

UNIVERSITÉ 8 Mai 1945 - Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Mécanique



Mémoire de Fin d'Etudes

Présenté par: **BOUMAZA Hanane**

Master 2

Option: Construction Mécanique

=====

Analyse du Fonctionnement d'un Réseau d'Alimentation en Eau Potable et Contribution à sa Gestion

=====

Sous la Direction de
Pr. A. HADDAD

Année universitaire 2018/2019

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents et ma tante Robila, qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de mes études.

A mes adorables sœurs Zahra, Kahina et Hadjer.

A mes chers frères Amine, Salah Eddine et Abd El Ghani.

A mes chères amies Nadira, Khawla, Ines, Chaima et Amira.

A toute ma famille.

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à remercier avant tout le bon Dieu tout puissant de m'avoir donné autant de courage, de volonté et de patience pour la réalisation de ce travail.

J'ai l'honneur et le plaisir de présenter ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon encadreur Pr Abdelkrim HADDAD pour son aide précieuse, ses orientations et le temps qu'il a dédié pour mon encadrement.

Je remercie très sincèrement les membres de jury d'avoir bien voulu accepter de faire partie de la commission d'examen.

Mes profonds remerciements s'adressent à tous les enseignants ayant contribué à ma formation.

Enfin je remercie tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, à tous les amis et les collègues pour leur soutien moral durant la préparation de ce travail.

SOMMAIRE

Dédicace	ii
Remerciements	iii
Sommaire	iv
Liste des Figures	vii
Liste des Tableaux	vii
	x
Liste des Notations	xi
INTRODUCTION	1
Chapitre 1 : GENERALITES SUR LES FLUIDES, LEURS PROPRIETES ET LEURS ECOULEMENTS	3
1.1: Introduction	3
1.2: Les Fluides	3
1.3: Propriétés de Fluides	3
1.3.1: Pression	4
1.3.2: Masse volumique	4
1.3.3: Densité	4
1.3.4: Poids spécifique et poids volumique	4
1.3.5: Viscosité	4
1.4: Classification des Fluides	5
1.4.1: Les fluides non newtoniens	5
1.4.2: Les fluides newtoniens	6
1.5: Classification des Ecoulements	6
1.5.1: Ecoulement stationnaire et écoulement non stationnaire	6
1.5.2: Ecoulements parfaits (non visqueux) et réels (visqueux)	6
1.5.3: Ecoulements incompressibles et compressibles	7
1.5.4: Ecoulement laminaire et turbulent	7
1.5.5: Expérience de Reynolds	7
1.5.6: Nombre de Reynolds	8
1.5.7: Ecoulement en charge ou écoulement à surface libre	9
1.5.8: Effets de la viscosité en écoulements internes	9
1.6: Equations de Conservation	10
1.6.1: Equation de la conservation de la masse-Equation de la continuité	10
1.6.2: Equation de conservation de la quantité de mouvement	11
1.6.3: Equation de conservation de l'énergie	12
1.6.4: Equation de Bernoulli pour un fluide parfait	12

Chapitre 2 : GENERALITES SUR LES RESEAUX AEP	14
2.1: Introduction	14
2.2: Systèmes d'alimentation en eau potable-AEP	14
2.2.1: Les réseaux ramifiés	15
2.2.2: Les réseaux maillés	15
2.2.3: Les réseaux mixtes	15
2.3: Equipements des réseaux de distribution	16
2.3.1: Appareils et accessoires d'un réseau	16
2.3.2: Choix du type de matériau	17
2.4: Méthodes d'analyse des réseaux	17
2.4.1: La période pré-informatique	17
2.4.2: La période informatique	18
2.4.3: La période des méthodes numériques complexes	18
2.5: Modélisation des réseaux d'AEP	19
2.6: Logiciels de modélisation des réseaux d'AEP	19
Chapitre 3 : PERTES DE CHARGE DANS LES CONDUITES	22
3.1: Introduction	22
3.2: Equation de l'énergie-Bernoulli pour un écoulement réel	22
3.3: Pertes de charge régulières ou linéaires	24
3.4: Coefficient de frottement	26
3.4.1: Expériences de Nikuradse dans les conduits artificiels rugueux	26
3.4.2: Coefficient de frottement en écoulement laminaire	27
3.4.3: Coefficient de frottement en écoulement turbulent - Diagramme de Moody	28
3.4.4: Coefficient de frottement pour un écoulement en régime turbulent	31
3.4.5: Coefficient de frottement - écoulement en régime transitoire	31
3.4.6: Formules explicites du coefficient de frottement	32
3.5: Expressions des pertes de charge régulières	35
3.5.1: Relation de Hazen-Williams	35
3.5.2: Relation de Manning	37
3.6: Corrélation des pertes de charge par frottement	38
3.6.1: Introduction et Approche Expérimentale	38
3.6.2: Approche Théorique	39
3.6.3: Résultats et Conclusions	39
3.7: Pertes de charge singulières ou mineures	41
3.7.1: Expression générale des pertes de charge mineures	41
3.7.2: Approches d'expression des pertes de charge mineures	41

Chapitre 4 : METHODES DE CALCUL DE PERTES DE CHARGE, APPLICATION ET COMPARAISONS	47
4.1: Introduction	47
4.2: EPANET-Présentation	47
4.2.1: Etapes d'application d'EPANET	47
4.2.2: Modélisation avec EPANET	48
4.3: Simulation hydraulique-Cas d'étude 1	50
4.3.1: Résultats et discussions – 1ère pompe	51
4.3.2: Résultats et discussions – 2ème pompe	53
4.4: Simulation hydraulique-Cas d'étude 2	55
4.4.1: Réseau et paramètres d'entrée	55
4.4.2: Résultats et discussions	56
4.5: Conclusions	59
Chapitre 5 : ETUDE ET MODELISATION DU RESEAU AEP EXTENSION-SUD - W. GUELMA	60
5.1: Introduction	60
5.2: Présentation du site	60
5.3: Equipements de la zone d'étude	62
5.3.1: Habitat	62
5.3.2: Equipements	62
5.4: Moyens utilisés	62
5.5: Modélisation et simulation	62
5.5.1: Situation des offres et des demandes nodales	64
5.5.2: Résultats et analyse-Dimensions initiales- Extension-Sud	65
5.5.3: Résultats et Analyse-Introduction d'un réservoir tampon- Extension-Sud	73
5.5.4: Résultats et analyse-Modification des caractéristiques réseau- Extension-Sud	75
5.6: Conclusions	82
CONCLUSIONS	84
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	86
ANNEXES	89
ANNEXE A: Plan d'occupation sol-Extension Sud Guelma (EPSG)	89
ANNEXE B: Courbe de modulation	90
ANNEXE C: Numérisation du réseau sur Epanet	90
ANNEXE D: Données et résultats du réseau initial (EPSG)	91
ANNEXE E: Résultats réseau modifié-intégration réservoir tampon	97
ANNEXE F: Résultats réseau modifié (EPSG)	99

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Relation contrainte de cisaillement-taux de cisaillement pour divers fluides	6
Figure 1.2	Force d'interaction entre un fluide et le milieu extérieur	6
Figure 1.3	Profils des vitesses au sein d'écoulements laminaire et turbulent	7
Figure 1.4	Expérience de Reynolds	8
Figure 1.5	Régimes d'écoulement	8
Figure 1.6	Profil de la vitesse dans une conduite de section droite circulaire	9
Figure 1.7	Écoulement laminaire à l'entrée d'une conduite - Etablissement du profil de la vitesse	10
Figure 2.1	Schéma général d'un système d'AEP	14
Figure 2.2	Réseau ramifié	15
Figure 2.3	Réseau maillé	15
Figure 3.1	Représentation des pertes de charge régulières (linéaires) et singulières	22
Figure 3.2	Écoulement dans une conduite de section droite circulaire	23
Figure 3.3	Écoulement au sein d'une conduite comportant des accessoires (01 pompe de 04 coudes)	24
Figure 3.4	Chute de pression (ou perte de charge) due aux frottements	24
Figure 3.5	Forces s'exerçant sur un élément de volume	24
Figure 3.6	la rugosité d'une conduite	26
Figure 3.7	Résultats des expériences de Nikuradse dans des tubes de rugosité variable	26
Figure 3.8	Diagramme de Moody	30
Figure 3.9	Réseau de conduits de différents diamètres et rugosités	38
Figure 3.10	Perte de charge le long de la conduite lisse ($D_i=8,5\text{mm};\varepsilon=8,5.10^{-6}\text{mm}$)	39
Figure 3.11	Perte de charge le long de la conduite lisse ($D_i=13,3\text{mm};\varepsilon=8.5.10^{-6}\text{mm}$)	39
Figure 3.12	Perte de charge le long de la conduite lisse ($D_i=23,5\text{mm};\varepsilon=23,5.10^{-6}\text{mm}$)	40
Figure 3.13	Perte de charge le long de la conduite rugueuse ($D_i=14\text{mm};\varepsilon=0,02\text{mm}$)	40
Figure 3.14	Perte de charge le long de la conduite rugueuse ($D_i=25\text{mm};\varepsilon=0,0015\text{mm}$)	40
Figure 4.1	Réseau de distribution d'eau -ce 1	50
Figure 4.2	Courbe caractéristique de la pompe 01-ce 1	50
Figure 4.3	Pression aux nœuds-cas d'étude 1-pompe 1	51
Figure 4.4	Débits aux conduites-cas d'étude 1-pompe 1	52
Figure 4.5	Vitesses dans les conduites-cas d'étude 1-pompe 1	52
Figure 4.6	Pertes de charge dans les conduites-cas d'étude 1-pompe 1	53
Figure 4.7	Courbe caractéristique de la pompe 02	54

Figure 4.8	Réseau de distribution d'eau dans 'Epanet'	55
Figure 4.9	Courbe caractéristique de la pompe	55
Figure 4.10	Pression aux nœuds-cas d'étude2	56
Figure 4.11	Débits aux conduites-cas d'étude2	57
Figure 4.12	Vitesses dans les conduites-cas d'étude2	58
Figure 4.13	Pertes de charge dans les conduites-cas d'étude2	58
Figure 5.1	Position de l'Extension Sud de la ville de Guelma	60
Figure 5.2	Position de la ville de Guelma	61
Figure 5.3	Frontières de Extension Sud	61
Figure 5.4	Numérisation du Réseau AEP - Google Earth	63
Figure 5.5	Courbes de demande pour une période de 24 heures	64
Figure 5.6	Demandes de base et aux nœuds à l'heure creuse (2h)	64
Figure 5.7	Demandes de base et aux nœuds à l'heure de pointe (11h)	64
Figure 5.8	Pressions aux nœuds à l'heure creuse (2h)	65
Figure 5.9	Distribution de la pression aux nœuds -620m-heure creuse (2h)	66
Figure 5.10	Pression aux nœuds à l'heure de pointe (11h)	66
Figure 5.11	Distribution de la pression aux nœuds -620m-heure de pointe (11h)	67
Figure 5.12	Débits dans les conduites à l'heure creuse (2h)	67
Figure 5.13	Distribution des débits dans les conduites-620m-heure creuse (2h)	68
Figure 5.14	Débits dans les conduites à l'heure de pointe (11h)	68
Figure 5.15	Distribution des débits dans les conduites-620m-heure de pointe (11h)	68
Figure 5.16	Vitesses dans les conduites à l'heure creuse (2h)	69
Figure 5.17	Distribution des vitesses dans les conduites-620m-heure creuse (2h)	69
Figure 5.18	Vitesses dans les conduites à l'heure de pointe (11h)	70
Figure 5.19	Distribution des vitesses dans les conduites-620m-heure de pointe (11h)	70
Figure 5.20	Distribution pertes de charge dans les conduites-620m-heure creuse (2h)	71
Figure 5.21	Pertes de charge dans les conduites à l'heure creuse (2h)	71
Figure 5.22	Distribution pertes de charge aux conduites-620m-heure de pointe (11h)	71
Figure 5.23	Pertes de charge dans les conduites à l'heure de pointe (11h)	72
Figure 5.24	Variations Perte de charge-nombre de Reynolds-Conduites 55	73
Figure 5.25	Pressions aux nœuds-heure creuse (2h)	73
Figure 5.26	Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure creuse (2h)	74
Figure 5.27	Pressions aux nœuds-heure de pointe (11h)	74
Figure 5.28	Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure de pointe (11h)	75
Figure 5.29	Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure creuse (2h)	76
Figure 5.30	Pressions aux nœuds-heure creuse (2h)	76
Figure 5.31	Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure de pointe (11h)	77
Figure 5.32	Pressions aux nœuds-heure de pointe (11h)	77
Figure 5.33	Distribution des débits dans les conduites-595m-heure creuse (2h)	78
Figure 5.34	Débits dans les conduites-heure creuse (2h)	78

Figure 5.35	Distribution des débits dans les conduites-595m-heure de pointe (11h)	78
Figure 5.36	Débits dans les conduites-heure de pointe (11h)	79
Figure 5.327	Distribution des vitesses dans les conduites-595m-heure creuse (2h)	79
Figure 5.38	Vitesses dans les conduites-heure creuse (2h)	80
Figure 5.39	Distribution des vitesses dans les conduites-595m-heure de pointe (11h)	80
Figure 5.40	Vitesses dans les conduites-heure de pointe (11h)	80
Figure 5.41	Distribution des pertes de charge aux conduites-595m-heure creuse (2h)	81
Figure 5.342	Pertes de charge dans les conduites-heure creuse (2h)	81
Figure 5.43	Distribution pertes de charge aux conduites-595m-heure de pointe (11h)	82
Figure 5.44	Pertes de charge dans les conduites-heure de pointe (11h)	82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Rugosité de Surface équivalente de divers matériaux	29
Tableau 3.2	Paramètres intervenant dans la relation générale de perte de charge	35
Tableau 3.3	Valeurs de la constante de la relation de Hazen-Williams	36
Tableau 3.4	Valeurs de la constante (CHW) pour différents diamètres de conduite	36
Tableau 3.5	Valeurs du coefficient de Manning pour différents Matériaux	38
Tableau 3.6	Caractéristiques de conduits	38
Tableau 3.7	Expressions des pertes de charge par frottement (régulières)	39
Tableau 3.8	Coefficients de pertes de charge mineures	42
Tableau 4.1	Elévation et demande aux nœuds	50
Tableau 4.2	Longueur et diamètres des conduites	50
Tableau 4.3	Pression aux nœuds-Cas d'étude1-Pompe1	51
Tableau 4.4	Débit aux conduites-Cas d'étude1-Pompe1	51
Tableau 4.5	Vitesses dans les conduites-Cas d'étude1-Pompe1	52
Tableau 4.6	Pertes de charge unitaires dans les conduites-Cas d'étude1-Pompe1	53
Tableau 4.7	Pressions aux nœuds pour les 2 pompes	54
Tableau 4.8	Débits, vitesses et pertes de charge unitaires pour les 2 pompes	54
Tableau 4.9	Elévation et demande aux nœuds	55
Tableau 4.10	Longueur et diamètre des conduites	55
Tableau 4.11	Pression aux nœuds-Cas d'étude2	56
Tableau 4.12	Débit aux conduites-Cas d'étude2	57
Tableau 4.13	Vitesses dans les conduites-Cas d'étude2	57
Tableau 4.14	Pertes de charge unitaires dans les conduites-Cas d'étude2	58
Tableau 5.1	Nombre d'habitats dans la zone d'étude	62
Tableau 5.2	Nombre et types d'habitat dans la zone d'étude	62
Tableau 5.3	Dimensions des conduites du réseau de distribution	65
Tableau 5.4	Résultats de la conduite (55) pour différents périodes de la journée	72
Tableau 5.5	Dimensions des conduites du nouveau réseau de distribution	75

LISTE DES NOTATIONS

c	: [Joule]	: Coefficient de capacité calorifique
C_{HW}	: [-]	: Coefficient de Hazen-Williams
d	: [-]	: Densité
D	: [m]	: Diamètre
D_H	: [m]	: Diamètre hydraulique
E	: [Joule]	: Energie
f	: [-]	: Coefficient de frottement
F	: [N]	: Force
g	: [m/s^2]	: Accélération de la pesanteur
h	: [m]	: Altitude, hauteur ou perte de charge
j	: [-]	: Perte de charge unitaire
k	: [W/mK]	: Coefficient de conduction thermique
K	: [-]	: Coefficient de perte de charge mineure ou singulière
L	: [m]	: Longueur
M	: [kg]	: Masse
N	: [-]	: Coefficient de Manning
p	: [m]	: Périmètre
P	: [Pa ou N/m^2]	: Pression
Q	: [m^3/s]	: Chaleur [Joule] ou Débit volumique
R	: [m]	: Rayon hydraulique
Re	: [-]	: Nombre de Reynolds
S	: [m^2] ou [-]	: Surface ou pente de la ligne d'énergie
T	: [K]	: Température
u, v, w	: [m/s]	: Composantes de la vitesse
\mathcal{Q}	: [m^3]	: Volume
V	: [m/s]	: Vitesse moyenne
W	: [Joule]	: Travail
x, y, z	: [m]	: Coordonnées cartésiennes
X, Y, Z	: [m/s^2]	: Accélérations
α	: [-]	: Facteur de correction de l'énergie cinétique
γ	: [$kg/m^2 \cdot s^2$]	: Poids spécifique
δ	: [m]	: Epaisseur de la couche limite laminaire
ε ou e	: [m]	: Hauteur des rugosités
ν	: [m^2/s]	: Viscosité cinématique
ρ	: [kg/m^3]	: Masse volumique
τ	: [N/m^2 ou kg/ms]	: Contrainte de cisaillement
μ	: [Ns/m^2]	: Viscosité dynamique

INTRODUCTION

La distribution des ressources en eau représente une infrastructure de base nécessaire au développement d'un pays. Aujourd'hui en Algérie, des ressources importantes existent mais leur gestion est loin d'être optimale et techniquement performante. En effet, les potentialités en eau en Algérie sont évaluées à 19,4 milliards de m³/an dont 12 milliards sont mobilisables : 6,8 Milliards au Nord (5 Milliards de m³/an pour les eaux de surface, 1.8 Milliards de m³/an pour les eaux souterraines) et 5.2 Milliards dans les régions Sahariennes. Ces potentialités correspondent actuellement à un taux de 600 m³/habitant/an. De ce fait, l'Algérie se situe dans la catégorie des pays 'pauvres' en ressources hydriques au regard du seuil de rareté fixé à 1000m³/habitant/an.

Ces ressources en eau limitées, vulnérables et inégalement réparties ont subi durant les deux dernières décennies les effets négatifs de la sécheresse, de la pollution et de la mauvaise gestion. De ce fait, elles ne permettent pas un approvisionnement continu des agglomérations pour plusieurs raisons dont notamment les systèmes désuets dont peu est connu de leurs caractéristiques, la distribution inadéquate et déséquilibrée, en particulier au sein des grandes agglomérations à cause essentiellement du non-respect des normes et exigences techniques, de l'insuffisance de pression et d'appareillages de réglage et enfin les pertes d'eau dans les réseaux de distribution.

Ces potentialités déjà faibles passeront à 400m³/habitant/an à l'horizon 2020. Une diversification des ressources pour assurer la disponibilité et une gestion maîtrisée de cette matière vitale sont indispensables en plus du recours au dessalement de l'eau de mer.

En 2018, 17% des besoins nationaux en AEP étaient assurés par les stations de dessalement de l'eau de mer, et devront passer à 20% en 2020 et à 25% après l'achèvement de la réalisation des stations de dessalement des wilayas d'El Tarf, Bejaia et Alger.

Au vu de ceci et considérant l'évolution des villes algériennes, une connaissance détaillée de l'état et ressources actuelles de distribution est cruciale afin d'en optimiser les performances et équilibrer la gestion afin de répondre d'une manière efficace aux besoins futurs. Il est donc nécessaire de planifier et de construire un réseau de distribution d'eau adapté capable de transporter l'eau de la source aux consommateurs en satisfaisant leurs demandes dans une gamme de considérations de quantité et de qualité.

C'est dans ce contexte général que s'inscrit le travail réalisé. Il vise en effet à contribuer à l'étude-analyse du réseau d'alimentation en eau potable de l'extension au sud de la ville de Guelma, et dans ce contexte qu'une introduction ayant trait à la Mécanique des Fluides et des divers paramètres qui la décrivent ainsi que les propriétés et natures des écoulements qu'ils induisent est présentée. Elle constitue le Chapitre 1 du présent mémoire.

Le second chapitre introduit les connaissances nécessaires pertinentes aux réseaux d'Alimentation en Eau Potable (AEP) et leurs diverses méthodes d'analyse. Une riche revue des logiciels informatiques disponibles sur le marché et capables d'analyser des réseaux d'AEP est exhibée et mise à la disposition de tout intéressé.

