tableau III.12), *Bedjaoui-Kherroubi* proposent d'utiliser la relation 3.1.

$$C_{WH} = 29,16 Q^{-0,08} D^{0,07} \left[-\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{10,04}{\bar{R}} \right) \right]^{1,08} \quad (3.1)$$

Avec :

$$\bar{R} = 2R \left[-\log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,5}{R^{0,9}} \right) \right]^{-1} \quad (3.2)$$

Et :

$$Re = \frac{4Q}{\pi D^3} \quad (3.3)$$

La relation (3.1) montre que le coefficient de Hazen-Williams est explicitement calculé en fonction de la nature du matériau de la conduite, du diamètre géométrique de celle-ci et du débit écoulé et implicitement du régime d'écoulement.

Le tableau III.13 regroupe les différentes valeurs du coefficient de *Hazen-Williams* calculé selon la relation (3.1).

Tableau III.13 : Valeurs du coefficient de Hazen-Williams calculé selon la relation (3.1)

Tronçons Arcs	Rugosité absolue ε (mm)	Diamètres D (mm)	Débit Q (L/s)	Re	\bar{R}	C_{HW}
Tuyau 1	0,01	42.8	0,85	25299,12	15916,8	143
Tuyau 2	0,025	26	0,24	11758,94	8288,38	135
Tuyau 3	0,025	20	0,19	12101,91	8572,28	135
Tuyau 4	0,025	16	0,13	10350,32	7516,37	133
Tuyau 5	0,025	12	0,05	5307,856	4209,26	129
Tuyau 6	0,025	12	0,04	4246,285	3466,59	127
Tuyau 7	0,025	16	0,14	11146,5	8030,86	134
Tuyau 8	0,025	20	0,22	14012,74	9774,4	136
Tuyau 9	0,025	26	0,27	13228,81	9202,99	136
Tuyau 10	0,025	12	0,08	8492,569	6373,77	131
Tuyau 11	0,025	20	0,24	15286,62	10569,7	136
Tuyau 12	0,025	16	0,04	3184,713	2690,46	125
Tuyau 13	0,025	16	0,07	4777,07	3810,27	129

Du tableau III.13 nous remarquons que les valeurs de C_{HW} trouvées sont variables et dépendent du diamètre D , du débit volume Q de la rugosité de la conduite et due la viscosité cinématique du liquide.

Les nouvelles valeurs de C_{HW} seront utilisées pour la simulation en utilisant la relation de *Hazen-Williams* comme variante lors de l'exécution du logiciel Epanet.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux III.14 et III.15.

**Tableau III.14 Calcul hydraulique obtenu avec la relation de Hazen-Williams
 Pour les nouvelles valeurs de C_{HW}**

Tronçons Arcs	Longueurs L (m)	Diamètres D (mm)	Coefficient C_{HW}	Débit Q (L/s)	Vitesse V (m/s)	Gradient unitaire J (m/Km)
Tuyau 1	4	42.8	143	0,85	0,59	10.37
Tuyau 2	25	26	135	0,24	0,45	12.71
Tuyau 3	14	20	135	0,19	0,61	29.69
Tuyau 4	25	16	133	0,13	0,64	44.87
Tuyau 5	25	12	129	0,05	0,44	31,74
Tuyau 6	25	12	127	0,04	0,33	19.41
Tuyau 7	25	16	134	0,14	0,68	48.27
Tuyau 8	14	20	136	0,22	0,71	38,59
Tuyau 9	25	26	136	0,27	0,51	15.66
Tuyau 10	25	12	131	0,08	0,74	80,70
Tuyau 11	14	20	136	0,24	0,75	43,29
Tuyau 12	25	16	125	0,04	0,19	5,10
Tuyau 13	25	16	129	0,07	0,32	13.02

**Tableau III.15 Résultats obtenus avec la relation de Hazen-Williams
 (Pressions aux nœuds), pour les nouvelles valeurs de C_{HW}
 Plan d'eau dans le réservoir est à 1.85 m**

Identité du nœud	Altitude (m)	Charge H (m)	Pression m.c.e
Nœud 2	0	2,81	2,81
Nœud 3	0	2,49	2,49
Nœud 4	0	2,08	2,08
Nœud 5	0	0,98	0,98
Nœud 6	0	0,18	0,18
Nœud 7	0	0,67	0,67
Nœud 8	0	1,88	1,88
Nœud 9	0	2,42	2,42
Nœud 10	0	2,20	2,20
Réservoir 1	1.00	2,85	1,85

Dans le tableau III.16 sont présentées les résultats pour une comparaison finale entre les valeurs obtenus après simulation en utilisant la relation de *Darcy Weisbach* et celles obtenus par utilisation de la relation de Hazen-Williams mais après avoir corrigé le coefficient de *Hazen-Williams* en application de la relation 3.1.