La formulation des pertes de charge dans les conduites à travers l'application de l'équation de l'énergie, celle du coefficient de frottement en régime laminaire mais particulièrement en régime turbulent sont introduits en chapitre 3. Les diverses expressions des pertes de charge régulières, particulièrement celles intégrées au Logiciel EPANET i.e. Darcy-Weisbach, Hazen-Williams et Manning, sont formulées et leurs coefficients exprimés. Une corrélation de leurs résultats est reportée. Elle indiquera la prépondérance de ma formulation de Hazen-Williams en écoulements turbulents.

Les deux derniers chapitres (4 et 5) s'intéresseront à l'application d'EPANET à divers réseaux. Le chapitre 4 l'appliquera à deux réseaux 'simples', l'un comportant 03 nœuds de demande, 04 conduites, 02 réservoirs et une pompe et servira à montrer l'application des 03 approches de calcul tandis que le second intégrera 06 nœuds, 08 conduites, une source d'eau, un réservoir et une pompe et appliquera exclusivement l'approche de Hazen-Williams. Enfin de chapitre 5 traitera le réseau complexe (82 nœuds de demande, 100 conduites totalisant une longueur de 11.167m et un réservoir de 5000m³ utilisé comme source d'alimentation gravitaire) d'alimentation en eau potable du sud de la Wilaya de Guelma. L'étude consiste essentiellement à vérifier l'exactitude du dimensionnement du réseau et son aptitude à satisfaire les besoins des consommateurs à l'aide du logiciel EPANET.

Le comportement du réseau en termes de pressions aux nœuds, vitesses et pertes de charge avec les données et accessoires d'origine est simulé. Les résultats obtenus montrèrent des pressions assez élevées qui dépassaient les 100m dans les deux cas de temps analysés (heures de pointe et creuse). Ceci a nécessité l'introduction d'un réservoir tampon placé en aval du réservoir principal d'une altitude 25 mètres, de vannes de réduction de pression et de régulation de débit ainsi que le redimensionnement de certaines conduites. Ces opérations ont abouti à un équilibrage satisfaisant du réseau.

Une conclusion générale clôturera le travail réalisé.

Chapitre1:

GENERALITES SUR LES FLUIDES, LEURS PROPRIETES ET LEURS ECOULEMENTS

1.1: INTRODUCTION

Physiquement, n'importe quelle substance peut exister en trois phases primaires différentes: solide, liquide ou gazeuse. Les fluides intègrent les liquides et les gaz. Ce sont des substances capables de s'écouler et de prendre la forme du récipient qui les contient, et continuent à se déformer même sous l'action de sollicitations constantes. Un solide possède une forme propre, et peut donc être considéré comme indéformable.

1.2: LES FLUIDES

Un fluide peut être considéré comme étant une substance formée d'un grand nombre de particules matérielles très petites et libres de se déplacer les unes par rapport aux autres. C'est donc un milieu matériel continu, déformable, sans rigidité et qui peut s'écouler. Les forces de cohésion entre les particules élémentaires sont très faibles de sorte que le fluide est un corps sans forme propre [1]. Parmi les fluides, on fait souvent la distinction entre liquides et gaz. Ainsi, un liquide:

- prend la forme de récipient qui le contient,
- n'occupe pas tout le volume qui lui est offert,
- comprimé conserve approximativement son volume initial: il peut par conséquent être considéré incompressible.

Par contre, un gaz [3]:

- se répand,
- est expansible, et occupe tout l'espace qui lui est offert,
- est compressible.

De ce qui précède, on peut considérer que la différence essentielle entre un solide et un fluide réside en la capacité de ce dernier à résister à une contrainte de cisaillement (ou tangentielle) qui tend à modifier sa forme. Un solide peut résister à l'application d'une contrainte de cisaillement en se déformant alors qu'un fluide se déforme de façon continue sous l'influence de cette contrainte aussi faible soit-elle [2].

1.3: PROPRIETES DES FLUIDES

En général, les propriétés des fluides sont représentées par l'ensemble des caractéristiques physiques qui conditionnent leur comportement au repos ainsi qu'en mouvement. Un fluide est un milieu isotrope et ceci implique que ses propriétés sont les mêmes dans toutes les directions de l'espace qu'il occupe [3].

1.3.1: Pression

La pression est l'une des propriétés de base de tout fluide. La pression (P) est définie comme le rapport de la force (F) exercée par unité de surface (S). Son unité est la (*Pascal* ou N/m^2) et elle s'exprime comme [3]:

$$P = \frac{F}{S} \quad [Pa \text{ ou } N/m^2] \quad (1.1)$$

1.3.2: Masse volumique

La masse volumique d'une substance est définie comme la quantité de matière contenue dans une unité de volume. Elle est notée (ρ) et s'exprime comme le rapport de la masse (M) au volume occupé (ϑ) [4]:

$$\rho = \frac{M}{\vartheta} \quad [kg/m^3] \quad (1.2)$$

1.3.3: Densité

La densité ou densité relative ou encore densité spécifique d'un fluide [3] est définie comme le rapport de la masse volumique de la substance à celle du corps de référence à la même température. Pour les liquides, l'eau est usuellement utilisée comme référence. Pour les gaz, la mesure s'effectue par rapport à l'air. Elle est notée (d) et s'exprime [4]:

$$d = \frac{\rho_{\text{fluide}}}{\rho_{\text{fluide de référence}}} \quad (1.3)$$

1.3.4: Poids spécifique et poids volumique

Le poids spécifique (γ) est représenté par le rapport entre le poids du liquide à son volume. Son unité est le (N/m^3). Il s'exprime:

$$\gamma = \rho g \quad (1.4)$$

Le volume spécifique (\mathcal{G}_s) d'un fluide est le rapport de son volume à sa masse. C'est l'inverse de la masse volumique [3]:

$$\mathcal{G}_s = \frac{1}{\rho} \quad (1.5)$$

1.3.5: Viscosité

C'est une grandeur caractéristique des frottements internes du fluide i.e. de sa capacité à s'écouler. Ces frottements représentés par la contrainte de cisaillement apparaissent lors du déplacement d'une couche du fluide relativement à une autre adjacente. Les fluides de grande viscosité résistent à l'écoulement tandis que ceux de faible viscosité s'écoulent plus aisément [4].

La viscosité est une propriété qui permet de distinguer un fluide parfait d'un fluide réel. Les phénomènes dus à la viscosité ne se produisent que lorsque ces fluides sont en mouvement [3].

1.3.4.1: Viscosité dynamique

La viscosité dynamique exprime la proportionnalité entre la force exercée sur un corps lorsqu'il est plongé dans un courant fluide et la variation de la vitesse des couches adjacentes de fluide. Elle s'exprime comme le rapport de la contrainte de cisaillement au gradient de la vitesse perpendiculaire à ce plan. Le coefficient de proportionnalité est le coefficient de viscosité dynamique du fluide. Cette loi est celle de Newton, et tout fluide la vérifiant est dit fluide newtonien.

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \quad (1.6)$$

où: τ : est la contrainte de cisaillement (N/m^2 ou kg/ms),
 μ : est le coefficient de la viscosité dynamique (Ns/m^2),
 $\frac{dv}{dy}$: est le gradient de la vitesse perpendiculaire au plan de cisaillement ($1/s$).

Remarque : Dans le système international (SI), l'unité de la viscosité dynamique est le Pascal-seconde ($Pa \cdot s$) ou le Poiseuille (Pl) avec $1Pa \cdot s = 1Pl = 1kg/m \cdot s$.

1.3.4.2: Viscosité cinématique

La viscosité cinématique s'exprime comme le rapport de la viscosité dynamique à la masse volumique du fluide. Notée (ν), elle s'exprime en (m^2/s)

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (1.7)$$

Remarques:

1. Le Stokes (St) est souvent utilisé comme unité de mesure de la viscosité cinématique ($1St = 10^{-4} m^2/s$).
2. Lorsque la température augmente, la viscosité d'un liquide décroît car sa densité diminue. Le contraire se réalise pour les gaz.
3. La viscosité cinématique caractérise le temps d'écoulement d'un liquide, alors que la viscosité dynamique correspond à la réalité physique du comportement d'un fluide soumis à une sollicitation. En d'autres termes, la viscosité dynamique exprime la 'rigidité' d'un fluide à une vitesse de déformation en cisaillement [5].

1.4: CLASSIFICATION DES FLUIDES

Certains fluides obéissent à la loi de Newton, d'autres pas. Ils peuvent être classés en conséquence. Ils peuvent aussi être classés relativement à leur viscosité qui est une caractéristique physico-chimique qui définit leur frottement interne.

1.4.1: Les fluides non newtoniens

Les fluides non newtoniens ont la particularité d'avoir leur viscosité qui varie en fonction de la vitesse ainsi que des contraintes qu'ils subissent. Les exemples représentatifs de ce genre de fluides le sang, les gels, les boues, les pâtes, les suspensions, les émulsions...etc. La Figure 1.1 représente la variation de leur contrainte de cisaillement en fonction du gradient de la vitesse [1].

1.4.2: Les fluides newtoniens

Les fluides newtoniens ont une viscosité ne variant qu'uniquement en fonction de paramètres fonction de la température. L'eau, l'air et la plupart des gaz sont des fluides newtoniens. Leur contrainte de cisaillement [1] est une fonction linéaire du gradient de la vitesse (cf. Figure 1.1).

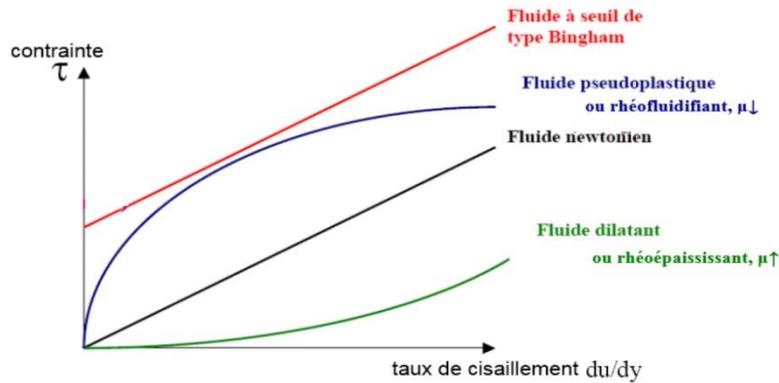


Figure 1.1: Relation contrainte de cisaillement-taux de cisaillement pour divers fluides [1]

1.5: CLASSIFICATION DES ECOULEMENTS

L'écoulement d'un fluide est représenté par le mouvement de ce milieu matériel déformable. En effet, un fluide s'écoule tandis qu'un solide se déplace. Plusieurs manières de classement des écoulements fluides sont possibles.

1.5.1: Ecoulement stationnaire et écoulement non stationnaire

Le terme stationnaire implique qu'il n'y a aucune variation des propriétés de l'écoulement (tels la vitesse, la pression, la température etc.) dans le temps. Dans le cas contraire, l'écoulement est dit non stationnaire [2].

1.5.2: Ecoulements parfaits (non visqueux) et réels (visqueux)

Un fluide est dit parfait s'il est possible de décrire son mouvement sans prendre en compte les effets de frottement. Dans ce cas, la composante tangentielle est considérée nulle ($dF_t=0$) et par conséquent les forces exercées sont donc normales à la surface (dS en Figure 1.2).

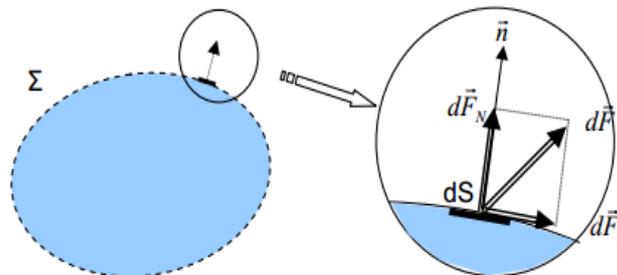


Figure 1.2: Force d'interaction entre un fluide et le milieu extérieur [1]

Contrairement à un fluide parfait qui n'est en fait qu'un modèle pour simplifier les calculs et qui n'existe pratiquement pas dans la nature, les forces tangentielles de frottement interne qui s'opposent au glissement relatif des couches fluides doivent être prises en considération dans un fluide réel [1].

1.5.3: Écoulements incompressibles et compressibles

Un fluide est dit incompressible lorsque le volume occupé par une masse donnée ne varie pas en fonction de la pression extérieure. Les liquides tels que l'eau et l'huile peuvent être considérés comme des fluides incompressibles.

Un fluide est dit compressible lorsque le volume occupé par une masse donnée varie en fonction de la pression extérieure. Les gaz tels que l'air, l'hydrogène ou le méthane à l'état gazeux sont des fluides compressibles [1].

1.5.4: Écoulement laminaire et turbulent

L'écoulement d'un fluide est dit laminaire lorsqu'il s'effectue de telle façon que les lignes de courant glissent les unes sur les autres tout en restant parallèles. La condition de non-glissement ainsi que la non-uniformité des vitesses introduit dans le fluide des contraintes d'origine visqueuse d'où le profil parabolique illustré en Figure 1.3.

Si son mouvement est désordonné et est accompagné d'un brassage intensif des particules, il est dit turbulent. Au sein d'un écoulement turbulent, les vitesses varient de façon aléatoire. Les profils des vitesses moyennes par rapport au temps ne sont plus paraboliques, mais elles ont une forme plus aplatie (cf. Figure 1.3).

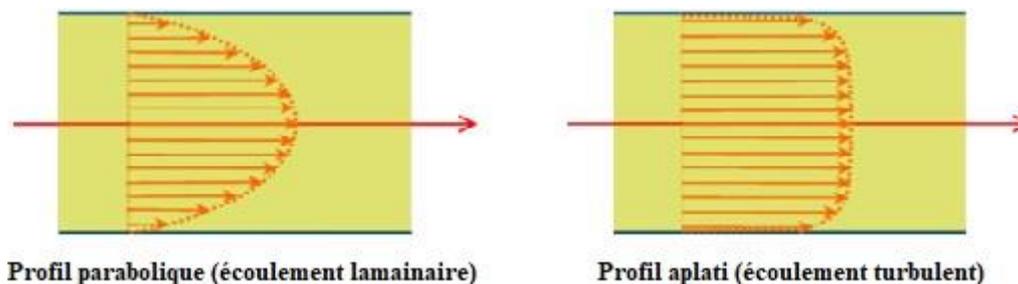


Figure 1.3: Profils des vitesses au sein d'écoulements laminaire et turbulent [3]

1.5.5: Expérience de Reynolds

L'une des premières analyses de la transition d'un régime laminaire vers la turbulence est basée sur les observations d'écoulements entreprises dans une conduite cylindrique par Osborne Reynolds en 1883. Reynolds conduisit une série d'expériences classiques impliquant des écoulements à l'intérieur de conduites de sections circulaires où la vitesse est augmentée au fur et à mesure grâce à une vanne (cf. Figure 1.4).

Le montage expérimental de la Figure 1.4 est essentiellement composé d'un réservoir d'eau débouchant sur une conduite cylindrique. Un tube mince permet l'injection de colorant. Lorsque l'écoulement est laminaire, le filet de colorant reste mince, régulier et parallèle à la paroi du cylindre. En écoulement turbulent, le colorant est rapidement dispersé. Dans cette situation, une mesure de la composante de vitesse axiale montre que celle-ci fluctue de façon aléatoire [6].

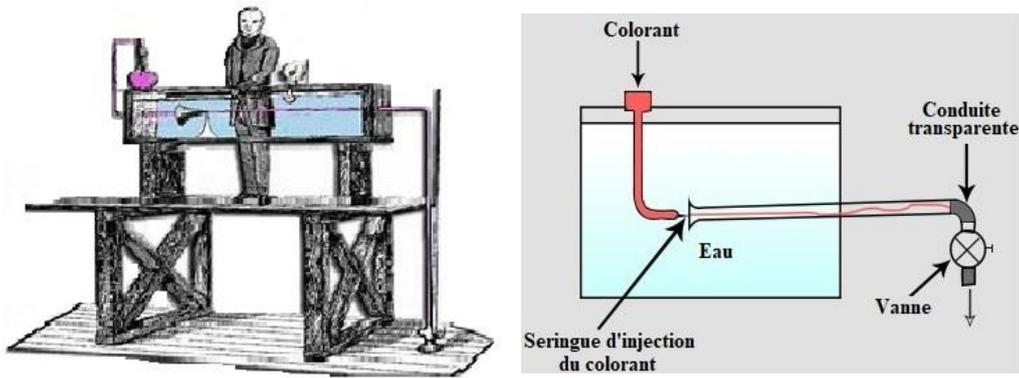


Figure 1.4: Expérience de Reynolds

L'allure de l'écoulement est observée grâce à la variation de la vitesse par l'intermédiaire de la vanne. Aux faibles vitesses, le filet coloré conserve son individualité jusqu'à l'extrémité. La perte de pression est faible, et le régime est dit laminaire (Figure 1.5-a). A partir d'une certaine vitesse de l'écoulement, le filet coloré se mélange brusquement dans l'eau après avoir parcouru une certaine distance: c'est le régime transitoire. Si la vitesse est augmentée, le filet coloré se mélange à l'écoulement presque aussitôt après son introduction. Le régime est alors dit turbulent (Figure 1.5-b).

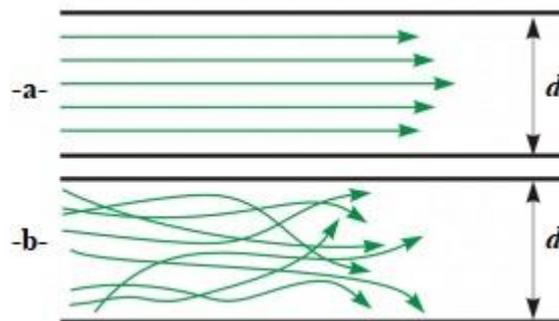


Figure 1.5: Régimes d'écoulement [6]

1.5.6: Nombre de Reynolds

Les expériences conduites par Osborne Reynolds aboutirent à l'établissement du nombre adimensionnel de Reynolds. Noté (Re) en son honneur, il représente depuis le paramètre clef dans la détermination des régimes d'écoulement [2].

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu} = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (1.8)$$

avec:

- ρ : Densité du fluide (kg/m^3)
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement du fluide (m/s)
- D : Diamètre de la conduite (m)
- μ : Coefficient de viscosité dynamique ($Pa \cdot s$)
- ν : Coefficient de viscosité cinématique (m^2/s)

Remarques:

1. Dans la plupart des cas pratiques de conduites fermées, on considère [3]:
 - un écoulement laminaire pour $Re \leq 2000$,
 - un écoulement transitoire pour: $4000 \leq Re \leq 20000$,
 - un écoulement turbulent pour $Re > 40000$.
2. Lorsque la conduite est de section non circulaire, c'est le diamètre hydraulique (D_H) qui est utilisé. Il s'exprime:

$$D_H = \frac{4 \times \text{section droite de l'écoulement}}{\text{Perimetre mouille par le fluide}} \quad (1.9)$$

1.5.7: Écoulement en charge ou écoulement à surface libre

Les écoulements en charge (internes) sont ceux dans lesquels l'eau remplit complètement la canalisation, c'est le cas notamment des réseaux d'eau potable. Les écoulements à surface libre (externes) sont représentés par les rivières et des réseaux d'assainissement [3].

Les écoulements internes sont régis par l'influence de la viscosité au travers du champ d'écoulement. Dans les écoulements externes, les effets de viscosité sont limités aux couches limites proches des surfaces solides et aux sillages en aval des corps [2].

1.5.8: Effets de la viscosité en écoulements internes

Les deux principaux effets sont représentés par la condition de non glissement et les effets d'entrée.

1.5.8.1: La condition de non glissement

Pour décrire l'écoulement d'un fluide dans une situation donnée, il est nécessaire de préciser les conditions aux limites de l'écoulement. L'une des conditions est celle qui consiste à considérer que la vitesse tangentielle à une surface solide est nulle, autrement dit que le fluide ne glisse pas sur la surface solide. Cette hypothèse constitue la condition de non-glissement. La vitesse est donc nulle à la paroi solide entraînant un 'freinage' du mouvement du fluide. La vitesse passe donc de zéro à la paroi à une valeur maximale au centre de la conduite (Figure 1.6). En écoulement incompressible, il est pratique de considérer une vitesse moyenne ($V_{moy.}$) constante le long de la section droite d'une conduite.