**Tableau III.16 comparaison des résultats obtenus (pressions aux nœuds)
Après correction C_{HW}**

Identité du nœud	Pression aux Nœuds (m.c.e)		% d'Erreur
	Selon DW	Selon HW	
Nœud 2	2.81	2,81	0,23
Nœud 3	2.49	2,49	0,26
Nœud 4	2.08	2,08	0,28
Nœud 5	0.97	0,98	0,29
Nœud 6	0.15	0,18	0,31
Nœud 7	0.64	0,67	0,32
Nœud 8	1.86	1,88	0,29
Nœud 9	2.41	2,42	0,27
Nœud 10	2.09	2,20	0,26
Réservoir 1	1.85	1,85	0,31

On remarque que l'erreur maximale sur le calcul des pertes de charge (pressions aux nœuds) est de 0,32 % si on applique la relation 3.1 pour évaluer les gradients hydrauliques en utilisant la relation de *Hazen-Williams* (relation 2.2). Donc la relation (3.1) peut s'appliquer pour évaluer le coefficient de Hazen-Williams sans restriction et de s'en passer des tableaux qui présentent des valeurs pour ce coefficient et qui donnent des écarts importants lors du calcul du gradient hydraulique par rapport aux résultats obtenus en se référant à la relation de *Darcy* qui à son tour fait appel à la relation de *Colebrook-white*.

La figure III.3 représente le schéma du réseau après simulation en utilisant les valeurs de C_{HW} calculées par la relation (3.1)

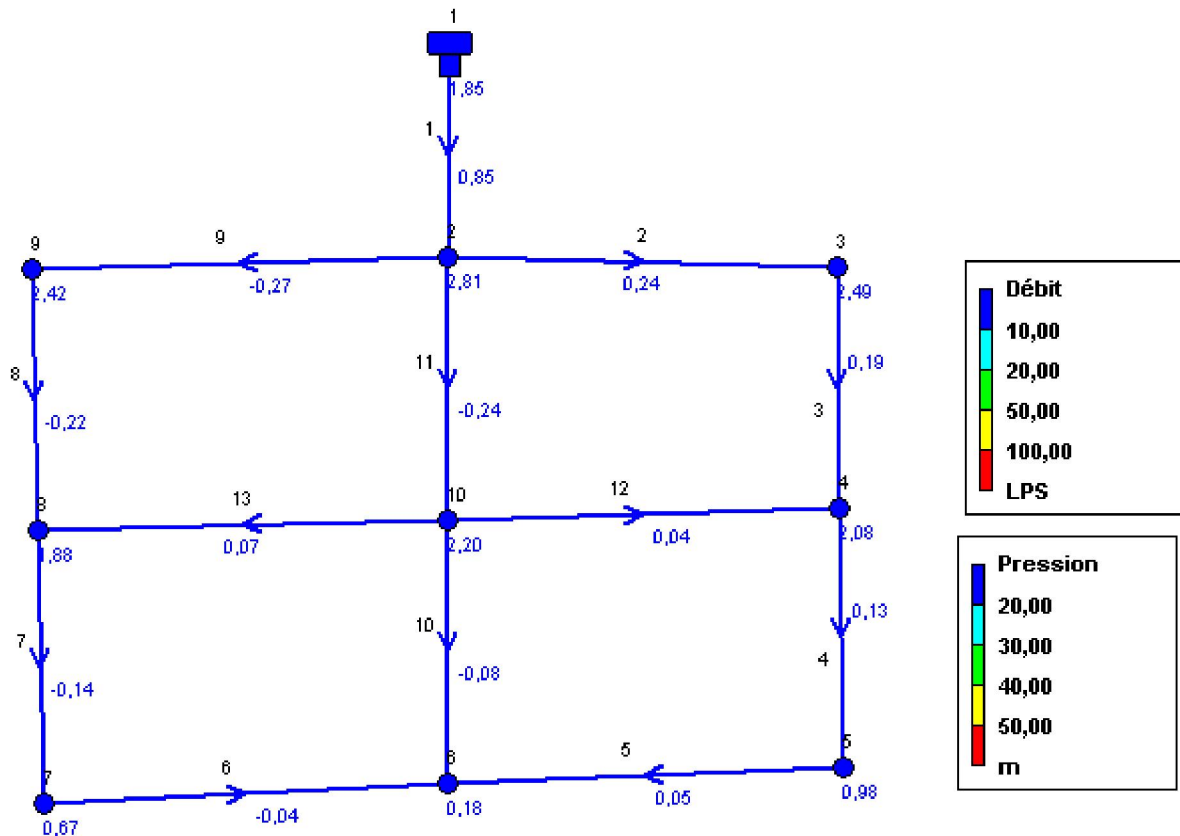


Figure III.4 : Résultats obtenus lors de la simulation avec un coefficient de Hazen-Williams corrigé

c) Détermination du coefficient de Hazen Williams par procédé graphique

L'objectif du présent paragraphe est de présenter une méthode graphique pour une première estimation du coefficient de *Hazen-Williams* en utilisant le diagramme de *Moody (1947)*.

Le coefficient sera déterminé en fonction du nombre de Reynolds pour chaque valeur de la rugosité relative ϵ/D

Les étapes suivies sont /

Détermination des valeurs du coefficient de frottement λ pour chaque valeur du nombre de Reynolds Re et pour chaque valeur de la rugosité relative ϵ/D .

2- Détermination de la relation qui relie les deux coefficients respectivement de frottement et celui de *Hazen-Williams*.

En égalisant les relations (2.2) et (2.3) entre elles il en suit que :

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} = \frac{10,674 Q^{1,852}}{C_{HW}^{1,852} D^{4,871}} \rightarrow \frac{16\lambda Q^2}{2g\pi^2 D^5} = \frac{10,674 Q^{1,852}}{C_{HW}^{1,852} D^{4,871}} \quad (3.2)$$

Ou bien :

$$J = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} = 0,0826 \frac{\lambda Q^2}{D^5} = \frac{10,675}{C_{HW}^{1,852} D^{4,87}} Q^{1,852} \quad (3.3)$$

Après arrangement et simplification la relation (3.3) nous donne :

$$\lambda = \frac{10,675}{0,0826} \frac{D^5}{D^{4,87}} \frac{Q^{1,852}}{Q^2} \frac{1}{C_{HW}^{1,852}} \quad (3.4)$$

Alors :

$$\lambda = 129,24 D^{0,13} Q^{-0,148} \frac{1}{C_{HW}^{1,852}} \quad (3.5)$$

Comme :

$$Re = \frac{4Q}{\pi D \vartheta} \quad (3.6)$$

Ce qui donne :

$$Q = \frac{1}{4} \pi D \vartheta Re \quad (3.7)$$

Et pour $v=0,00000114 \text{ m/s}^2$ à $15 \text{ }^\circ\text{C}$ température ordinaire de l'eau, et en remplaçant (3.7) dans (3.5), il vient que :

$$\lambda = 129,24 D^{0,13} \left(\frac{1}{4} \pi D \vartheta Re \right)^{-0,148} \frac{1}{C_{HW}^{1,852}} \quad (3.8)$$

Après réarrangement la relation (3.8) peut s'écrire sous la forme :

$$\lambda = 1015 D^{0,13} D^{-0,148} Re^{-0,148} \frac{1}{C_{HW}^{1,852}} \quad (3.9)$$

Ou bien :

$$\lambda = 1015 D^{-0,018} Re^{-0,148} \frac{1}{C_{HW}^{1,852}} \quad (3.10)$$

Dans la relation (3.10), la valeur de $D^{-0,018} \cong 1$ quelque soit D.

D'où la relation (3.10) devient :

$$\lambda = 1015 Re^{-0,148} \frac{1}{C_{HW}^{1,852}} \quad (3.11)$$

L'expression du coefficient de *Williams-Hazen* se déduit de la relation (3.11).

$$C_{HW} = \left(1015 \frac{1}{Re^{0,148} \lambda} \right)^{1/1,852} \quad (3.12)$$

Du diagramme de *Moody*, pour chaque couple (Re, e/D) on détermine le coefficient de frottement λ et avec ce dernier on calcul le coefficient de *Hazen-Williams* en utilisant la relation (3.12)

Dans les tableaux III.18, on représente les valeurs utilisées pour l'évaluation du coefficient C_{HW} en se référant au diagramme de *Moody*.