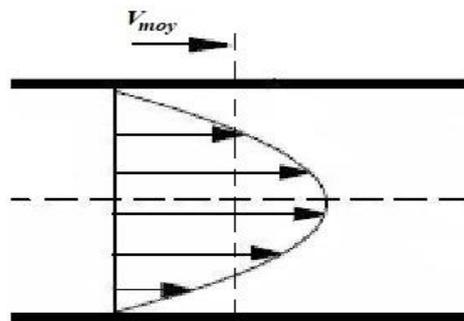


Figure 1.6: Profil de la vitesse dans une conduite de section droite circulaire

1.5.8.2: Les effets d'entrée

Un écoulement uniforme à l'entrée d'une conduite 'ressent' les effets de la condition de non glissement qui se propagent à travers la section droite de la conduite. L'écoulement peut par conséquent être divisé en une couche visqueuse (située près de la paroi) et un noyau. Les particules situées au sein du noyau ne 'ressentent' pas la présence de la paroi. Après une distance notée (L_e), le noyau disparaît permettant au profil de la vitesse de s'établir et donc de ne plus être altéré (Figure 1.7). La longueur permettant au profil de s'établir dépend principalement de la nature de l'écoulement et s'exprime expérimentalement:

- Pour un écoulement laminaire : $\frac{L_e}{D} = 0,05 \times Re$ (1.10)

- Pour un écoulement turbulent : $\frac{L_e}{D} = 50$ (1.11)

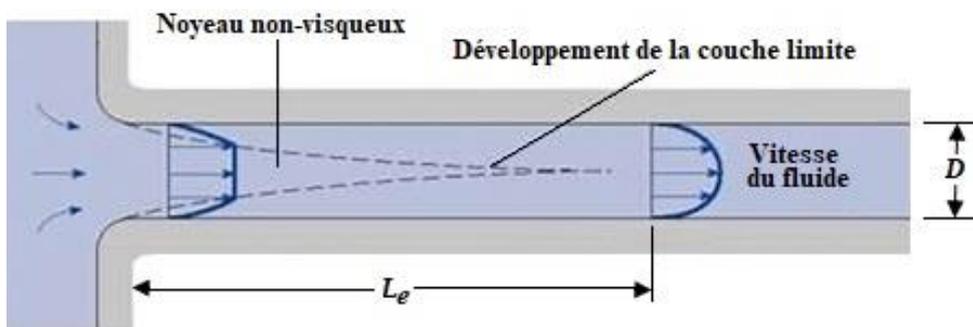


Figure 1.7: Ecoulement laminaire à l'entrée d'une conduite - Etablissement du profil de la vitesse

1.6: EQUATIONS DE CONSERVATION

Les forces agissant sur le fluide situé à l'intérieur d'un volume quelconque et limitées par une surface fermée sont de deux types [6]:

- Les forces de volume: qui représentent en fait les forces de pesanteur et les forces d'inertie (accélération),
- Les forces de surface: qui sont les forces dues à la pression et aux frottements.

Afin d'établir les équations du mouvement d'un fluide, il est nécessaire de déterminer la relation entre les différentes forces agissant sur un volume quelconque de fluide. L'application des principes de conservation, piliers de la Physique, représentés par:

- Conservation de la masse,
- Conservation de la quantité de mouvement,
- Conservation de l'énergie.

permet d'exprimer les équations universelles de la mécanique ou équations de conservation.

1.6.1: Equation de la conservation de la masse ou équation de la continuité

L'équation de la conservation de la masse ou équation de la continuité permet d'établir une relation entre la caractéristique densité du fluide et la vitesse de son écoulement, et ce indépendamment des causes qui provoquent le mouvement du fluide.

En coordonnées cartésiennes, elle s'exprime:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0 \quad (1.12)$$

Pour un écoulement stationnaire ($\partial/\partial t = 0$) d'un fluide incompressible ($\rho = Cste$), l'équation de la continuité devient :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (1.13)$$

ou $div(\vec{V}) = 0 \quad (1.14)$

1.6.2: Equation de conservation de la quantité de mouvement

C'est une équation vectorielle. Elle est dérivée de la seconde loi de Newton qui s'énonce 'le produit de la masse d'un corps et de son accélération est égale à la somme des forces extérieures qui s'exercent sur ce corps'. Elle s'exprime :

$$M \vec{\gamma} = \sum \text{Forces extérieures} \quad (1.15)$$

$$\rho \vec{\gamma} = \rho \vec{g} - grad \vec{P} + \vec{F}_V \quad (1.16)$$

où: $\rho \vec{\gamma}$: Force d'inertie,
 $\rho \vec{g}$: Force de volume,
 $grad \vec{P}$: Gradient de la pression,
 \vec{F}_V : Force de frottement.

Pour un écoulement permanent d'un fluide incompressible, la force visqueuse prend la forme :

$$\vec{F}_V = \mu \Delta \vec{V} \quad (1.17)$$

avec :

$$\vec{F}_V = \begin{cases} \mu \Delta u \\ \mu \Delta v \\ \mu \Delta w \end{cases} ; \quad \vec{\gamma} = \begin{cases} du/dt \\ dv/dt \\ dw/dt \end{cases} ; \quad grad \vec{P} = \begin{cases} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial w / \partial z \end{cases} ; \quad \vec{g} = \begin{cases} 0 \\ 0 \\ -g \end{cases}$$

La manipulation et l'arrangement des équations précédentes aboutissent à la forme des équations de Navier-Stokes qui s'expriment:

$$\begin{cases} \frac{du}{dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \nu \Delta u \\ \frac{dv}{dt} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} + \nu \Delta v \\ \frac{dw}{dt} = -g \frac{\partial P}{\rho \partial z} + \nu \Delta w \end{cases} \quad (1.18)$$

Dans le cas particulier d'un écoulement idéal, ce sont les équations d'Euler qui sont obtenues. Elles s'expriment:

$$\begin{cases} \frac{du}{dt} = X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} \\ \frac{dv}{dt} = Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} \\ \frac{dw}{dt} = Z - g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} \end{cases} \quad (1.19)$$

où $\left(\frac{d}{dt} = \frac{D}{Dt}\right)$ est connue sous le nom de dérivée particulaire, et s'exprime:

$$\frac{d}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u \frac{\partial}{\partial x} + v \frac{\partial}{\partial y} + w \frac{\partial}{\partial z} \quad (1.20)$$

1.6.3: Equation de conservation de l'énergie

L'équation de la conservation de l'énergie est dérivée du premier principe de la thermodynamique qui est essentiellement un principe de conservation qui peut s'énoncer:

'En considérant un élément de volume ($d\mathcal{V} = dx dy dz$) possédant une masse ($\rho d\mathcal{V}$), la quantité de chaleur (dQ) gagnée par le volume ($d\mathcal{V}$) pendant le temps (dt) sert à augmenter son énergie interne d'une quantité (dE_i) et à fournir un travail (dW)'.

Ceci permet d'écrire:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{dE_i}{dt} + \frac{dW}{dt} \quad (1.21)$$

En exprimant la quantité de chaleur, l'énergie interne ainsi que le travail par leurs relations respectives et en arrangeant, on aboutit à l'équation de conservation de l'énergie:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + Q' \quad (1.22)$$

où :

- c : est le coefficient de capacité calorifique,
- k : est le coefficient du transfert de la chaleur par conduction ou conductibilité thermique,
- Q' : est la source de chaleur.

1.6.4: Equation de Bernoulli pour un fluide parfait

C'est une forme simplifiée de l'équation de la conservation de l'énergie car considérant un fluide parfait en mouvement. Elle prend en compte l'énergie due à la pression, celle due à la vitesse et enfin celle due à l'énergie potentielle. Pour un fluide incompressible, elle s'exprime le long d'une ligne de courant comme:

$$\frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} + z = Cste \quad (1.23)$$

Appliquée entre deux positions (1) et (2) au sein de l'écoulement, elle s'exprime:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (1.24)$$

Chapitre2: GENERALITES SUR LES RESEAUX AEP

2.1: INTRODUCTION

Ce chapitre introduit les notions de réseaux d'AEP, leur classement, les équipements et accessoires dont ils sont constitués ainsi que le choix du matériau de leurs conduites. Une revue des différentes étapes de développement de l'analyse de tels systèmes depuis la période pré-informatique à celle des méthodes numériques complexes est introduite. Enfin, la modélisation est traitée, et une revue large et détaillée des divers logiciels spécialisée est présentée.

2.2: SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE - AEP

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est composé d'un ensemble d'infrastructures et d'installations nécessaires à la satisfaction des besoins en eau potable d'une zone urbaine et industrielle.

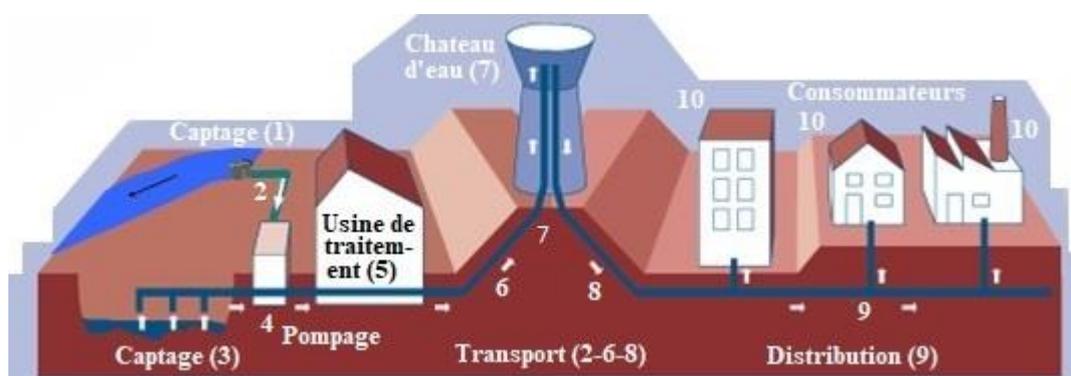


Fig. 2.1 Schéma général d'un système d'AEP [9]

Un système d'AEP comporte différents composants dont les constructions et les installations affectées aux (Figure 2.1):

- captage : qui consiste à recueillir les eaux souterraines ou de surface telles que les barrages, les prises en rivières, et les champs captants.
- Adduction : elle nous permet de transférer l'eau de la zone de captage jusqu'au réservoir soit par gravitation ou par refoulement.
- Traitement : qui permet de transformer l'eau brute en eau potable.
- Accumulation : ou stockage qui sert essentiellement à deux choses: (1) constituer une réserve d'eau disponible même si le pompage est arrêté, et (2) séparer le pompage de la distribution.

A partir du réservoir, l'eau s'écoule dans les conduites par gravité d'où la nécessité de placer le réservoir le plus haut possible afin que celle-ci aille plus rapidement et plus loin. C'est pour cela que certains réservoirs doivent être surélevés (i.e. Les châteaux d'eau) afin que l'eau ait une pression suffisante pour alimenter toute l'agglomération.

- Distribution : Dans cette étape, le transport de l'eau potable aux consommateurs se fait grâce au réseau de distribution qui peut être ramifié, maillé ou mixte [8].

2.2.1: Les réseaux ramifiés

Illustré en Figure 2.2, ce genre de réseau ne comporte aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale priverait d'eau tous les abonnés à l'aval.

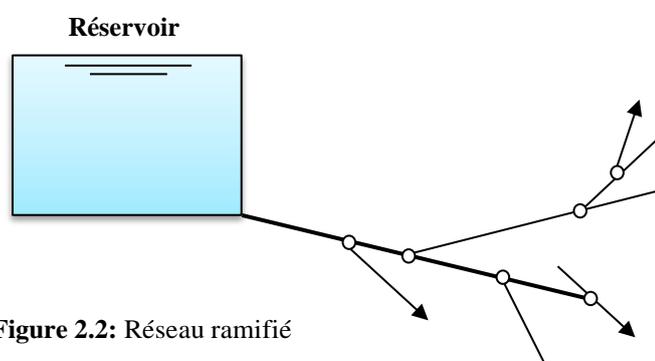


Figure 2.2: Réseau ramifié

2.2.2: Les réseaux maillés et mixtes

Les réseaux maillés (cf. Figure 2.3) permettent une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est néanmoins plus onéreux à l'installation mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il est préféré au réseau ramifié.

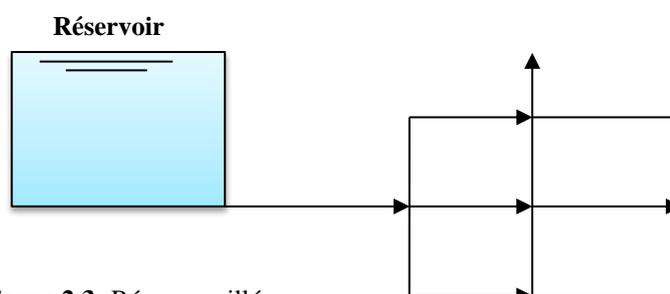


Figure 2.3: Réseau maillé

2.2.3: Les réseaux mixtes

Les réseaux mixtes sont le plus souvent composés d'une partie maillée et une autre ramifiée. Les centres villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées [7].

2.3: EQUIPEMENTS DES RESEAUX DE DISTRIBUTION

Un réseau d'A.E.P constitue l'ensemble des moyens et infrastructures pour transporter l'eau d'une manière fiable et durable depuis la source jusqu'au consommateur. Il doit pouvoir répondre aux exigences des consommateurs en termes de quantité et qualité optimales et de dysfonctionnement minimaux.

2.3.1: Appareils et accessoires d'un réseau

Les accessoires principalement utilisés pour l'équipement d'un réseau de distribution peuvent être résumés en [9]:

a. Les canalisations, dont:

- Conduites principales : qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaires : qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

b. Les robinets vannes : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur celui-ci. Ils permettent ainsi de régler les débits, et leur réglage s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite 'béquille' introduite dans une bouche à clé facilement accessible (généralement placée sur le trottoir).

c. Les bouches ou poteau d'incendie : Elles doivent être raccordées sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 litres/s avec une pression de 10m (correspondant à 1 bar). Elles sont installées en bordure des trottoirs, espacées de 200m à 300m et réparties suivant l'importance des risques imprévus.

d. Les clapets : ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller dans le sens contraire de l'écoulement prévu. Ils peuvent être utilisés comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

e. Les ventouses : sont des organes qui placés aux points le plus élevés du réseau pour réduire la prise d'air dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour mission l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

f. Les régulateurs de pression : sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

g. Les robinets de vidange : ou robinets de décharge sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution afin de permettre la vidange. Ils sont installés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

h. Les pièces spéciales de raccord : sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet.

- i. Les tés : à deux ou trois emboîtements sont généralement envisagés pour permettre le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- j. Les coudes : sont utilisés en cas de changement de direction.
- k. Les cônes de réduction : sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

2.3.2: Choix du type de matériau

Le choix du matériau utilisé est fonction de plusieurs facteurs dont la pression supportée, l'agressivité du sol, le cout et la disponibilité sur le marché ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.). Les conduites utilisées dans les réseaux de distribution sont les mêmes utilisées pour les conduites d'adduction, mais généralement des conduites en matières plastiques (PVC et Polyéthylène-PEHD) sont utilisées pour les diamètres inférieurs à 400 mm, et le BP, fonte, PRV pour les diamètres supérieurs à 400 mm.

Les conduites en PEHD sont utilisées pour la distribution d'eau potable en termes de lignes principales et branchements. La résine de polyéthylène utilisée dans la fabrication des conduites est de qualité organoleptique. Elle support une résistance minimum exigée correspondant à au moins 10MPa pendant 50 ans et est insensible à la corrosion. Elles sont en plus très résistantes aux chocs et non cassantes.

Les conduites en PEHD disposent de nombreux avantages dont [10]:

- La flexibilité particulièrement pour les petits diamètres,
- La fiabilité au niveau des branchements,
- La résistance à la corrosion,
- La résistance chimique lors du transport des fluides toxiques,
- L'insensibilité aux mouvements de terrain.

2.4: METHODES D'ANALYSE DES RESEAUX

De nombreuses méthodes ont été utilisées dans le passé pour calculer les flux se tenant au sein de réseaux de canalisations. Ces méthodes vont des méthodes graphiques à celles appliquant des analogies physiques et enfin celles appliquant des modèles mathématiques. L'historique des modèles numériques pour l'analyse peut être divisé en trois périodes: (1) une période pré-informatique, (2) une autre commençant avec l'avènement de l'ordinateur, c'est la période informatique, et enfin (3) la période des modèles numériques utilisant les capacités informatiques de plus en plus importantes.

2.4.1: La période pré-informatique

Elle débuta pratiquement en 1936 lorsque le professeur Hardy Cross de l'Université de l'Illinois-Urbana Champaign développa sa méthode capable de réaliser les analyses de distribution des moments au sein de structures statiques [11]. Cross s'est rendu rapidement compte que l'approche développée pourrait également être utilisée pour résoudre les systèmes impliquant les pressions et les débits dans les systèmes de distribution d'eau en maille fermée. Il présenta en fait deux méthodes différentes. La première résolvait les équations en termes de débits dans chaque conduite grâce à l'application itérative d'un facteur d'ajustement de débit

pour chaque maille du réseau, tandis que la seconde résolvait en fait en termes de charges hydrauliques en chaque nœud du système par l'application itérative d'un facteur de correction en chaque nœud.

La comparaison des deux approches permet de constater que la méthode impliquant un ajustement aux nœuds ne convergerait que très lentement et n'était par conséquent pas satisfaisante. Cette 'lenteur' a été attribuée à la difficulté d'obtenir de bonnes estimations initiales des charges hydrauliques. En conséquence, la 'méthode d'ajustement aux mailles' fut adoptée. Elle est devenue depuis fameuse et connue exclusivement comme 'la méthode Hardy-Cross'.

2.4.2: La période informatique

Il fallait attendre deux décennies et l'avènement des ordinateurs pour que la méthode de Hardy-Cross puisse être numériquement appliquée à l'analyse du système de distribution d'eau de la ville de Palo Alto, Californie en 1957 par Hoag et Weinberg [12]. Les questions de rapidité, précision et viabilité économique de l'application de la méthode à un large nombre de réseaux furent abordées. Des sociétés apparurent et utilisèrent l'ordinateur pour analyser la distribution de l'eau dans les systèmes pour leurs clients. La même année, une entreprise d'informatique électronique, Datics Corporation de Fort Worth au Texas est devenue l'une des premières entreprises à commercialiser un programme informatique d'analyse de réseaux de canalisations.

2.4.3: La période des méthodes numériques complexes

Avec la disponibilité d'ordinateurs de plus en plus puissants, l'application de la méthode Hardy Cross à des systèmes de distribution d'eau de plus en plus complexes est entreprise. Les débits ainsi que les pressions le long de conduites et aux nœuds sont déterminées dans des systèmes larges et sophistiqués. A ce stade, certaines limitations majeures de la méthode sont remarquées. Elles pourraient être résumées dans:

- les longues périodes nécessaires à la convergence vers une solution au sein de systèmes complexes. Dans certains cas, la convergence n'est pas du tout atteinte.
- la limitation de la méthode aux systèmes à mailles fermées ainsi que son inhabilité à simuler explicitement le comportement de composants du réseau tels que les vannes et pompes.

Au vu de ces limitations, on s'intéressa à développer de nouvelles approches capables de tirer profit des possibilités offertes par les calculs à grande vitesse. Parmi celles-ci se trouvent:

- La méthode du nœud simultané,
- La méthode de la maille simultanée,
- La méthode de conduite simultanée,
- La méthode composée.

La méthode du nœud simultané développa une méthodologie de solution simultanée des charges hydrauliques aux nœuds en utilisant les expressions des pertes de charge le long des conduites et en intégrant le tout au sein de l'équation de la continuité à chaque nœud. (N) équations sont ainsi obtenues correspondant aux (N) nœuds du réseau. Ces équations sont

linéarisées grâce à un développement en séries de Taylor et résolues ensuite de manière itérative en utilisant la méthode Newton-Raphson [13]. L'un des avantages de cette méthode est qu'elle pouvait être utilisée pour des systèmes avec pompes et vannes.

Une formulation permettant de dépasser l'un des 'défauts' de l'approche Cross qui nécessite de fixer les charges aux nœuds aux fins d'initialisation des calculs, est celle dite 'méthode linéaire'. Introduite en 1972 [14], elle formula le problème de réseau en résolvant d'une manière simultanée les équations représentant la conservation de la masse en chaque nœud ainsi que les équations de conservation de l'énergie pour chaque maille pour obtenir le débit en chaque conduite sans estimation initiale.

La méthode dite du gradient [15] adoptée par le logiciel 'EPANET' utilisé dans la présente étude combine les équations individuelles de l'énergie pour chaque conduite et les équations individuelles pour chaque nœud afin de fournir une solution simultanée à la fois en termes de charge aux nœuds et de débits le long des conduites.

2.5: MODELISATION DES RESEAUX D'AEP

La modélisation est une démarche d'analyse non destructive utile pour la gestion d'un réseau d'eau potable car permettant une représentation mathématique du comportement du système réel. Le modèle prend, dans la majorité des cas, la forme d'une série de relations mathématiques liant les paramètres caractéristiques du réseau et représentant le fonctionnement du système. Sa résolution permettra de concevoir et de dimensionner le système considéré.