Tableau III.18 : Valeurs utilisées pour l'évaluation du coefficient C_{HW}

ε/D	Re	λ	C_{HW}	ε/D	Re	λ	C_{HW}
0	1,00E+04	0,031	131,47	0,000002	2,35E+04	0,025	140,90
	1,00E+05	0,018	146,40		1,00E+05	0,019	145,13
	1,00E+06	0,012	154,11		1,00E+06	0,015	138,58
	1,00E+07	0,008	156,02		1,00E+07	0,014	118,66
	1,00E+08	0,006	153,54		1,00E+08	0,014	98,68
0,000005	1,00E+04	0,031	134,48	0,00001	1,00E+04	0,031	134,46
	1,00E+05	0,018	149,29		1,00E+05	0,018	149,17
	1,00E+06	0,012	156,15		1,00E+06	0,012	155,38
	1,00E+07	0,009	153,43		1,00E+07	0,009	149,75
	1,00E+08	0,007	137,13		1,00E+08	0,008	130,51
0,000025	1,00E+04	0,031	134,41	0,00005	1,00E+04	0,031	134,32
	1,00E+05	0,018	148,82		1,00E+05	0,018	148,26
	1,00E+06	0,012	153,24		1,00E+06	0,013	150,18
	1,00E+07	0,010	142,41		1,00E+07	0,011	135,26
	1,00E+08	0,009	121,05		1,00E+08	0,011	113,65
0,0001	1,00E+04	0,031	134,14	0,00025	1,00E+04	0,031	133,63
	1,00E+05	0,019	147,17		1,00E+05	0,019	144,19
	1,00E+06	0,013	145,35		1,00E+06	0,015	136,03
	1,00E+07	0,012	127,21		1,00E+07	0,014	115,85
	1,00E+08	0,012	106,17		1,00E+08	0,014	96,27

Tableau III.18 suite

ε/D	Re	λ	C_{HW}				
0,0005	1,00E+04	0,032	132,79	0,001	1,00E+04	0,032	131,18
	1,00E+05	0,020	140,01		1,00E+05	0,022	133,60
	1,00E+06	0,017	127,20		1,00E+06	0,020	117,45
	1,00E+07	0,017	107,03		1,00E+07	0,020	98,15
	1,00E+08	0,017	88,80		1,00E+08	0,020	81,37
0,002	1,00E+04	0,034	128,24	0,005	1,00E+04	0,038	121,04
	1,00E+05	0,025	124,94		1,00E+05	0,031	110,90
	1,00E+06	0,024	107,23		1,00E+06	0,030	93,43
	1,00E+07	0,023	89,28		1,00E+07	0,030	77,61
	1,00E+08	0,023	73,98		1,00E+08	0,030	64,30
0,01	1,00E+04	0,043	112,45				
	1,00E+05	0,039	99,17				
	1,00E+06	0,038	82,96				
	1,00E+07	0,038	68,86				
	1,00E+08	0,038	57,05				

Les valeurs du tableau III.8 sont utilisées pour la confection du graphique de la figure III.4 et qui sera utilisé pour un pré-calcul du coefficient de *Hazen-Williams* en fonction du nombre de Reynolds pour n'importe quelle valeur de la rugosité relative ε/D .

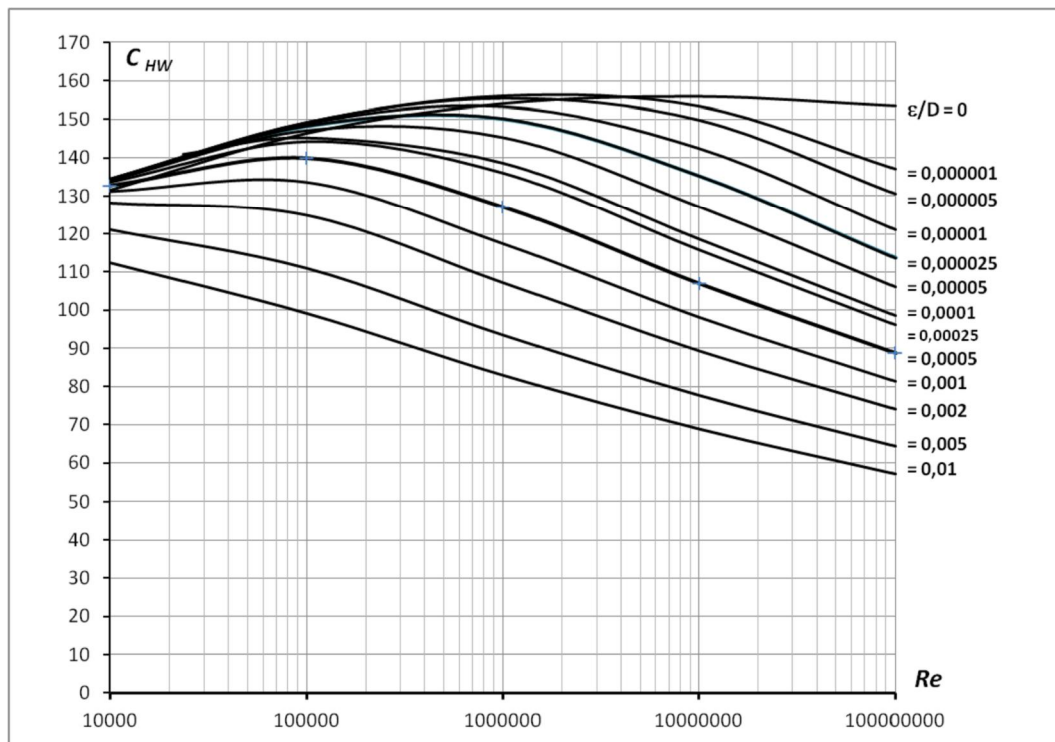


Figure III.8 : Graphe donnant C_{HW} en fonction de Re

Exemple d'application

- 1- Calculer le coefficient de *Hazen Williams* pour les données suivantes :
 $D=1,0$ m, $Q= 0,5$ m³/s, $\nu = 10^{-6}$ m.s⁻² et $\epsilon= 0,025$ mm.
- 2- Calculer le gradient unitaire J pour :
 - a) Selon la relation de Darcy
 - b) Selon la relation de Hazen-Williams.

Solution

- 1- Calcul ou estimation du coefficient de *Hazen-Williams* C_{HW}
Calcul du nombre de Reynolds :
 $Re= 4Q/\pi/D/\nu = 4.0,5/3,14/1,0/0,000001= 6,37.10^5$
La rugosité relative est :
 $\epsilon/D= 0,000025$

En se référant au graphe de la figure III.8, le coefficient de *Hazen-Williams* est :

$$C_{HW} = f(\text{Re}, \varepsilon/D) = f(6,37 \cdot 10^5, 0,000025) = 151$$

Analytiquement et selon la relation (3.12) on obtient :

$$C_{HW} = \left(1015 \frac{1}{\text{Re}^{0,148}} \frac{1}{\lambda} \right)^{1/1,852} = 150,53$$

Selon *Colebrook-white* le coefficient de frottement est : $f=0,0130168$

D'où le gradient unitaire de la perte de charge est :

a) Selon Darcy

$$J = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} = 0,0002692 = 0,0003$$

b) Selon Hazen-Williams

$$J = \frac{10,675}{C_{HW}^{1,852} D^{4,87}} Q^{1,852} = 0,0002741 = 0,0003$$

En utilisant le graphique III.8 et après détermination du coefficient de *Hazen-Williams* on trouve presque le même résultat sur le calcul du gradient hydraulique sans utilisation des tables pour le choix de ce coefficient

Donc la méthode graphique est une méthode rapide et explicite qui ne nécessite pas lors de la détermination du gradient hydraulique une évaluation du coefficient de frottement par itération.

Une autre vérification est faite pour l'évaluation du coefficient de *Hazen-Williams* en se référant à la relation (3.1) et on trouve :

$$C_{WH} = 29,16 Q^{-0,08} D^{0,07} \left[-\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{10,04}{\bar{R}} \right) \right]^{1,08} = 152$$

Cette valeur (152) diffère très peu de celle obtenue graphiquement (151) avec un écart de 0,7 %

III.3 Conclusion

Ce chapitre à été consacré à la réalisation d'un protocole expérimental dont le but est de vérifier le fonctionnement d'un réseau maille forme de quatre mailles, les conduites utilisées sont en PEHD et en Multicouche (ce choix été fait à cause des diamètres que ces deux matériaux offrent pour la réalisation de modèle réduit 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).