D'un point de vue hydraulique, elle permet principalement:

- de connaître le fonctionnement hydraulique du réseau actuel et d'estimer ses besoins en termes de renforcement et d'extensions futures,
- d'obtenir une vision du fonctionnement du réseau et d'aider à la détermination de ses défaillances et points noirs non apparents, facilitant l'établissement de plannings de gestion et de renforcement à court et long termes.

D'un point de vue économique et coté exploitation, la modélisation permet d'étudier les situations critiques liées à l'indisponibilité des ressources, des ouvrages de stockage ou de pompage ou d'une canalisation maitresse. C'est ainsi donc un outil fantastique d'aide à la décision.

Enfin, d'un point de vue sécurité, la modélisation permet d'intervenir plus rapidement, limitant ainsi les probables dommages et préjudices dus aux incendies. Ceci permettra la conception, dimensionnement et planification des nécessaires aménagements rendus nécessaires par l'évolution de la consommation ou de la réglementation en matière de sécurité.

2.6: LOGICIELS DE MODELISATION DES RESEAUX D'AEP

Les logiciels permettant la modélisation-analyse de réseaux d'AEP sont des applications de plus en plus conviviales. Ils sont devenus des outils incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. Ce sont des outils fiables et économiques qui facilitent la

prise de décision. Ils permettent, en sus de de l'analyse des réseaux d'AEP, de contrôler les systèmes de lutte contre les incendies, d'analyser l'eau, de gérer les couts de consommation.

Un grand nombre de logiciels pour la modélisation et la gestion des eaux est actuellement disponible. Les plus utilisés sont cités par ordre alphabétique ci-dessous [16].

- **Aquis** : est un outil capable non seulement de simuler un réseau hydraulique mais également de le concevoir et de l'optimiser (www.7t.dk/aquis).
- **Aquadapt** : permet l'optimisation de l'énergie pour l'ensemble de réseau (www.derceto.com/Products-Services/Derceto-Aquadapt).
- **Eau Synergiee** : Successeur de 'Synergiee Stoner', il est basé autour du produit de base 'Synergiee' développé pour le gaz-électricité et l'eau (<http://www.advantica.biz>).
- **ElyxAqua** : Dédiée aux métiers de l'eau et de l'assainissement, elle est considérée comme une application logicielle de gestion cartographique des réseaux, et s'appuie sur un modèle de données prouvé, complet et capable d'intégrer toutes les données pour répondre aux besoins fonctionnels exprimés. Ce programme est notamment utilisé en France. D'autres gestionnaires de réseaux ont opté pour cette technologie (<http://www.star-apic.com>).
- **Epanet** : Développé par l'US Environmental Protection (EPA), ce logiciel freeware chargé initialement d'appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable est largement utilisé de par le monde et a montré son efficacité (www.epa.gov/ORD/NRMRL/wswrd/epanet.html).
- **Finesse** : est un logiciel développé par la 'Water Software Systems-WSS' au Royaume-Uni. (www.eng.dmu.ac.uk/wssys/software.htm).
- **Ganet** : est un produit de simulation basé sur l'utilisation d'Epanet et des algorithmes génétiques développés par l'Université d'Exeter-Royaume Uni en 1997 (<http://www.ex.ac.uk/optimalsolutions>).
- **H2ONet** : Développé sous AutoCAD, il est composé d'une grande variété d'outils dont des modules facilitant la réadaptation entreprise par le concepteur et/ou gestionnaire du réseau. (<http://www.innovyze.com/products>).
- **InfoWorks** : Basé sur le moteur de simulation 'WESNet', c'est un module de simulation hydraulique et de la qualité des eaux. (www.wallingfordsoftware.com/products/infoworks)
- **Kanet** : Développé comme instrument de planification à l'université de Karlsruhe, le logiciel 'kanet' est basé sur la décomposition des réseaux étudiés donnant ainsi la possibilité de réaliser des simulations par parties simplifiées du réseau pour divers cas de demande (www.kanet-wasserversorgung.de).
- **NetBase** : est un système intégré de gestion de distribution d'eau et des réseaux d'assainissement développé par 'Crowder Co. Ltd', Royaume-Uni en 1985. NetBase applique un principe simple mais puissant d'une seule base de données intégrée pour la gestion de la distribution, les réseaux d'assainissement et les systèmes de drainage. Ses interfaces données-applications en font à la fois un outil souple et dynamique (http://www.crowderconsult.co.uk/lang/en/netbase/content_pages/).
- **Porteau** : Logiciel de simulation hydraulique et cinétique, il est particulièrement adapté aux réseaux d'eau sous pression. Développé par le 'Cemagref' de

Bordeaux- France en 2001, Il permet, outre la schématisation du réseau, la représentation de son fonctionnement en pointe et sur des périodes allant de quelques heures à plusieurs jours ainsi que la modélisation de la qualité de l'eau en fonction du temps de séjour, cinétique (<http://porteur.irstea.fr/>).

- **Piccolo** : est un outil général de simulation des écoulements en charge dans les réseaux maillés permettant de calculer les vitesses, les pressions, les débits, l'évolution des niveaux des réservoirs ...etc. Logiciel de modélisation des réseaux d'eau potable, il a été développé par le 'Safège' en 1986 (<http://www.safège.fr/fr/innovation/modelisation/piccolo>).
 - **Resodo** : permet la modélisation de réseaux ruraux et urbains en intégrant une grande gamme d'équipements tels les réservoirs, les pompes, les vannes régulatrices ... etc. Il est aussi capable de calculs inhérents à la défense contre les incendies, les estimations des fuites, les calculs de bilans ...etc. Resodo utilise le moteur de calcul EPANET pour réaliser ses calculs hydrauliques et de qualité (<http://www.softeau.com/>).
 - **StruMap** : Version de 'Geodesys', il est destiné à la modélisation hydraulique du progiciel 'SIG-StruMap' grâce à l'utilisation d'un moteur de simulation basé sur EPANET intégré au SIG. Sa modélisation offre une large gamme de fonctionnalités telle que la qualité de l'eau, l'évaluation des fuites, etc. (www.geodesys.co.uk).
 - **WaterCAD** : permet de modéliser le comportement hydraulique ainsi que la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution d'une manière conviviale. C'un outil fiable et économique qui facilite la prise de décision, et il est par conséquent utilisé par de nombreux services publics, municipaux et bureaux d'étude. Il possède un large spectre d'applications allant du contrôle des systèmes de lutte anti-incendie, l'analyse de l'eau, la consommation énergétique à la gestion des coûts <http://www.bentley.com/fr-FR/Products/WaterCAD/Product-Overview.htm>.
-

Chapitre3:

PERTES DE CHARGE DANS LES CONDUITES

3.1: INTRODUCTION

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

L'écoulement d'un fluide réel engendre des forces de frottement dues à la viscosité, et induit une perte d'énergie appelée communément 'perte de charge'. La quantification de cette perte est indispensable à la détermination de la puissance nécessaire au fluide afin de s'écouler d'une position à une autre.

Selon l'état de surface intérieur d'une conduite et la géométrie d'un circuit hydraulique (changement de section, changement de direction, accessoires divers ... etc.), des frottements plus ou moins importants exercés par le fluide sur les parois sont constatés. Cela va se traduire par des pertes de charge plus ou moins conséquentes qui sont de deux types (cf. figure 2.1):

- une perte de charge régulière (ou linéaire) représentant l'énergie perdue par frottement entre deux positions le long d'une conduite,
- une perte de charge singulière intervenant lorsque l'écoulement est localement perturbé à cause de modifications géométriques ou d'accessoires tels les pompes, les vannes ... etc. [5].

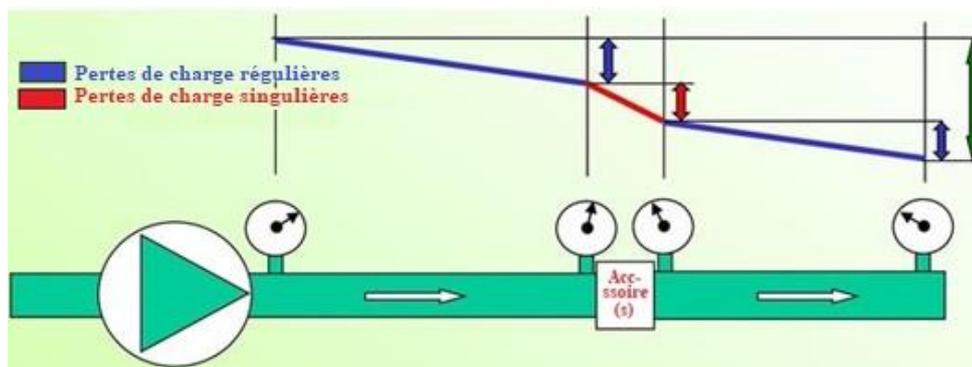


Figure 3.1: Représentation des pertes de charge régulières (linéaires) et singulières

3.2 EQUATION DE L'ENERGIE-EQUATION DE BERNOULLI POUR UN ECOULEMENT REEL

Considérons l'écoulement unidimensionnel stationnaire d'un fluide incompressible au sein d'une conduite (Figure 3.2) où les pressions mesurées en deux positions distantes de (L) sont notées (P_1) et (P_2) .

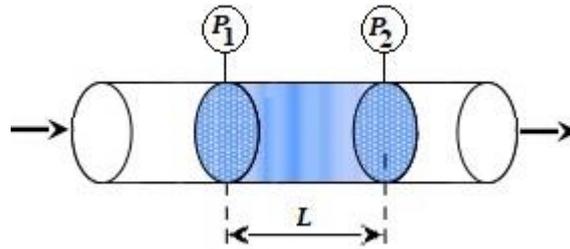


Figure 3.2: Ecoulement dans une conduite de section droite circulaire

L'équation de l'énergie 'simplifiée' s'exprime (cf. Chapitre 1):

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (1.24)$$

or, dans ce cas:

- $z_1 = z_2$ (hauteurs des positions (1) et (2))
- $V_1 S_1 = V_2 S_2$ et $S_1 = S_2 \Rightarrow V_1 = V_2$ (Vitesses du fluide en (1) et (2))

Ce qui implique qu'en appliquant l'équation (1.24), il vient:

- $P_1 = P_2$ et donc qu'il n'y a pas d'écoulement ce qui est contradictoire avec ce qui est observé et qui indique qu'il y a en fait un écoulement de (1) vers (2).

Ce résultat provient du fait que l'énergie perdue à cause des frottements n'a pas été prise en compte. En exprimant cette perte d'énergie en terme de hauteur du fluide et en la notant (h_T), l'équation (1.24) s'exprimera

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_T \quad (3.1)$$

Ce résultat peut être généralisé en introduisant l'énergie ajoutée au système par l'intégration d'une pompe, ou celles retranchées par l'introduction d'une turbine et d'accessoires (cf. Figure 3.3):

$$\frac{P_1}{\rho g} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + z_1 + h_p = \frac{P_2}{\rho g} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + h_t + h_T \quad (3.2)$$

- où:
- P_1, V_1 et z_1 : Pression, vitesse et altitude à la position (1) de la figure 3.3.
 - P_2, V_2 et z_2 : Pression, vitesse et dimension à la position (2) de la figure 3.3.
 - α_1, α_2 : facteurs de correction de l'énergie cinétique ($\alpha=1$ pour une vitesse uniforme, $\alpha>1$ pour une vitesse non uniforme, $\alpha=2$ pour un écoulement laminaire, et $\alpha=1,05$ pour un écoulement turbulent).
 - h_T : Pertes hydrauliques [m] représentant la conversion de l'énergie mécanique utile en énergie thermique qui sera perdue à travers les frottements et entrainera une augmentation de la température.
 - h_p : Hauteur hydraulique de la pompe.
 - h_t : Hauteur hydraulique de la turbine.

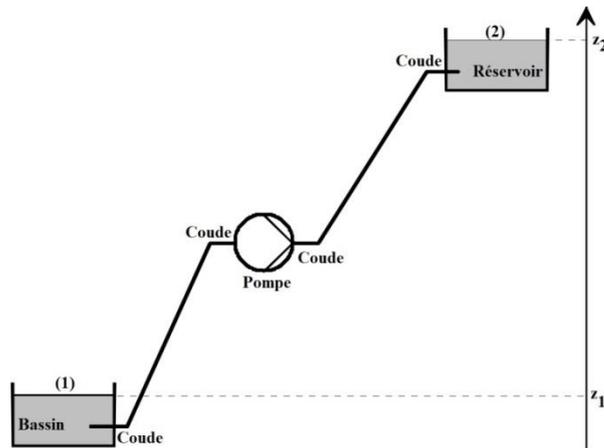


Figure 3.3: Ecoulement au sein d'une conduite comportant des accessoires (01 pompe de 04 coudes)

Les pertes hydrauliques (h_L) communément appelées pertes de charge sont en fait la somme des pertes de charge dues aux frottements (h_f) et de celles dues aux singularités ou mineures (h_s ou h_m) incluses dans le système hydraulique. Ceci se traduit donc par:

$$h_T = \sum h_f + \sum h_m \quad (3.3)$$

3.3: PERTES DE CHARGE REGULIERES OU LINEAIRES

L'écoulement dans la conduite de la Figure 3.4 avec ses trois tubes manométriques montre les différences de niveaux (j_1 , j_2 et j_3) relativement au niveau statique et correspondantes aux pertes de charge (ou de pression) dues aux frottements.

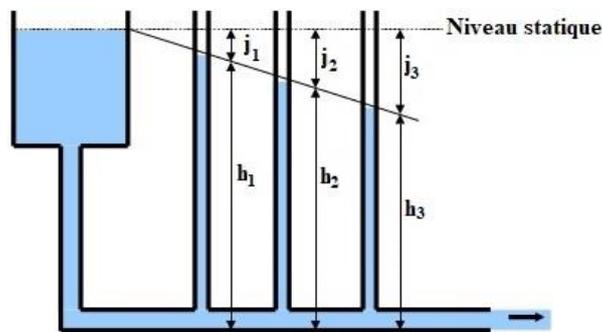


Figure 3.4: Chute de pression (ou perte de charge) due aux frottements

Afin d'exprimer ces pertes, un élément de volume (pdx) est considéré, et un bilan des forces s'y exerçant réalisé (Figure 3.5).

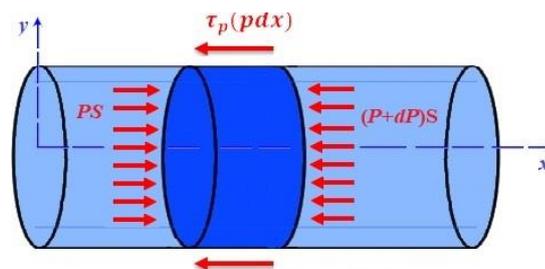


Figure 3.5: Forces s'exerçant sur un élément de volume

Un bilan des forces s'exerçant sur l'élément de volume donne:

$$PS - (P + dP)S - \tau_p (pdx) = 0$$

$$-dP S - \tau_p (p dx) = 0$$

$$dP = -\tau_p \frac{p}{S} dx = \frac{4}{4} \times \left(-\tau_p \frac{p}{S} dx \right) = -4 \tau_p \frac{p}{4S} dx = -4 \tau_p \frac{\pi D}{4 \frac{\pi D^2}{4}} dx = -\frac{4 \tau_p}{D} dx$$

En multipliant et en divisant par $\left(\frac{1}{2}\rho V^2\right)$, il vient:

$$dP = -\frac{\frac{1}{2}\rho V^2}{\frac{1}{2}\rho V^2} \frac{4\tau_p}{D} dx = -\frac{4\tau_p}{\frac{1}{2}\rho V^2} \frac{\frac{1}{2}\rho V^2}{D} dx = -f \frac{\rho V^2}{2D} dx \quad (3.4)$$

$$\text{où: } f = \frac{4\tau_p}{\frac{1}{2}\rho V^2} \quad (3.5)$$

est le coefficient de frottement de Darcy défini comme le rapport des forces de frottement à celles de la viscosité.

L'intégration de l'équation (3.4) entre deux positions de l'écoulement notées (1) et (2) et distantes de (L) permettra d'exprimer la perte de la pression et par conséquent les pertes hydrauliques par frottement notées (h_f):

$$P_1 - P_2 = -f \frac{\rho V^2}{2D} L = -\frac{fL}{D} \frac{\rho V^2}{2} \quad (3.6)$$

$$h_f = \frac{P_1 - P_2}{\rho g} = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (3.7)$$

La relation (3.7), initialement établie par J. Weisbach, est connue sous le nom de formule de Darcy-Weisbach [17-18], H.P.G. Darcy ayant contribué à son application au sein des écoulements à l'intérieur des conduites.

Si plusieurs conduites de différentes longueurs (L_i) et différents diamètres (D_i) sont connectées, la perte de charge totale due aux frottements sera égale à la somme des pertes des diverses conduites [7]:

$$h_f = \sum_i \frac{fL_i}{D_i} \frac{V_i^2}{2g} \quad (3.8)$$

Quelques fois, il est plus commode d'utiliser le débit plutôt que la vitesse moyenne dans la formule de Darcy-Weisbach. L'équation (3.7) devient alors :

$$\left. \begin{array}{l} V = \frac{Q}{S} \\ S = \frac{\pi D^2}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow h_f = \frac{8f L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (3.9)$$

Comme $g=9,81 \text{ m/s}^2$, l'équation (3.9) prend sa forme finale qui est :

$$h_f = \frac{fL}{12,1D^5} Q^2 \quad (3.10)$$

3.4: COEFFICIENT DE FROTTEMENT

Le coefficient de frottement dépend de la nature de l'écoulement représentée par le nombre de Reynolds et de l'état de surface de la conduite représenté par la hauteur relative des protubérances notée $\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)$ et montrée en Figure 3.6.



Figure 3.6: la rugosité d'une conduite

3.4.1: Expériences de Nikuradse dans les conduits artificiels rugueux

Dans ses multiples expériences, J. Nikuradse [19] utilisa des particules ou grains de sable de tailles uniformes afin simuler des conduits artificiellement rugueux. La rugosité relative (ε/D) avec (ε) le diamètre des particules de sable variant entre 1/30 et 1/1024. Le coefficient de frottement était représenté graphiquement en fonction du nombre de Reynolds (Re) pour différentes valeurs de (ε/D) sur un graphe possédant des coordonnées logarithmiques (Figure 3.7). L'effet de l'espacement et des aspects de la forme n'avaient pas été pris en considération dans les expériences de Nikuradse.

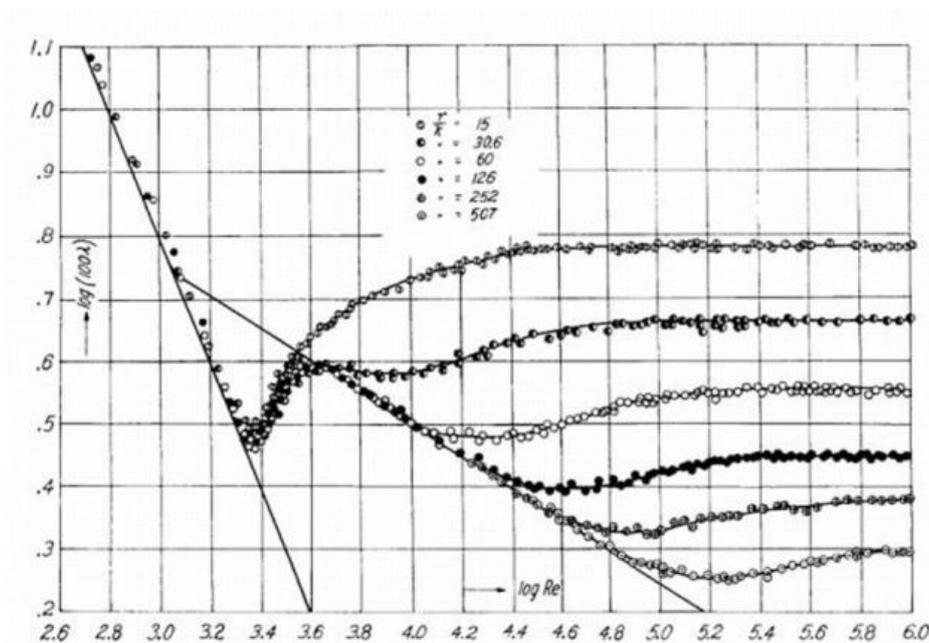


Figure 3.7: Résultats des expériences de Nikuradse dans des tubes de rugosité variable [19]

Les résultats de Nikuradse tels que représentés dans le Figure 3.7 permettent d'arriver aux conclusions suivantes:

- $Re \leq 2000$: c'est le régime laminaire. Le coefficient de frottement est indépendant de (ε/D) . Il dépend uniquement de (Re) .
- $2000 < Re < 4000$: c'est le régime transitoire. Le coefficient de frottement augmente avec le nombre de Reynolds.
- $Re \geq 4000$: le régime devient turbulent et l'effet de (ε/D) peut alors être ressenti. La valeur du coefficient de frottement dépend alors uniquement du nombre de Reynolds. Elle est donnée par la courbe représentant le conduit lisse. Cet écoulement est appelé écoulement 'turbulent lisse'.
- Plus la valeur de (ε/D) est importante, plus rapidement se réalise le branchement. Comme la valeur du Reynolds augmente, l'effet de (ε/D) augmente aussi. Ceci reste valable jusqu'à ce que l'effet de la rugosité des parois sur l'écoulement s'estompe. Cet écoulement est connu sous le nom d'écoulement 'turbulent transitoire' et la valeur du coefficient de frottement dans ce cas dépend de celles du nombre de Reynolds (Re) et de la rugosité relative (ε/D) .
- Pour les valeurs du Reynolds très importantes, l'effet de la viscosité devient négligeable, et le coefficient de frottement (f) devient indépendant du Reynolds (Les courbes représentant ces cas sont représentées par des droites horizontales). Il restera constant pour une valeur particulière de (ε/D) . L'écoulement est dit 'turbulent rugueux'.

3.4.2: Coefficient de frottement en écoulement laminaire

L'étude du diagramme de Moody (§3.4.3 et Figure 3.8) pour l'écoulement laminaire et les nombres de Reynolds modestes montre que le nombre de Reynolds et le coefficient de frottement peuvent être reliés par une ligne droite sur un graphe log-log, impliquant une relation $[f = a \cdot Re^b]$. Les coefficients déterminés à partir des données disponibles sont $a=0,316$ et $b=0,25$. D'où:

$$f = \frac{0,316}{Re^{0,25}} \quad (3.11)$$

Cette formule connue comme l'équation de Blasius est applicable uniquement pour des Reynolds inférieurs à (100000) puisque la 'ligne droite' commence à se courber pour des valeurs plus élevées de ce nombre. Une équation qui représente bien les données pour un spectre plus large de (Re) est l'équation du conduit lisse de Von Karman-Nikuradse qui s'exprime:

$$f = \left[2 \log \left(Re \sqrt{f} \right) - 0,80 \right]^{-2} \quad (3.12)$$

Contrairement à l'équation de Blasius, l'équation (3.12) est implicite et ne peut donc être résolue directement en (f) . Une approche de résolution par itérations est donc nécessaire. Ainsi, les expressions pour la détermination de (f) sont des équations de régression empirique.

Elles peuvent en fait être dérivées directement de la distribution de la vitesse dans le conduit. L'équation de Blasius peut par exemple être dérivée de la loi d'énergie. On obtiendra:

$$f = 8 \left[\frac{0,18 \nu^{1/8}}{0,917 (V \cdot D)^{1/8}} \right]^2 \quad (3.13)$$

En notant que puisque ($Re = V \cdot D/\nu$), il vient :

$$f = \frac{0,315}{Re^{0,25}} \quad (3.11)$$

qui est l'équation de Blasius présentée auparavant.

En écoulement laminaire, il est possible d'utiliser l'équation de Hagen-Poiseuille [20] exprimant la perte de charge d'un fluide incompressible newtonien s'écoulant le long d'une conduite cylindrique de section constante comme un point de départ afin de développer une expression analytique pour le coefficient de frottement. Il vient :

$$f = \frac{64\mu}{\rho V D} = \frac{64}{Re} \quad (3.14)$$

Il peut donc être conclu que le coefficient de frottement pour un écoulement en régime laminaire dépend uniquement du nombre de Reynolds.

3.4.3: Coefficient de frottement en écoulement turbulent - Diagramme de Moody

Pour ses expériences, Nikuradse (paragraphe 3.5.1) a considéré des conduits artificiellement rugueux en utilisant des grains de sable uniformes. Cependant, la rugosité des conduits commercialisés est différente, et les courbes de Nikuradse représentées en figure 3.7 ne peuvent être utilisées directement pour évaluer le coefficient de frottement inhérent à ces conduits. En effet, Colebrook [21] montra que les zones de transition des courbes de Nikuradse ne conviennent pas à celles des conduits disponibles mais l'introduction du concept de rugosité de surface équivalente permettra de les adapter aux cas réels. La rugosité de surface équivalente est celle qui fournit une valeur pour (f) égale à celle limitée pour l'écoulement turbulent rugueux de Nikuradse. Les valeurs de la rugosité de surface équivalente ' ε ' pour des conduits fabriqués en utilisant les matériaux usuels sont données en Tableau 3.1. Jeppson [22] fournit un diagramme pour les conduits commercialisés utilisant plusieurs groupes adimensionnels tandis que Rouse [23] présenta un graphe représentant le rapport de ($1/\sqrt{f}$) en fonction du nombre de Karman ($K = Re\sqrt{f} = D^{\frac{3}{2}} \frac{\sqrt{2gS}}{\nu}$) sur lequel les courbes de transition de Colebrook ont été imposées.

Moody suggéra à Rouse de transformer le diagramme sous une forme plus pratique représentant les variations de (f) en fonction de (Re). Rouse déclina la proposition, et Moody proposa alors son propre diagramme qui sera connu sous le nom du diagramme de Moody (Figure 3.8). Il présentera les valeurs du coefficient de frottement (f) pour différentes valeurs du nombre de Reynolds (Re) et de la rugosité relative (ε/D).

Tableau 3.1: Rugosité de Surface équivalente de divers matériaux

Type de Conduit	Nombre d'expériences	Rugosité de Surface équivalente	
		Valeurs Moyennes (mm)	Valeurs de Conception recommandées (mm)
Fer coulé non revêtu	3	0,226	0,25
Fer coulé revêtu	14	0,102	0,125
Fer revêtu nettoyé	5	0,056	0,05
Fer galvanisé	9	0,102	0,125
Fer forgé	18	0,050	0,05
Acier non revêtu	11	0,028	0,04
Acier armé	6	0,056	0,05
Ciment d'amiante non revêtu	13	0,028	0,04
Ciment d'amiante revêtu	5	Virtuellement lisse	Conduit lisse
Ciment produit de degré 1	6	Conduit lisse	Conduit lisse
Ciment produit de degré 2	15	0,380	0,40
Bitume produite de degré 1	7	Conduit lisse	Conduit lisse
Bitume produite de degré 2	5	0,120	0,125
Conduit lisse	18	Conduit lisse	Conduit lisse
Conduit en PVC	4	0,030	0,04
Conduit en béton armé (Freysinnet)	1	0,030	0,04
Conduit en béton (Bonna et Socoman)	10	0,200	0,25
Conduit refaits avec mortier en ciment (Processus de Tate)	17	0,510	0,500
Divers bétons Scobey Classe 1 - CS = 0,27 Classe 2 - CS = 0,31 Classe 3 - CS = 0,345 Classe 4 - CS = 0,37 meilleur - CS = 0,40	39	5,10 1,27 0,41 0,18 0,102	5,00 1,25 0,50 0,25 0,125
Revêtements de tunnel en béton Colebrook Meilleur enregistrement Minimum pratique Moyenne Maximum probable	18	0,025 0,062 0,310 1,55	0,062 à 0,310

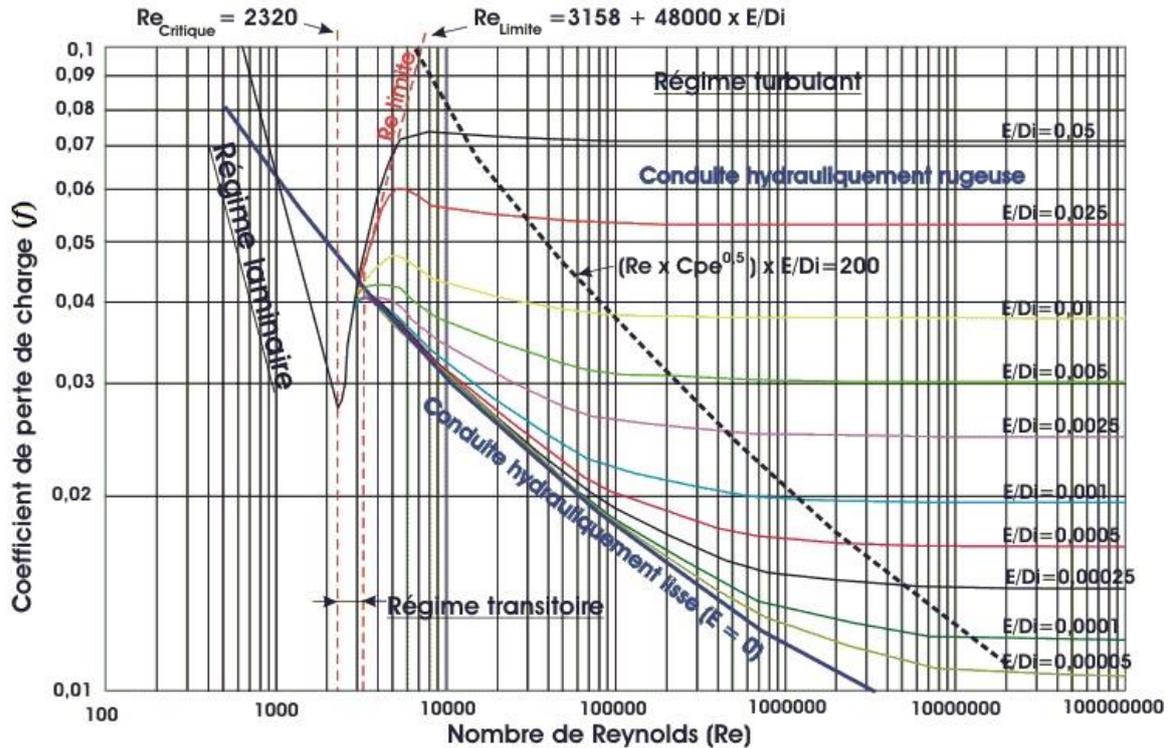


Figure 3.8: Diagramme de Moody

La distinction entre écoulement laminaire et turbulent est importante parce qu'il est possible d'utiliser des formules assez simples pour calculer le coefficient de frottement (f) dans chacun des cas tant que le régime de l'écoulement est connu. Quand la détermination graphique du coefficient de frottement est acceptable, il est possible d'utiliser le diagramme de Moody (Figure 3.8). Le diagramme donne la valeur du coefficient de frottement pour un large spectre de valeurs du Reynolds pour des écoulements laminaires lisses, transitoires et turbulents rugueux. L'écoulement laminaire est représenté par une seule courbe décrite par l'équation 3.11. L'écoulement turbulent est représenté par une famille de courbes pour des nombres de Reynolds plus importants. Chaque courbe correspond à une rugosité de conduit différente. La courbe la plus en bas correspond à l'écoulement lisse. Pour un nombre de Reynolds assez peu élevé, tous les conduits exhibent virtuellement un écoulement lisse, mais à des nombres de Reynolds très élevés seuls les conduits avec une rugosité relative très basse ont des courbes fermées à la courbe du conduit lisse. On remarquera aussi qu'à des nombres de Reynolds élevés, les courbes se rapportant aux conduits les plus rugueux deviennent des droites horizontales. Les quantités sur le diagramme de Moody sont généralement sous-dimensionnées. Elles peuvent donc être utilisées avec n'importe quel système d'unités.

Le diagramme de Moody tel que proposé et utilisé est très pratique. Néanmoins, le principe de la rugosité de surface équivalente sur lequel il se base présente certaines limitations. En effet, ce principe implique par exemple que seule la hauteur des irrégularités (ou aspérités) de la surface affecte l'écoulement. Cependant, l'écoulement entre ces aspérités est aussi important, particulièrement pour un écoulement turbulent rugueux. De même, le principe de la rugosité de surface équivalente ignore l'effet de la forme de ces irrégularités. Un autre facteur pouvant affecter la valeur de forme dans les conduits de grands diamètres est

représenté par l'aire des ondulations produites par les arêtes transversales. Finalement, la rugosité des matériaux est variable et généralement augmente souvent avec l'âge. Ainsi, Il peut être conclu que le diagramme de Moody est en fait une approximation ou une prédiction du facteur ou coefficient de frottement et donc, la perte charge due aux frottements est plutôt difficile à obtenir.

3.4.4: Coefficient de frottement pour un écoulement en régime turbulent

Au sein d'un écoulement turbulent, le coefficient de frottement est une fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative. Il peut donc être vu comme une constante de transport du moment indiquant la quantité effective du moment de l'écoulement que les parois du conduit absorbent. Il n'est par conséquent pas aisé de connaître le type d'écoulement se tenant aux limites afin de déterminer le coefficient (f). Il a été établi que si le conduit est suffisamment lisse et l'écoulement suffisamment lent, il peut y avoir une sous-couche laminaire. Dans une telle situation, les éléments de rugosité dans la paroi du conduit ne feront pas saillie à travers cette couche et le coefficient de frottement dépendra uniquement du nombre de Reynolds. Si les éléments de rugosité commencent à affecter le coefficient de frottement, celui-ci dépendra alors du nombre de Reynolds et de la rugosité relative. Eventuellement, comme la taille des aspérités ou la vitesse augmentent, la sous-couche laminaire cessera d'exister et l'écoulement deviendra entièrement turbulent. Pour les vitesses et diamètres rencontrés dans la majorité des systèmes de distribution d'eau, l'écoulement turbulent prédomine, et l'écoulement laminaire est en fait une exception.

Dans un écoulement complètement turbulent, il n'existe pas de sous-couche laminaire et le coefficient de frottement dépend donc de la rugosité relative. En utilisant une procédure similaire à celle utilisée pour développer l'équation de Blasius (3.11), la relation suivante pour le coefficient de frottement peut être obtenue:

$$f = \left[1,14 + 2 \log \left(\frac{D}{e} \right) \right]^{-2} \quad (3.15)$$

Cette équation décrit la portion du diagramme de Moody dans laquelle les lignes sont horizontales. Par conséquent dans des conduits rugueux, la perte de charge varie en fonction de la vitesse.

3.4.5: Coefficient de frottement pour un écoulement en régime transitoire

Les équations de l'écoulement lisse et rugueux sont assez faciles à utiliser. Cependant, l'écoulement dans la plupart des conduits des systèmes de distribution d'eau tombent dans une zone de transition où le coefficient de frottement dépend du nombre de Reynolds et de la rugosité relative. Colebrook et White [24] développèrent la relation (3.16) qui permet la détermination du coefficient de frottement au sein de la zone de transition:

$$f = \left[1,14 - 2 \log \left(\frac{e}{D} + \frac{9,35}{R_e \sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad (3.16)$$

Cette relation approche l'équation (3.12) quand la rugosité du conduit est petite, et approche l'équation (3.16) quand la rugosité devient importante. Une autre manière d'interpréter la formule de Colebrook-White (3.16) est de l'exprimer en termes de l'épaisseur de la couche limite. L'équation (3.16) peut être donc réécrite comme:

$$f = \left\{ 1,14 - 2 \log \left[\frac{e}{D} \left(1 + \frac{9,35 D}{e R_e \sqrt{f}} \right) \right] \right\}^{-2} \quad (3.17)$$

Le terme $(9,35 D / e R_e \sqrt{f})$ détermine si l'écoulement est lisse ou rugueux. Si ce terme est très inférieur à l'unité, l'écoulement est rugueux. Par contre s'il est très supérieur à l'unité, l'écoulement est lisse. En substituant $(Re = VD/\nu)$ et $(\sqrt{f} = \sqrt{8} v^*/V)$ et en notant que l'épaisseur de la couche limite laminaire peut être approchée par $(\delta = 10\nu/v^*)$, il vient:

$$f = \left\{ 1,14 - 2 \log \left[\frac{e}{D} \left(1 + 0,33 \frac{\delta}{e} \right) \right] \right\}^{-2} \quad (3.18)$$

où (δ) représente l'épaisseur de la couche limite laminaire.

3.4.6: Formules explicites du coefficient de frottement

L'utilisation de la formule de Colebrook-White (3.16) pour calculer le coefficient de frottement en régime turbulent nécessite l'application d'un processus d'itérations successives. L'utilisateur doit donc choisir une valeur de (f) , l'appliquer et entreprendre les vérifications concernant l'égalité des deux termes de l'équation. Plusieurs itérations sont généralement nécessaires pour aboutir à une convergence. Les méthodes numériques telles que celle de Newton-Raphson peuvent être utilisées pour une convergence rapide. Néanmoins, le processus reste quelque peu consommateur de temps. D'un autre côté, le diagramme de Moody est facile à utiliser pour les calculs manuels, mais ne peut malheureusement pas être incorporé dans une procédure de calcul informatisée.

Afin de remédier à cet aléa, un certain nombre de relations explicites ont été proposées pour la détermination de la valeur de (f) , les plus intéressantes étant celles approximant la relation de Colebrook-White. En 1966, Wood et al. [25] appliqua une combinaison de fonctions d'exponentielles pour déterminer (f) :

$$f = a + b R_e^{-c} \quad (3.19)$$

où:

$$\begin{cases} a = 0,094 \left(\frac{e}{D} \right)^{0,225} + 0,53 \left(\frac{e}{D} \right) \\ b = 88 \left(\frac{e}{D} \right)^{0,44} \\ c = 1,62 \left(\frac{e}{D} \right)^{0,134} \end{cases}$$

Cette formule est valable pour $Re > 10000$ et $10^{-5} \leq (\varepsilon/D) \leq 4 \cdot 10^{-2}$. Son application donne des erreurs de l'ordre de $\pm 4\%$ [26]. Pour des nombres de Reynolds importants, le terme 'a' prédomine tandis que pour les petites valeurs de (Re), il est négligeable.

En 1976, Swamee et Jain [27] élaborèrent la relation (3.20) laquelle ressemble beaucoup à celle de Colebrook-White:

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{0,27e}{D} + \frac{5,74}{R_e^{0,9}} \right) \right]^2} \quad (3.20)$$

Collins [28] décrit cette relation comme étant une parfaite approximation de celle de Colebrook-White. Elle présente une erreur de $\pm 1\%$ pour $5000 \leq Re \leq 10^8$ et $10^{-6} \leq (\varepsilon/D) \leq 10^{-2}$.

3.4.6.1: Ecoulement turbulent lisse

Pour ce cas d'écoulement, Techo et al. [29] Suggérèrent une relation explicite pour l'équation de Karman:

$$f = \left\{ 0,86859 \ln \left[\frac{R_e}{1,964 \ln(R_e) - 3,8215} \right] \right\}^{-2} \quad (3.21)$$

Pour sa part, Chen [30] proposa une relation explicite encore plus simple:

$$f = \left\{ 2 \log \left[\frac{4,52}{R_e} \log \left(\frac{R_e}{7} \right) \right] \right\}^{-2} \quad (3.22)$$

Chacune de ces relations explicites est une bonne approximation de l'équation de Prandtl et permet de déterminer la valeur de f avec une erreur de $\pm 0,1\%$ [24].

3.4.6.2: Ecoulement turbulent transitoire

Ce type d'écoulement étant celui que l'on trouve le plus souvent dans les conduites de distribution, un grand nombre de relations a été proposé pour la détermination du coefficient de frottement pour ce cas. Ainsi, Moody [31] suggéra la relation suivante:

$$f = 0,0055 \left[1 + \left(20000 \frac{e}{D} + \frac{10^6}{R_e} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \quad (3.23)$$

qui permet des calculs avec une erreur de $\pm 5\%$ pour $4000 \leq R_e \leq 10^7$ et $(\varepsilon/D) \leq 0,1$. Nahavandi et Cotanzaro [32] l'utilisèrent dans l'analyse de réseaux de conduits.

Une autre relation a été proposée par Barr [33]:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{5,15}{R_e^{0,892}} + \frac{e}{3,7D} \right) \quad (3.24)$$

qui l'a plus tard modifié en:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{5,1286}{R_e^{0,89}} + \frac{e}{3,7D} \right) \quad (3.25)$$

Pour sa part, Churchill [34]:proposa la relation suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\left(\frac{7}{R_e} \right)^{0,9} + \frac{e}{3,7D} \right] \quad (3.26)$$

laquelle possède une erreur moyenne de $\pm 0,58\%$ pour $4000 \leq R_e \leq 10^8$ et $0 \leq (\varepsilon/D) \leq 5.10^{-2}$.