Nous signalons que les essais n'ont pas été déroulés dans de bonnes conditions et même ont été interdites à cause du COVID 19.

Le travail par la suite été orienté vers la vérification théorique du fonctionnement de ce réseau en utilisant le programme EPANET en sa version 2.51 avec les deux possibilités qu'offre pour le calcul du réseau est qui sont soit l'utilisation des relations de *Darcy-Weisbach* et *Colebrook-white* ou soit l'utilisation de la relation de *Hazen-Williams*.

Nous avons remarqué qu'il ya des différences dans les résultats avec les deux relations (soit de 74,6 % sur le calcul des pressions aux nœuds) cela est due et une difficulté lors du choix du coefficient de *Hazen-Willimas* et même les tableaux proposés et donnant une correspondance directe entre la rugosité absolue de la conduite et le coefficient de *Hazen-Williams* ne sont pas fiable alors on s'est proposé de résoudre ce problème

.

Deux méthodes ont été proposées pour résoudre ce problème :

- Une relation analytique (3.1) été proposée pour calculer directement ce coefficient, cette relation dépend des paramètres de l'écoulement (diamètre géométrique de la conduite D , le débit volume Q , la rugosité ϵ de la conduite et la viscosité cinématique ν)

- Une résolution graphique ou un graphe a été proposé pour une détermination rapide du coefficient de *Hazen-Williams* en fonction du Nombre de *Reynolds* après transformation du diagramme de Moody)

Les résultats obtenus avec le programme Epanet avec les nouvelles valeurs de C_{HW} montrent une convergence directe pour les deux relations (celle de *Darcy* et celle de *Hazen-Williams*), l'erreur maximale occasionnée sur le calcul de la perte de charge est de 0,32 %.

CONCLUSION GENERALE

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

Comme on pas pu effectuer des essais au laboratoire a cause du Covid 19, le sujet a été orienté vers une vérification du fonctionnement du réseau réalisé au laboratoire en utilisant le programme EPANET 2.51

Cette simulation a porté sur le calcul du réseau en utilisant les relations de *Darcy-Weisbach* et *Colebrook-white* comme première variante et en suite l'utilisation de la relation de *Hazen-William* comme une deuxième variante

Ce mémoire est structuré en trois chapitres qui sont :

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

Un deuxième chapitre traitant essentiellement les méthodes de calcul des réseaux de distribution.

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

Nous avons considéré comme variante de référence celle de *Darcy-Weisbach* car elle fait appel à la relation de *Colebrook-white* la relation la plus universelle pour le calcul des pertes de charge puis comparer les résultats obtenus à ceux obtenus après avoir effectuer la simulation en utilisant la relation de *Williams-Hazen* et qui fait introduire le coefficient C_{HW} dont le choix de la valeur n'est pas facile et n'est pas justifié

Nous avons remarqué qu'il ya des différences dans les résultats avec les deux variantes (soit de 74,6 % sur le calcul des pressions aux nœuds) cela est due à une difficulté lors du choix du coefficient de *Hazen-Williams* et même les tableaux proposés et donnant une correspondance directe entre la rugosité absolue de la conduite ε et le coefficient de *Hazen-Williams* C_{HW} ne sont pas fiables alors on s'est proposé de résoudre ce problème en corrigeant ce coefficient par deux méthodes, une analytique et la deuxième graphique.

- La méthode analytique est présentée par la relation (3.1) qui est proposée pour un calcul directement ce coefficient, cette relation dépend des paramètres de l'écoulement (diamètre géométrique de la conduite D , le débit volume Q , la rugosité ε de la conduite et la viscosité cinématique ν). La relation proposées est donnée par :

$$C_{WH} = 29,16 Q^{-0,08} D^{0,07} \left[-\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{10,04}{\bar{R}} \right) \right]^{1,08}$$

- La résolution méthode est purement graphique où un graphe a été proposé pour une détermination rapide du coefficient de *Hazen-Williams* en fonction du Nombre de *Reynolds* pour les rugosités relatives (ε/D) du diagramme de *Moody* où nous avons obtenu un diagramme (graphe de la figure III.8) donnant C_{HW} en fonction de Re et de ε/D après transformation du diagramme de *Moody*, Les résultats obtenus avec le programme Epanet avec les nouvelles valeurs de C_{HW} montrent une convergence directe pour les deux relations (celle de *Darcy* et celle de *Hazen-Williams*), l'erreur maximale occasionnée sur le calcul de la perte de charge est de 0,32 %.