Zigrang et Silvester [35] proposèrent une relation assez complexe :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left\{ \frac{e}{3,7D} - \frac{5,02}{R_e} \log \left[\frac{e}{3,7D} - \frac{5,02}{R_e} \log \left(\frac{e}{3,7D} + \frac{13}{R_e} \right) \right] \right\} \quad (3.26)$$

Mais qui possède l'avantage d'être assez exacte pour $4000 \leq R_e \leq 10^8$ et $0 \leq (\varepsilon/D) \leq 5.10^{-2}$. Elle donne ainsi une bonne forme explicite de l'équation de Colebrook-White.

La relation suggérée par Haaland [36] s'exprime:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -\log \left[\frac{6,9}{R_e} + \left(\frac{e}{3,7D} \right)^{1,11} \right] \quad (3.27)$$

Et exhibe une erreur moyenne de $\pm 0,33\%$ pour $4000 \leq R_e \leq 10^8$ et $0 \leq (\varepsilon/D) \leq 5.10^{-2}$.

Finalement, la relation suggérée par Chen [30] possède la forme suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\left(\frac{4,52}{R_e} \right) \log \left(\frac{R_e}{7} \right) + \frac{e}{3,7D} \right] \quad (3.27)$$

et son application induit des erreurs de $\pm 0,33\%$ pour $4000 \leq R_e \leq 10^8$ et $0 \leq (\varepsilon/D) \leq 5.10^{-2}$ [24].

3.4.6.3: Tous les régimes d'écoulement

Une relation permettant de couvrir tous les régimes d'écoulement revus ci-dessus a été proposée par Churchill [34]. Elle s'exprime:

$$f = 8 \left[\left(\frac{8}{R_e} \right)^{12} + \frac{1}{(A+B)^{3/2}} \right]^{\frac{1}{12}} \quad (3.28)$$

$$\text{où: } A = \left\{ 2,457 \ln \left[\frac{1}{\left(\frac{7}{R_e} \right)^{0,9} + (0,27\varepsilon)/D} \right] \right\}^{16} \quad \text{et} \quad B = \left(\frac{37,53}{R_e} \right)^{16}$$

Cette relation est assez complexe car essayant de prendre en compte tous les régimes d'écoulement. Son utilisation introduit des erreurs de l'ordre de 0,45%.

3.5: DIVERSES EXPRESSIONS DES PERTES DE CHARGE REGULIERES

Un inconvénient majeur de l'équation de Darcy-Weisbach (3.7 et 3.12) est le fait que le coefficient de frottement n'est pas une constante pour un conduit donné (sauf pour les conduits pour lesquels la paroi est toujours rugueuse). Un certain nombre de relations renfermant des coefficients allégués être indépendants du nombre de Reynolds a été proposé. Ces coefficients sont en effet constants pour des cas spécifiques, l'utilisateur devant être circonspect lors de l'application de telles expressions.

La perte de charge due au frottement dans un conduit peut être exprimée d'une manière générale comme:

$$h_f = R \cdot Q^n \quad (3.29)$$

dans laquelle (R) est la constante de résistance du conduit et (n) un exposant. Les expressions de (R) et de (n) pour les formules de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams et Manning sont présentés données dans le tableau 2. Comme le coefficient de Hazen-Williams (C_{HW}) et le coefficient de Manning (N) sont généralement assumés constants pour un conduit donné, la valeur de (R) reste constante pour ce conduit et est indépendante du débit. Cependant pour la formule de Darcy-Weisbach, le coefficient de frottement étant une fonction du nombre de Reynolds, la valeur de la constante de résistance (R) dépend donc du débit. Pour les analyses de systèmes de distribution d'eau, la plus communément utilisée des formules empiriques est celle de Hazen-Williams dont l'utilisation du facteur (C_{HW}) est bien maîtrisée alors que la rugosité du conduit reste encore un 'mystère'.

Tableau 3.2: Paramètres intervenant dans la relation générale de perte de charge

Formule de Perte de Charge	R (L et D en m et Q en m^3/s)	n
Darcy-Weisbach	$\frac{8 f L}{\pi^2 g D^5}$ ou $\frac{f L}{12,1 D^5}$	2
Hazen-Williams	$\frac{10,68 L}{C_{HW}^{1,852} D^{4,87}}$	1,852
Manning	$\frac{10,29 N^2 L}{D^{16/3}}$	2

3.5.1: Relation de Hazen-Williams

Une formule empirique largement utilisée dans les applications concernant les systèmes de distribution d'eau est celle due à G. S. Williams et A. Hazen. Elle s'exprime:

$$V = 0,849 C_{HW} R^{0,63} S^{0,54} \quad (3.30)$$

où: V : exprime la vitesse moyenne de l'écoulement [m/s],

C_{HW} : est le coefficient de Hazen-Williams [-],

R : est le rayon hydraulique $\left(R = \frac{S}{p} \right)$ [m],

S : est la pente de la ligne d'énergie $\left(S = \frac{h_f}{L} \right)$ [-].

Pour des conduits de section circulaire de diamètre ‘ D ’, la relation de Hazen-Williams précédente prend la forme :

$$V = 0,355 C_{HW} R^{0,63} S^{0,54} \quad (3.31)$$

où (L) et (D) s’expriment en [m] et (Q_v) en [m^3/s]. En pratique, le diamètre (D) peut aussi être donné en [mm] ou en [cm] et le débit (Q_v) en [l/mn], [millions de litres/jour] et plusieurs autres unités. Au lieu de convertir le diamètre en [m] ou le débit en [m^3/s] pour le réseau entier, il peut être commode de remplacer la constante 10,68 du Tableau (3.2) par une valeur appropriée. De telles valeurs sont données dans la Tableau 3.3

Tableau 3.3: Valeurs de la constante de la relation de Hazen-Williams

Diamètre Conduite (D) en	Débit volumique (Q_v), en						
	m^3/s	$m^3 mn$	m^3/h	m^3/j	litres/s	litres/mn	Mlitres/j
m	10,68	$5,438.10^{-3}$	$2,769.10^{-6}$	$7,694.10^{-9}$	$2,969.10^{-5}$	$1,512.10^{-8}$	$2,768.10^{-7}$
cm	$5,869.10^{10}$	$2,988.10^7$	$1,522.10^4$	42,28	$1,631.10^5$	83,07	$1,521.10^7$
mm	$4,351.10^{15}$	$2,215.10^{12}$	$1,128.10^9$	$3,134.10^6$	$1,209.10^{10}$	$6,158.10^6$	$1,128.10^{12}$

En général, les praticiens savent qu’une valeur de 140 pour (C_{HW}) indique que le conduit est neuf et très lisse. Un vieux conduit en bon état possédera une valeur de (C_{HW}) comprise dans l’intervalle 100-120 tandis que pour un conduit usé, cette valeur sera comprise entre 40 et 80. Le tableau 4 représente les valeurs du coefficient de Hazen-Williams (C_{HW}) pour diverses situations.

Tableau 3.4: Valeurs de la constante (C_{HW}) pour différents diamètres de conduite

Types de conduits	C_{HW}					
	2,5cm	7,6cm	15,2cm	30,5cm	61cm	122cm
Fonte non-revêtue: lisse et neuve	121	125	130	132	134	
Fonte revêtue: lisse et neuve	129	133	138	140	141	
De 30 ans						
Essai 1 - attaque faible	100	106	112	117	120	
Essai 2 - attaque modérée	83	90	97	102	107	
Essai 3 - attaque appréciable	59	70	78	83	89	
Essai 4 - attaque sévère	41	50	58	66	73	
De 60 ans						
Essai 1 - attaque faible	90	97	102	107	112	
Essai 2 - attaque modérée	69	79	85	92	96	
Essai 3 - attaque appréciable	49	58	66	72	78	
Essai 4 - attaque sévère	30	39	48	56	62	
De 100 ans						
Essai 1 - attaque faible	81	89	95	100	104	
Essai 2 - attaque modérée	61	70	78	83	89	
Essai 3 - attaque appréciable	40	49	57	64	71	
Essai 4 - attaque sévère	21	30	39	46	51	
Divers						
Moyens nouvellement rejetés	109	116	121	125	127	
Moyens nouvellement brossés	97	104	108	112	115	

Ferraille revêtue travaillée-lisse et neuve	137	142	145	148	148
Fer galvanisé - lisse et neuf	120	129	133		
Fer rugueux - lisse et neuf	129	137	142		
Acier revêtu - lisse et neuf	129	137	142	145	148
Acier non-revêtu - lisse et neuf	134	142	145	147	150
Amiante revêtue - nettoyée		147	149	150	152
Amiante non-revêtue - nettoyée		142	145	147	150
Conduit lisse (y compris plomb, cuivre, laiton, polythène, et PVC lisse) - nettoyé	140	147	149	150	152
PVC - nettoyé	134	142	145	147	150
Béton					
Classe 1 - $C_S = 0,27$; nettoyé	69	79	84	90	95
Classe 2 - $C_S = 0,31$; nettoyé	95	102	106	110	113
Classe 3 - $C_S = 0,345$; nettoyé	109	116	121	125	127
Classe 4 - $C_S = 0,37$; nettoyé	121	125	130	132	134
Meilleur - $C_S = 0,40$; nettoyé	129	133	138	140	141
Conduits en béton précontraint – nettoyé			147	150	150
<p>Remarque: Le tableau précédent a été établi à partir de 372 essais. Il est connu que la formule de Hazen-Williams n'est pas applicable pour les valeurs du coefficient CHW nettement inférieures à 100, mais les valeurs du tableau ci-dessus sont approximativement correctes pour une vitesse de 0,9m/s. Pour les autres vitesses, les corrections suivantes pourraient être appliquées aux valeurs de CHW du tableau précédent.</p>					
Valeurs de (C_{HW}) à 0,9 m/s	Vitesses < 0,9m/s pour toute réduction relative à 0,9m/s		Vitesses > à 0,9 m/s pour tout dédoublement relatif à 0,9m/s		
C_{HW} inférieurs à 100	Ajouter 5 % à C_{HW}		soustraire 5 % de C_{HW}		
C_{HW} de 100 à 130	Ajouter 3 % à C_{HW}		soustraire 3 % de C_{HW}		
C_{HW} de 130 à 140	Ajouter 1 % à C_{HW}		soustraire 1 % de C_{HW}		
C_{HW} supérieurs à 140	soustraire 1 % de C_{HW}		ajouter 1 % à C_{HW}		

3.5.2: Relation de Manning

Une autre relation empirique qui est parfois utilisée est celle due à Manning qui s'exprime:

$$V = \frac{1}{N} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.32)$$

dans laquelle (N) est le coefficient de rugosité de Manning. En substituant pour V , R et S , l'équation (3.32) après simplification devient:

$$h_f = \frac{10,29 N^2 L}{D^{16/3}} Q^2 \quad (3.33)$$

Les valeurs utilisées pour le coefficient de Manning (N) pour divers matériaux de fabrication de conduits sont représentés en Tableau 6. L'utilisation de cette formule est recommandée pour les conduits rugueux où $N > 0,015$ comme établi par Lamont [37-38]. Elle

est par conséquent recommandée aussi bien pour les écoulements se tenant dans les canaux ouverts que ceux prenant place dans les conduits.

Tableau 3.5: Valeurs du coefficient de Manning pour différents Matériaux

Matériau du Conduit	Coefficient de Manning, (<i>N</i>)
PVC	0,008 - 0,011
Laiton, cuivre, plomb, béton armé	0,009 - 0,012
Béton	0,010 - 0,017
Bois trompé	0,011 - 0,013
Acier soudé	0,012 - 0,013
Fonte revêtue	0,012 - 0,014
Fonte non-revêtue	0,013 - 0,015
Fer galvanisé, acier riveté	0,015 - 0,017

3.6: CORRELATION DES PERTES DE CHARGE PAR FROTTEMENT

3.6.1: Introduction et Approche Expérimentale

Afin de comparer les trois approches présentées auparavant, les résultats d'expérimentations entreprises sur cinq conduites de différents diamètres et rugosités sont rapportés [39].

Le système hydraulique utilisé pour la réalisation des expérimentations est essentiellement constitué d'un banc hydraulique comprenant des pompes centrifuges, des appareils de mesure de la pression et de débit ainsi (Figure 3.9) qu'un réseau de conduites en PVC de différents diamètres et rugosité (Tableau 3.6).

Tableau 3.6: Caractéristiques de conduits [39]

Conduites lisses		Conduites rugueuses	
Diamètre D_i (mm)	Rugosité ε (mm)	Diamètre D_i (mm)	Rugosité ε (mm)
8.5	$8.5 \cdot 10^{-6}$	14.0	$2.0 \cdot 10^{-2}$
13.3	$15.0 \cdot 10^{-5}$	25.0	$15.0 \cdot 10^{-4}$
23.5	$23.5 \cdot 10^{-6}$		

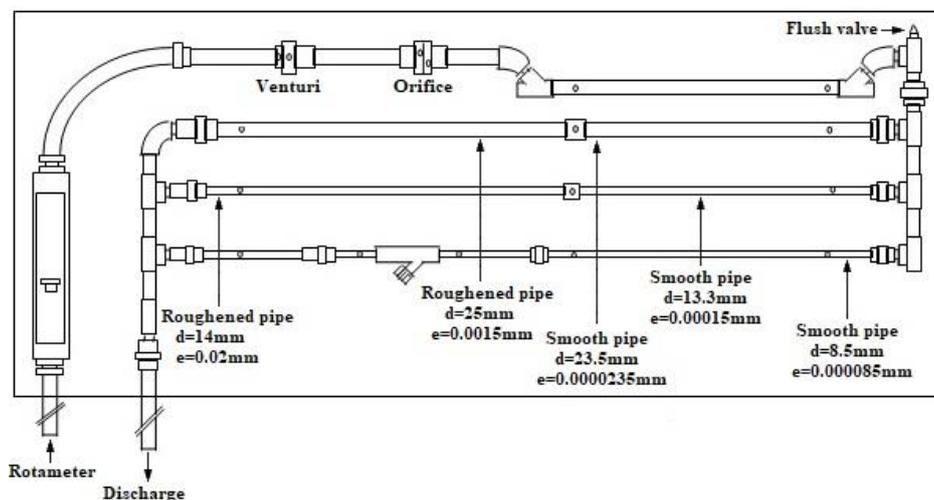


Figure 3.9: Réseau de conduits de différents diamètres et rugosités [39]

3.6.2: Approche Théorique

Les relations appliquées afin de déterminer les pertes de charge sont celles de Darcy-Weisbach [17-18], Hazen-Williams et Manning. Elles expriment les pertes de charge essentiellement générées par la viscosité du fluide et le régime de l'écoulement. Elles sont présentées en Tableau 7.

Tableau 3.7: Expressions des pertes de charge par frottement (régulières)

Nom	Expression	Constantes
Darcy-Weisbach	$j = \frac{f}{12.1 D^5} Q^2$	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left\{ \frac{\epsilon}{3.7D} - \frac{5.02}{R_e} \log \left[\frac{\epsilon}{3.7D} - \frac{5.02}{R_e} \log \left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{13}{R_e} \right) \right] \right\}$
Manning	$j = \frac{h_f}{L} = \frac{10,29 N^2}{D^{16}} Q^2$	For PVC: $N=0.0095$
Hazen-Williams	$j = \frac{h_f}{L} = \frac{10,68}{C_{HW}^{1,852} D^{4,87}} Q^{1,852}$	For PVC: $D=14\text{mm}$, $C_{HW}=145$ $D=25\text{mm}$, $C_{HW}=146$ $D=13.3\text{mm}$, $C_{HW}=148$ $D=23.5\text{mm}$, $C_{HW}=150$

3.6.3.: Résultats et Conclusions

Les pertes de charge de frottement sont calculées en appliquant les trois relations présentées au tableau 3.7, et les résultats expérimentaux sont dérivés des mesures réalisées sur le réseau de conduites et le banc hydraulique représentés dans le Tableau 3.6 et la Figure 3.9.

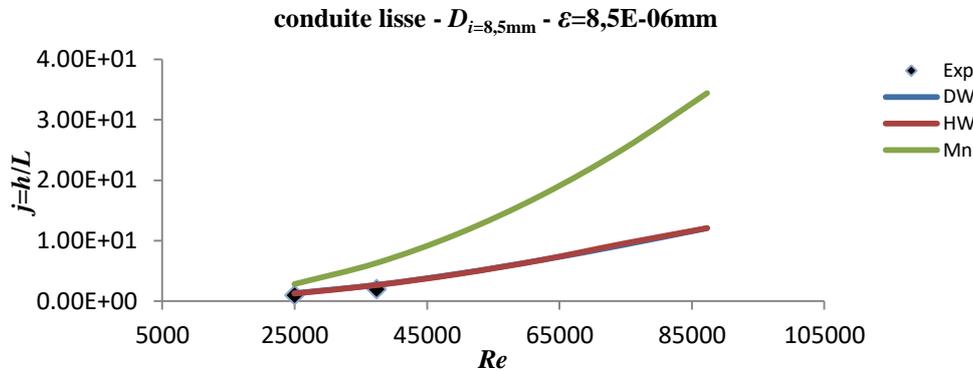


Figure 3.10: Perte de charge le long de la conduite lisse ($D_i=8,5\text{mm}$; $\epsilon=8,5.10^{-6}\text{mm}$)

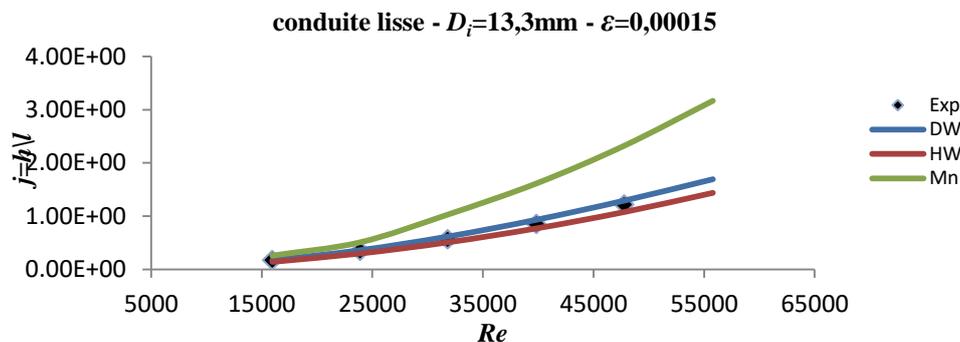


Figure 3.11: Perte de charge le long de la conduite lisse ($D_i=13,3\text{mm}$; $\epsilon=8.5.10^{-6}\text{mm}$)

Les figures 3.10, 3.11 et 3.12 représentent les pertes de charge régulières obtenues pour les trois conduites ‘lisses’ tandis que les figures 3.13 et 3.14 représentent celles des deux conduites rugueuses restantes. Tous les résultats sont exprimés en termes de perte de charge sans dimension (j) par rapport au nombre de Reynolds (Re), et tous les régimes d'écoulement se sont avérés turbulents.

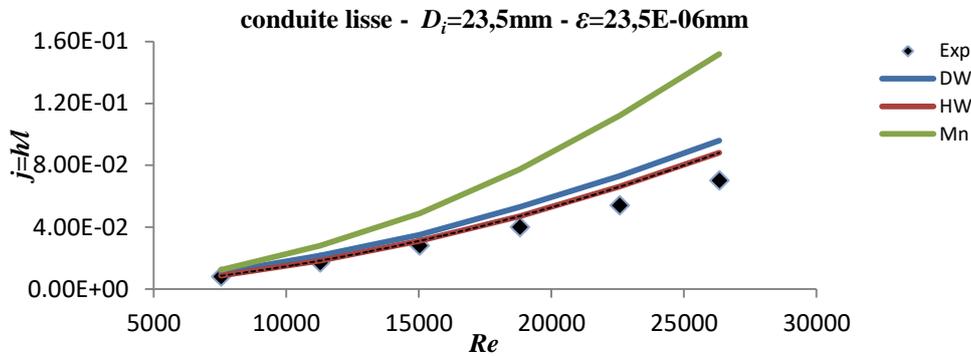


Figure 3.12: Perte de charge le long de la conduite lisse ($D_i=23,5\text{mm}$; $\varepsilon=23,5.10^{-6}\text{mm}$)

L'approche Hazen-Williams s'avère être la plus susceptible de prédire la perte de charge pour les conduites lisses (Figures 3.10, 3.11 et 3.12). Cette relation repose essentiellement sur une expression complexe à large spectre du coefficient de frottement qui conduit à des résultats satisfaisants. Elle est largement utilisée aux États-Unis d'Amérique depuis son développement en 1933 [40].

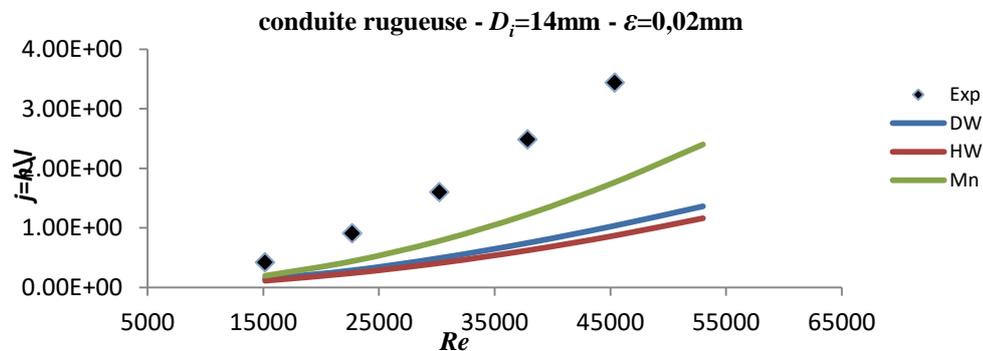


Figure 3.13: Perte de charge le long de la conduite rugueuse ($D_i=14\text{mm}$; $\varepsilon=0,02\text{mm}$)

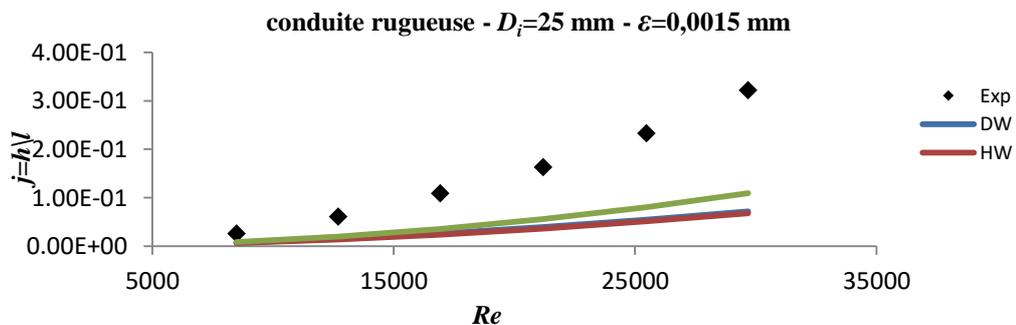


Figure 3.14: Perte de charge le long de la conduite rugueuse ($D_i=25\text{mm}$; $\varepsilon=0,0015\text{mm}$)

L'augmentation du nombre de Reynolds conduisant à des erreurs plus élevées est remarquable. Cela semble être généré par le déplacement du régime d'écoulement de laminaire-transitionnel au turbulent. Cette différence peut être réduite en intégrant des coefficients plus pertinents qui prendront en compte l'évolution du régime d'écoulement. Il montre la complexité du problème, en particulier face à des réseaux de distribution incorporant de nombreuses conduites de différents diamètres et rugosités.

3.7: PERTES DE CHARGE SINGULIÈRES OU MINEURES

3.7.1: Expression générale des pertes de charge mineures

Les pertes de charge singulières sont essentiellement dues aux modifications géométriques qui se tiennent le long d'une conduite. On peut y compter les changements de direction (coudes de divers angles, raccords ... etc.), les variations de section, les vannes ou robinets, les appareils de mesure etc. Ces appareils et accessoires entraînent une perte de charge supplémentaire qui possède une nature locale et est généralement inférieure à la perte de charge par frottement subie par un conduit long.

Même si la source d'une telle perte est restreinte à un conduit de petite longueur, son effet persiste sur une distance importante en aval (la distribution de la vitesse normale après un coude ne peut être rétablie que sur une distance approximativement égale à 100 fois le diamètre en aval du coude, par exemple). L'écoulement dans cette région est complexe, et la perte de charge est légèrement différente de celle due au frottement. En pratique cependant, il est supposé que les effets du frottement et de la turbulence supplémentaire peuvent être séparés, et que la perte supplémentaire est restreinte au mécanisme qui la provoque qui est d'une nature locale. La perte de charge totale dans un conduit est donc la somme de la perte due au frottement et de celle supplémentaire:

$$h_{\text{Totale}} = \sum h_{\text{régulières ou par frottement}} + \sum h_{\text{singulières ou mineures}} \quad (3.34)$$

3.7.2: Approches d'expression des pertes de charge mineures

La perte de charge mineure peut être exprimée de trois façons.

1. En termes de la charge de vitesse ou de débit dans la conduite, i.e.:

$$h_m = K_m \frac{V^2}{2g} = \left(\frac{8K}{\pi^2 g D^4} \right) Q^2 \quad (3.34)$$

dans laquelle (K_m) est le coefficient de perte de charge mineure qui reste pratiquement constant pour des valeurs du nombre de Reynolds élevées, et (V) est la vitesse moyenne dans le conduit en amont de l'élément de perte de charge mineure.

2. En termes de la longueur équivalente des conduits en ligne. La perte de charge peut par exemple être déterminée par application de l'équation de Darcy-Weisbach:

$$h_m = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (3.7)$$

Dans ce cas, la longueur équivalente du conduit et le coefficient de perte de charge peuvent être reliés par:

$$\frac{L}{D} = \frac{K_m}{f} \quad (3.35)$$

3. En termes du coefficient d'écoulement (C_v) qui donne un écoulement (gpm) passant à travers la vanne à une pression de 1 psi (soit 6,89 kPa):

$$h_m = \frac{18,5 \cdot 10^6 D^4 V^4}{C_v^2 2g} \quad (3.36)$$

Le coefficient d'écoulement peut être relié au coefficient de perte mineure par :

$$K_m = \frac{18,5 \cdot 10^6 D^2}{C_v^2} \quad (3.37)$$

Des expressions des pertes mineures citées, l'approche du conduit équivalent est la plus commode pour les problèmes de distribution d'eau. Ceci est spécialement vrai pour les problèmes de réseaux où l'utilisateur potentiel n'a besoin d'ajouter que quelques mètres de longueur aux conduites à proximité des valves et des installations comptant pour des éléments de perte mineure. L'approche utilisant les coefficients d'écoulement est la plus encombrante puisque les coefficients d'écoulement dépendent du diamètre du conduit. Les coefficients de perte mineure et les longueurs équivalentes sont de dimensions moindres et ne dépendent que peu du diamètre. Les coefficients de perte de charge pour divers obstacles géométriques et accessoires sont donnés dans le Tableau 3.8 [41].

Tableau 3.8: Coefficients de pertes de charge mineures [41]

Type d'accessoire		Coefficient de perte de charge(*)					
1. Elargissement brusque		$\left(h_{eb} = K_{eb} \frac{V_1^2}{2g} \right)$					
D ₁ : D ₂		Intervalle de V ₁ : 0,6 m/s-13 m/s					
1 : 1,2		0,11 - 0,08					
1 : 1,4		0,26 - 0,20					
1 : 1,6		0,40 - 0,32					
1 : 1,8		0,51 - 0,40					
1 : 2		0,60 - 0,47					
1 : 2,5		0,74 - 0,58					
1 : 3		0,83 - 0,65					
1 : 4		0,92 - 0,72					
1 : 5		0,96 - 0,75					
2. Elargissement progressif		$\left(h_{ep} = K_{ep} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right)$					
θ	2°	4°	6°	8°	10°	12°	15°
K_{ep}	0,033	0,039	0,046	0,055	0,078	0,10	0,16
θ	20°	30°	40°	50°	60°	55°	90°
K_{ep}	0,31	0,49	0,60	0,67	0,72	0,72	0,67

Tableau 3.8: (Suite1)

Type d'accessoire		Coefficient de perte de charge(*)
3. Sortie	$\left(h_s = K_s \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right)$	
‘Bell – mouthed’		0,1
‘Coin pointu’		1
Conduit dans une distillerie d'eau ou d'air (débit libre)		1 (V ₂ =0)
4. Rétrécissement brusque	$\left(h_{rb} = K_{rb} \frac{V_2^2}{2g} \right)$	
D ₁ : D ₂		Intervalle de V ₁ : 0,6 m/s-13 m/s
1,2 : 1		0,07 - 0,11
1,4 : 1		0,17 - 0,20
1,6 : 1		0,26 - 0,24
1,8 : 1		0,34 - 0,27
2 : 1		0,38 - 0,29
2,5 : 1		0,42 - 0,31
3 : 1		0,44 - 0,33
4 : 1		0,47 - 0,34
5 : 1		0,48 - 0,35
5. Rétrécissement progressif	$\left(h_{rp} = K_{rp} \frac{V_2^2}{2g} \right)$	
Ordinaire		0.25
‘Bell - mouthed’		0,10
Aérodynamique		0,04
6. Entrée	$\left(h_{en} = K_{en} \frac{V^2}{2g} \right)$	
‘Bell – mouthed’		0,04
Légèrement arrondie		0,23
Tranchant pointu		0,5
Ré-entrée		1,0
Epurateur et Valve à pied		2,5
7- Coudes	$\left(h_c = K_c \frac{V_2^2}{2g} \right)$	
a- Coudes - 45°		Intervalle de V ₂ : 0,6 m/s-13 m/s
A rebord - régulier		0,20 - 0,30
A rebord - long rayon		0,18 - 0,20
Vissés – régulier		0,30 - 0,42

Tableau 3.8: (Suite2)

Type d'accessoire	Coefficient de perte de charge(*)
b- Coudes - 90°	
A rebord - régulier	0,21 - 0,30
A rebord - long rayon	0,18 - 0,20
Intersection de deux cylindres (Conduits soudés non arrondis)	1,25 – 1,8
A rebord - rayon court	0,9
A rebord - rayon moyen	0,75
A rebord - rayon long	0,6
c- Coudes en onglet	
Angle du coude, θ	
5°	0,016 - 0,024
10°	0,034 - 0,044
15°	0,042 - 0,062
22,5°	0,066 - 0,154
30°	0,130 - 0,165
45°	0,236 - 0,320
60°	0,471 - 0,684
90°	0,129 - 0,265
d- Coudes de retour (90°)	
A rebord - régulier	0,38
A rebord - long rayon	0,25
Vissés	2,2
8- Tees	$\left(h_t = K_t \frac{V_2^2}{2g} \right)$
Standard - à deux branches	1,5 - 1,8
Standard - tour de 90°	1,8
Standard - exécution du tee	0,6
Réduction - exécution du tee (en termes de vitesse en l'extrémité faible	
2 : 1	0,9
4 : 1	0,75
9- Engorgement	
Rapport surface du conduit à la surface du débit à l'engorgement	
1,1	0,21
1,4	1,15
1,6	2,40
2,0	5,55
3,0	15,0
4,0	27,3
5,0	42,0
6,0	57,0
7,0	72,5
10,0	121,0

Tableau 3.8: (Suite3)

Type d'accessoire	Coefficient de perte de charge(*)	
10- Compteurs de courant	$\left(h_{cc} = K_{cc} \frac{V^2}{2g} \right)$	
a- Tubes de Venturi		1,5 - 1,8
Rapport gorge au diamètre d'arrivée	Tube long	Tube court
1 : 3	1,0 - 1,2	2,43
1 : 2	0,44 - 0,52	0,72
2 : 3	0,25 - 0,30	0,32
3 : 4	0,20 - 0,23	0,24
b- Compteurs à orifices		
Rapport orifice-diamètre du conduit		
1 : 4	4,8	
1 : 3	2,5	
1 : 2	1,0	
2 : 3	0,4	
3 : 4	0,24	
11- Valves	$\left(h_v = K_v \frac{V^2}{2g} \right)$	
a- Valves à vannes		
Entièrement ouverte		0,19
ouverte à 3/4		1,15
ouverte à 1/2		5,6
ouverte à 1/4		24,0
b- Valves à papillon		
Angle de fermeture, θ		
0° (entièrement ouverte)		0,3
10°		0,46
20°		1,38
30°		3,6
40°		10
50°		31
60°		94
c- Valves à diaphragme		
Entièrement ouverte		2,3
ouverte à 3/4		2,6
ouverte à 1/2		4,3
ouverte à 1/4		21,0
d- Valves d'arrêt		
Entièrement ouverte		4,0
ouverte à 3/4		4,6
ouverte à 1/2		6,4
ouverte à 1/4		780,0

Tableau 3.8: (Suite4)

Type d'accessoire	Coefficient de perte de charge(*)
e- Valves de contrôle (retour)	
contrôle 'swing' (entièrement ouverte)	2,5
Type à boule (entièrement ouverte)	2,5 – 3,5
Type soulèvement horizontal	8 – 12
f- Valves à pied avec épurateur	2,5
g- Valves de réduction de pression	10,0

(*) les indices 1 et 2 représentent les extrémités de début et de fin respectivement

Chapitre4:

METHODES DE CALCUL DE PERTES DE CHARGE-APPLICATION ET COMPARAISONS

4.1: INTRODUCTION

Au chapitre 3 (§ 3.6) et en comparant les résultats des trois approches (Darcy-Weisbach, Hazen-Williams et Manning), ceux de Hazen-Williams ont été les plus proches des résultats expérimentaux dans le cas des conduites lisses (conduites neuves). Sur cette base, cette approche va être utilisée comme fondement pour la comparaison avec les autres approches lors de l'application d'EPANET en termes de pressions aux nœuds, débits, vitesses et perte de charges le long de conduites.

4.2: EPANET – PRESENTATION

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau instantanées et sur de longues durées dans les réseaux complexes sous pression [42].

Un réseau est un ensemble de conduites, nœuds (jonctions de conduites), pompes, vannes, bâches, réservoirs et autres accessoires.

Aux fins de calcul des pertes de charge dues au frottement (ou régulières) ainsi que celles causées par les singularités (telles que les coudes, téés ...etc.), EPANET dispose de la possibilité d'utiliser trois différentes relations: Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning présentées au Chapitre 3.

4.2.1: Etapes d'application d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont principalement les suivantes:

1. Dessiner le réseau représentant le système de distribution,
2. Saisir les propriétés des différents éléments du réseau,
3. Décrire le fonctionnement système (courbe caractéristique de la pompe, courbe de modulation ...etc.),
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation,
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité,
6. Visualiser les résultats de la simulation.

4.2.2: Modélisation avec EPANET

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des conduites, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

4.2.2.1: Les nœuds

Plusieurs sortes de nœuds sont disponibles. On distingue:

- Les nœuds de demande

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau, et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer),
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

Les résultats calculés aux nœuds de demande à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique),
- La pression.

- Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont:

- L'altitude du flotteur (ou le niveau d'eau est zéro),
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique),
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- La charge (altitude de l'eau),
- La pression (niveau de l'eau).

- Les bâches

Les Bâches infinies sont des nœuds représentant une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les fleuves, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les bâches infinies peuvent également servir de point d'injection d'une substance entrant dans le réseau. La donnée de base pour une bâche est représenté par:

- La charge totale (égale au niveau de la surface de l'eau si la bâche infinie n'est pas sous pression).

Puisqu'une bâche est un élément de frontière d'un réseau, la qualité et la charge hydraulique de l'eau ne peuvent pas être affectées par ce qui se produit dans le réseau. Par conséquent, aucune propriété n'est calculée au cours de la simulation.

4.2.2.2: Les arcs

Parmi les arcs, on distingue notamment:

- Les conduites

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET assume que tous les conduits sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude et pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont:

- Les nœuds initial et final,
- Le diamètre,
- La longueur,
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge),
- L'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Les valeurs calculées pour les conduites incluent:

- Le débit,
- La vitesse d'écoulement,
- La perte de charge,
- Le facteur de friction de Darcy-Weisbach.

- Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- Les nœuds d'entrée et de sortie,
- Le diamètre,
- La consigne de fonctionnement,
- L'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont :

- Le débit
- La perte de charge hydraulique.

Les différents types de vannes qui offrent EPANET sont :

- Vanne stabilisatrice aval (PRV),
- Vanne stabilisatrice amont (PSV),
- Vanne brise-charge ou réducteur de pression (PBV),
- Vanne régulatrice de débit ou limiteur de débit (FCV),
- Vanne diaphragme (TCV),
- Vanne d'usage général (GPV).

- Les pompes

Les pompes sont des arcs qui ajoutent de l'énergie à un fluide et augmentent ainsi sa charge hydraulique. Les principaux paramètres d'entrée pour une pompe sont:

- Les nœuds d'aspiration et de décharge,
- La courbe caractéristique (la combinaison des charges hydrauliques et des débits que la pompe peut fournir à sa vitesse nominale).

Les principaux paramètres calculés sont:

- Le débit,
- Le gain de charge hydraulique.

N.B.: Le fluide traverse la pompe en sens unique et EPANET ne permet pas aux pompes de fonctionner en dehors de leur courbe caractéristique.

4.3: SIMULATION HYDRAULIQUE-CAS D'ETUDE 1

La présente phase du travail consistera à entreprendre une comparaison des trois approches intégrées à EPANET que sont celles de darcy-Weisbach, Hazen-Williams et Chezy-Manning, et ce pour deux réseaux différents.

Le présent système de distribution d'eau intègre trois nœuds de demande, quatre conduites, deux réservoirs et une pompe. Les étapes de travail ont consisté essentiellement à:

1. la modélisation du système sur EPANET (Figure 4.1),
2. la saisie des données inhérentes aux différents nœuds, conduites et réservoirs (Tableaux 4.1 et 4.2),
3. Le choix d'une courbe caractéristique pour la pompe (Figure 4.2).

Trois simulations successives sont lancées, chacune appliquant une approche de calcul différente. Le matériau des conduites utilisées sera du béton dont les coefficients de rugosité sont:

- Hazen-Williams: $C_{HW} = 120$
- Chezy-Manning: $N = 0,012$
- Darcy-Weisbach: $\varepsilon = 0,3mm$

Les résultats obtenus sont en termes de pressions aux nœuds, de débits, vitesses et pertes de charge aux conduites.

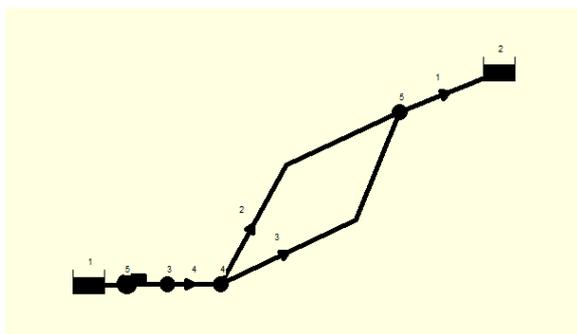


Figure 4.1: Réseau de distribution d'eau -ce1

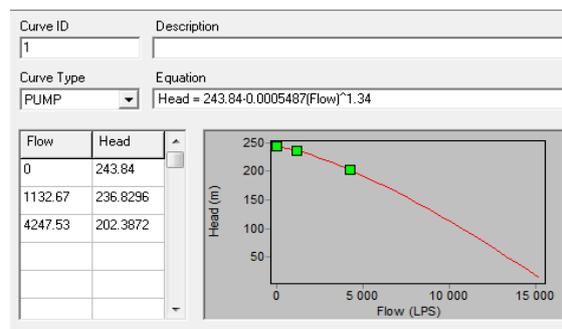


Figure 4.2: courbe caractéristique de la pompe 01-ce1

Tableau 4.1: Elévation et demande aux nœuds

Id nœud	Elévation (m)	Demande (lps)
Nœud 3	76.2	424.75
Nœud 4	76.2	0.00
Nœud 5	85.344	283.17
Résvr. 1	76.2	-5477.76
Résvr. 2	91.44	4769.84

Tableau 4.2: Longueur et diamètres des conduites

Id conduite	Longueur (m)	Diamètre (m)
Conduite 1	304.8	600
Conduite 2	304.8	762
Conduite 3	609.6	381
Conduite 4	152.4	635
Pompe (5)	#N/A	#N/A

4.3.1: Résultats et discussions – 1ère pompe

4.3.1.1 La pression

Tableau 4.3: Pression aux nœuds-Cas d'étude1-Pompe1

Id nœud	Pression (m)				
	H-W	D-W		C-M	
		Pression	Erreur %	Pression	Erreur %
Noeud3	185.48	190.97	2.88	196.69	5.71
Noeud4	143.41	146.98	2.43	150.99	5.02
Noeud5	105.78	110.45	4.23	113.85	7.09

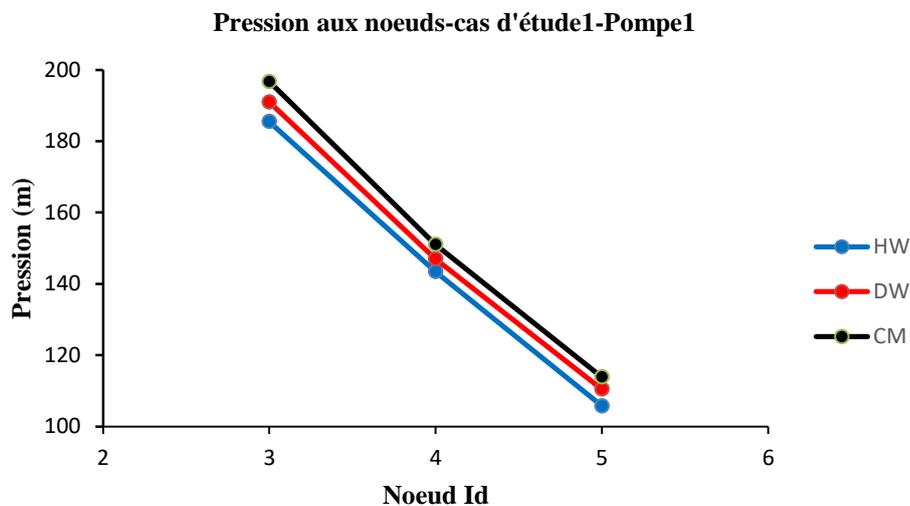


Figure 4.3: Pression aux nœuds-cas d'étude1-pompe1

Les résultats montrent la forte élévation des pressions aux nœuds (supérieurs à 60m généralement requises), et ce pour les trois méthodes (Figure 4.3). La pompe semble fournir des pressions élevées à celle requises. Comparées aux résultats fourmes par l'approche de Hazen-Williams, les erreurs varient entre 2.43% et 4.23% pour la méthode de Darcy-Weisbach et entre 5.02% et 7.09% pour celle de Chezy-Manning (Tableau 4.3).