Nous sommes également arrivés aux conclusions suivantes :

- Les deux conditions ou lois de *Hardy-cross* sont bien vérifiées (La somme des débits qui arrivent à un nœud est égale à la somme des débits qui en sortent et la somme algébrique des pertes de charge le long d'une maille est nulle).

- Les relations utilisées par le programme EPANET (*Darcy-Weisbach* ou *Hazen-Williams*) ne donnent pas un même résultat pour vérifier le calcul hydraulique, cet écart est due au mauvais choix du coefficient de *Hazen-Williams* généralement pris de tables comme une valeur constante et ne correspond pas exactement à la valeur de la rugosité absolue de la paroi interne de la conduite (ε)

- La relation de *Hazen-Willimas* peut s'appliquée à n'importe quel diamètre (même inférieur à 50 mm), car certains auteurs mentionnent que cette relation n'est applicable qu'à des diamètres égale ou supérieurs 50 mm.

- Le coefficient de *Hazen-Willimas* est variable et n'est pas constant et dépend en plus de la rugosité absolue de la paroi de la conduite, des autres paramètres de l'écoulement et principalement : le diamètre géométrique D , le débit volume Q , la viscosité du liquide ν .

Nous recommandant à fin de :

Reprendre cette étude et de s'assurer du fonctionnement réel des mailles formant ce réseau au laboratoire

Utiliser des capteurs de débits et de pressions pour pouvoir contrôler et mesurer ces paramètres

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 smart-phone en utilisant des électrovannes qui seront contrôler par les capteurs de pression et de débits.

Références bibliographiques

- [1] AAYA, H. (n.d.). Cours d'alimentation en eau potable.
- [2] Agoussine, M. (n.d.). *Cours d'alimentation en eau potable du milieu rural*.
- [3] Bedjaoui, A., Achour, B., & Bouziane, M. (2005). Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement. *Larhyss*, 141-145.
- [4] Bonnin, J. (1982). *Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine*. (E. Eyrolles, Ed.), Paris, France.
- [5] Carlier, M. (1980). *Hydraulique générale et appliquée*. (Eyrolles, Ed.)
- [6] DUPONT, A. (1974). *HYDRAULIQUE URBAINE* (Troisième ed.). Paris, France.
- [7] Esha. (2005). *Petite hydroélectricité: guide technique pour la réalisation des projets*.
- [8] European Small Hydropower Association. (2005). *PETITE D'HYDROELECTRICITY: GUIDE TECHNIQUE POUR LA REALISATION DE PROJET*. Bruxelles *Belgique.
- [9] Générale des eaux, EPANET 2.0 : Manuel de l'utilisateur, version française, 2003.
- [10] GOMELLA, C., & GUERREE, H. (1980). *La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales* (3 ed.). (Eyrolles, Ed.), Paris, France.
- [11] Kherouf, M. (2019). *Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued Zénati (Mémoire de Master)*. Ghelma, Algérie.
- [12] Lahiouel, R., Lahiouel, Y., & Azari, Z. (2011, Aout-Septembre). Modélisation de l'écoulement en conception à moindre coût des réseaux de distribution d'eau. 20ème Congrès Français de Mécanique, Besançon, 29 août au 2 septembre 2011.
- [13] LENCASTRE, A. (1996). *Hydraulique Générale* (3 ed.). (Eyrolles, Ed.), Paris, France.
- [14] Mahmoud, M. (2002). Alimentation en eaux potable. Tunis.
- [15] Morarech, M. (2017). Alimentation en eaux potable. Rabat. Notes de cours, Université de Rabat, Maroc, 2014-2015.
- [16] ONEP. (2005). *Modélisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable*.

- [17] SAAD. B. (2009) . Hydraulique et Hydrologie. Deuxième Edition, Presses de l'université du Québec.
- [18] BOUHNICHE.(2016) .Mémoire de Master, Mise à jour du programme CRDEP.MMR, Université de Biskra.
- [19] TAFAT, B. (2015). *Synthese des formules du calcul des pertes de chrges et analyse de l'incertitude sur le choix de la rugosité (Mémoire de Master)*. Ecole nationale superieure d'hydraulique - Arbaoui Abdellah, Blida, Algerie.