4.3.1.2 Le débit

Tableau 4.4: Débit aux conduites-Cas d'étude1-Pompe1

Id conduit	Débit (l/s)				
	H-W	D-W		C-M	
		Débit	Erreur %	Débit	Erreur %
Cond.1	4769.84	4382.25	8.12	3966.37	16.84
Cond.2	4547.76	4184.02	7.99	3823.68	15.92
Cond.3	505.25	481.40	4.72	425.86	15.71
Cond.4	5053.01	4665.42	7.67	4249.54	15.90
Pompe.5	5477.76	5090.17	7.08	4674.29	14.67

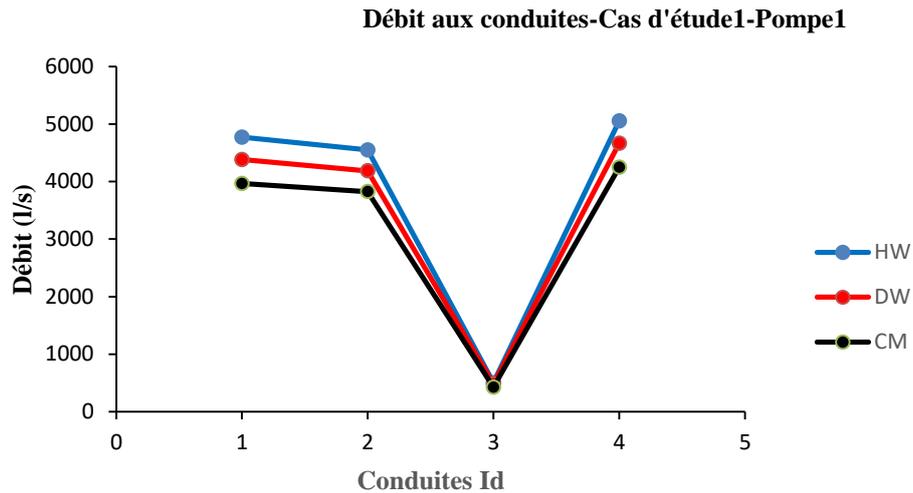


Figure 4.4: Débits aux conduites-cas d'étude1-pompe1

Les débits trouvés sont très élevés dépassant les 4000l/s dans certaines conduites. La pompe fournit pour le système de distribution des débits supérieurs à celles requises par les nœuds de demande. Les erreurs suivent le même profil que ceux trouvés pour les pressions. Ils varient entre 4.78% et 8.12% pour la méthode de Darcy Weisbach, et entre 14.67% et 16.84%r pour celle de Cheezy Manning.

4.3.1.3 La vitesse

Tableau 4.5: Vitesses dans les conduites-Cas d'étude1-Pompe1

Id conduit	Vitesse (m/s)				
	H-W	D-W		C-M	
		Vitesse	Erreur %	Vitesse	Erreur %
Cond.1	16.87	15.50	8.12	14.03	16.83
Cond.2	9.97	9.17	8.02	8.38	15.95
Cond.3	4.43	4.22	4.74	3.74	15.58
Cond.4	15.96	14.73	7.71	13.42	15.92
Pompe.5	0.00	0.00	00	0.00	00

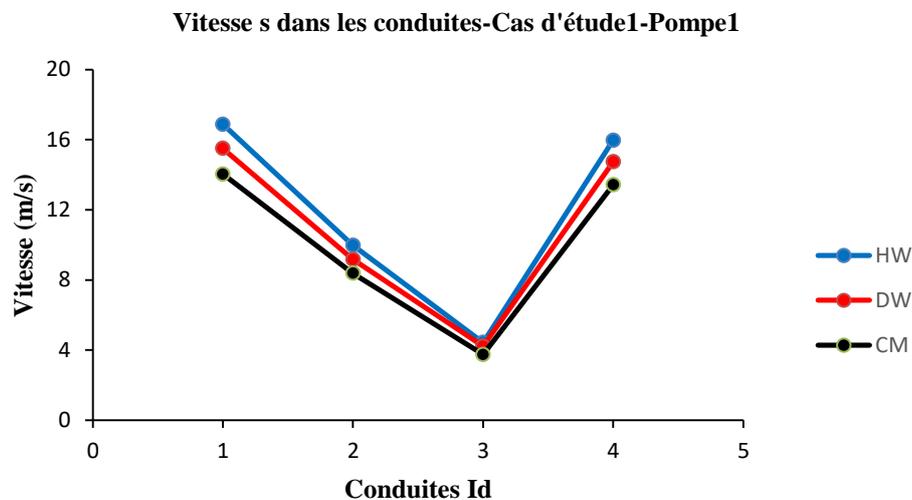


Figure 4.5: Vitesses dans les conduites-cas d'étude1-pompe1

Les vitesses dépassent 3m/s et ce pour la totalité des conduites du réseau et les approches. Les erreurs varient entre 4.22% et 15.50% pour la méthode de Darcy Weisbach tandis qu'elles sont supérieures à 15% pour celle de Chezy Manning.

4.3.1.4: La perte de charge

Tableau 4.6: Pertes de charge unitaires dans les conduites-Cas d'étude1-Pompe1

Id conduit	Perte de charge unitaire (m/km)				
	H-W	D-W		C-M	
		Vitesse	Erreur %	Vitesse	Erreur %
Cond.1	327.04	342.36	4.47	353.52	7.49
Cond.2	93.46	89.86	3.85	91.84	1.73
Cond.3	46.73	44.93	3.85	45.92	1.73
Cond.4	276.09	288.63	4.34	299.92	7.94
Pompe.5	-185.48	-190.97	2.87	-196.69	5.70

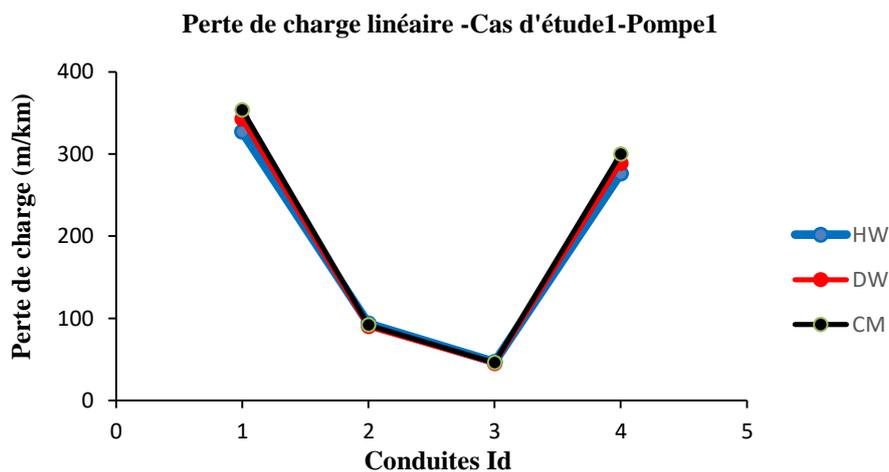


Figure 4.6: Pertes de charge dans les conduites-cas d'étude1-pompe1

Pour les conduites l'erreur pour la méthode de Darcy-Weisbach varie entre 2.87% et 4.47% alors que pour celle de Chezy-Manning, elle varie entre 1.73% et 7.49%. Le pourcentage d'erreur pour la pompe est de 0.24% pour la méthode de Darcy-Weisbach et de 0.18% pour la méthode de Chezy-Manning.

4.3.2: Résultats et discussions – 2ème pompe

Afin de contrôler les pressions et par conséquent les vitesses obtenues en utilisant la première pompe, une altération des caractéristiques de la pompe (i.e. de la pompe elle-même) est nécessaire. Les caractéristiques sont modifiées jusqu'à l'obtention de résultats les plus proches possibles de ceux souhaités en utilisant la méthode de Hazen-Williams pour le calcul des pertes de charge. Ceci nous entraîne à utiliser la pompe dont la courbe caractéristique est représentée en Figure 4.7.

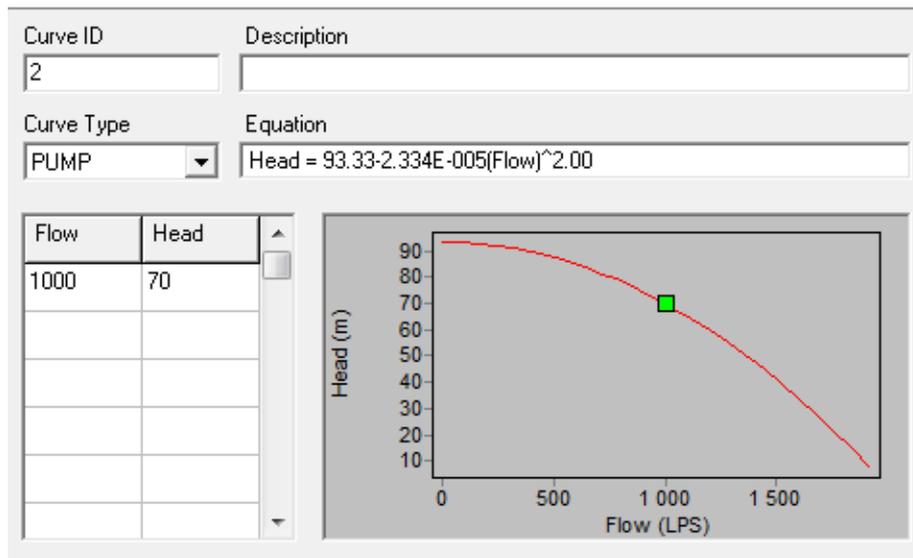


Figure 4.7: Courbe caractéristique de la pompe 02

4.3.2.1 La pression

L'intégration de la nouvelle pompe a permis aux pressions de diminuer à des valeurs acceptables (Tableau 4.7). En effet, les valeurs trouvées sont comprises entre 10m et 60m.

Tableau 4.7: Pressions aux nœuds pour les 2 pompes

Id nœud	Pression (m)	
	Pompe-1	Pompe-2
Nœud3	185.48	26.14
Nœud4	143.41	22.86
Nœud5	105.78	11.51

4.3.2.2 Débit, vitesse et perte de charge

Les débits permis par la seconde pompe ont été réduits à des valeurs acceptables tout en répondant à la demande. Les vitesses ainsi que les pertes de charge ont été réduites sensiblement. Les vitesses restent néanmoins supérieures à 1,5m/s pour toutes les conduites sauf la troisième (1,12m/s) qui reste acceptable. Les pertes de charge quant-à-elles ont été réduites par un facteur de 10 (Tableau 4.8).

Tableau 4.8: Débits, vitesses et pertes de charge unitaires pour les 2 pompes

Id nœud	Débits (l/s)		Vitesse (m/s)		Perte de charge unitaire (m/km)	
	Pompe-1	Pompe-2	Pompe-1	Pompe-2	Pompe-1	Pompe-2
Cond.1	4769.84	989.10	16.87	3.50	327.04	17.75
Cond.2	4547.76	1145.05	9.97	2.51	93.46	7.27
Cond.3	505.25	127.21	4.43	1.12	46.73	3.63
Cond.4	5053.01	1272.27	15.95	4.02	276.09	21.47
Pompe5	5477.76	1697.02	0.00	0.00	-185.48	-26.14

4.4: SIMULATION HYDRAULIQUE-CAS D'ETUDE 2

4.4.1: Réseau et paramètres d'entée

Le second cas d'étude traité est représenté par un système de distribution d'eau contenant six nœuds, huit conduites, une source d'eau, un réservoir et une pompe. La pompe est utilisée afin de répondre à la demande requise avec une pression de refoulement suffisante.

Une le réseau dessiné sur EPANET (Figure 4.8), les paramètres hydrauliques représentés par les demandes en eau et les élévations pour chaque nœud sont introduites (Tableau 4.9). Les paramètres géométriques sont ensuite intégrés. Ils sont représentés par les longueurs et diamètres des diverses conduites (Tableau 4.10) et l'altitude de la source ou bête à eau (210m). Les caractéristiques du réservoir sont représentées par son altitude (250m), son niveau minimal (1m), son niveau maximal (6m) et son diamètre (20m).

La pompe est caractérisée par sa courbe caractéristique tracée grâce au point (débit nominal de 42l/s correspondant à la hauteur nominale de 45m). EPANET créera automatiquement une courbe caractéristique et affichera l'équation caractéristique de la pompe (Figure 4.9).

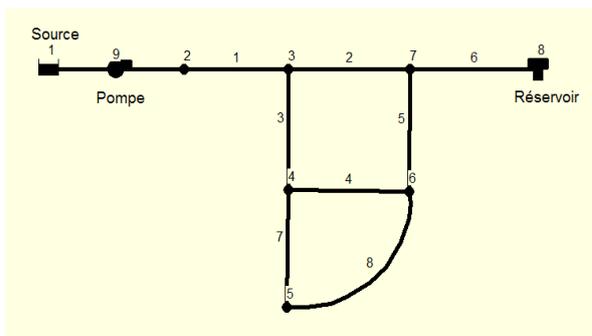


Figure 4.8: Réseau de distribution d'eau dans 'Epanet'

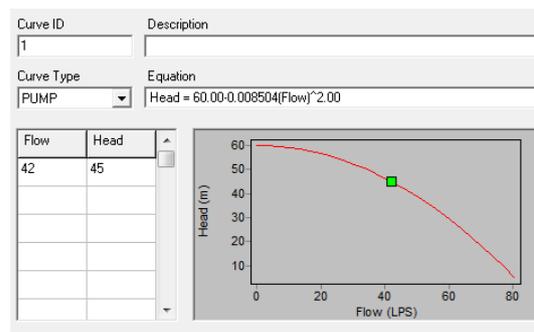


Figure 4.9: Courbe caractéristique de la pompe

Tableau 4.9: Elévation et demande aux nœuds

Id nœud	Elévation (m)	Demande (lps)
Nœud 2	210	00.0
Nœud 3	215	10.0
Nœud 4	210	10.0
Nœud 5	200	15.0
Nœud 6	210	10.0
Nœud 7	210	00.0

Tableau 4.10: Longueur et diamètre des conduites

Id conduite	Longueur (m)	Diamètre (m)
Conduite 1	1000	200
Conduite 2	1500	100
Conduite 3	1500	150
Conduite 4	1500	75
Conduite 5	1500	150
Conduite 6	2000	75
Conduite 7	1500	100
Conduite 8	2000	100

Les données introduites, la simulation sera lancée pour les trois approches (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning). Chacune utilise un coefficient de rugosité dépendant du matériau utilisé (Tableaux 3.3 et 3.4). Les conduites étant en PEHD, les

différents coefficients de rugosité seront égaux à $C_{HW}=140$ (Hazen-Williams), $N=0,008$ (Chezy-Manning) et $\varepsilon=0,0015\text{mm}$ (Darcy-Weisbach).

4.4.2: Résultats et discussions

4.4.2.1 La pression

Les pressions aux nœuds pour les trois méthodes sont inférieures à 60m, et l'erreur varie d'un nœud à un autre. Elle passe d'un minimum de 0.17% pour le nœud 2 à 36.94% et 44.57% pour les méthodes de Darcy-Weisbach et Chezy-Manning respectivement (Tableau 4.11 et Figure 4.10).

Tableau 4.11: Pression aux nœuds-Cas d'étude2

Id nœud	Pression (m)				
	H-W	D-W		C-M	
		Pression	Erreur %	Pression	Erreur %
Nœud 2	45.61	45.53	0.17	45.53	0.17
Nœud 3	32.82	33.99	3.44	34.58	5.08
Nœud 4	22.63	26.12	13.36	27.50	17.7
Nœud 5	10.72	17.00	36.94	19.34	44.57
Nœud 6	12.34	16.95	27.20	18.62	33.73
Nœud 7	17.77	21.60	17.73	22.56	21.23

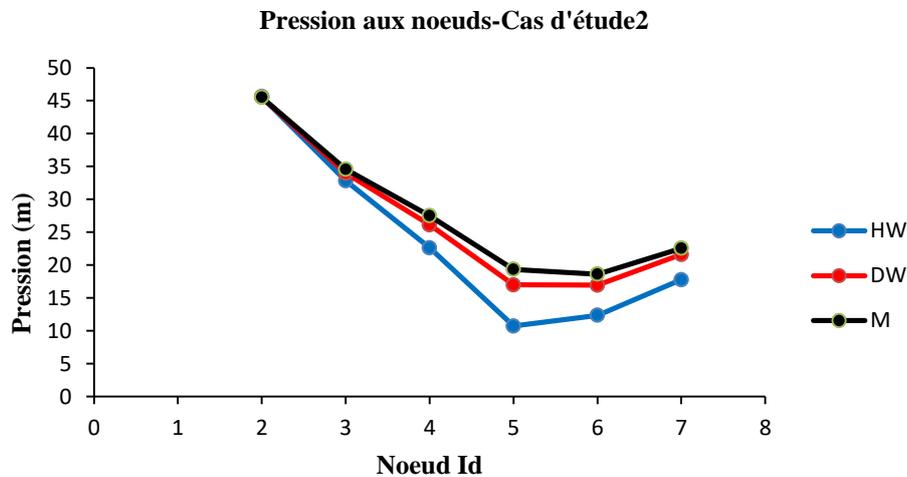


Figure 4.10: Pression aux nœuds-cas d'étude2

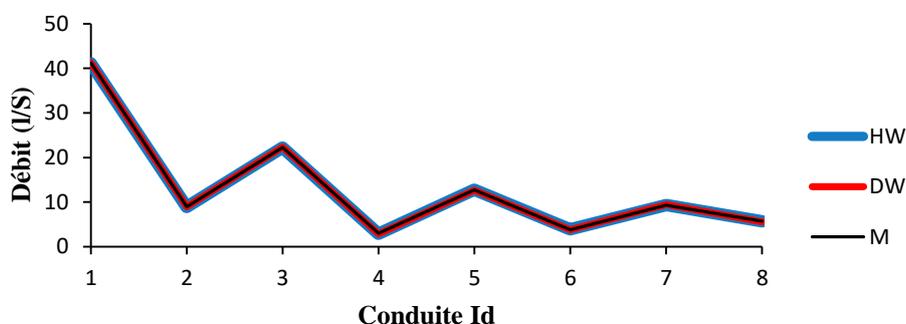
4.4.2.2 Le débit

Les résultats de débit dans les conduites sont extrêmement proches. L'erreur pour la méthode de Darcy-Weisbach est minime (0.22% pour la conduite 1) tandis que pour l'approche de chezy-Manning, elle approche 2.84% pour la conduite 6. Pour cette dernière méthode, l'erreur minimale est de 0.18% pour la conduite 3 et maximale de 3.10% pour la conduite 6.

Les conduites ayant un débit négatif montrent que l'écoulement s'effectue en fait dans le sens opposé à celui pour lequel la conduite à été dessinée initialement.

Tableau 4.12: Débit aux conduites-Cas d'étude2

Id conduit	Débit (l/s)				
	H-W	D-W		C-M	
		Débit	Erreur %	Débit	Erreur %
Cond.1	41.13	41.24	0.27	41.25	0.29
Cond.2	8.89	8.93	0.22	8.97	0.89
Cond.3	22.24	22.31	0.31	22.28	0.18
Cond.4	2.91	2.88	1.03	3.01	3.32
Cond.5	-12.76	-12.69	0.55	-12.72	0.31
Cond.6	-3.87	-3.76	2.84	-3.75	3.10
Cond.7	9.33	9.43	1.06	9.27	0.64
Cond.8	-5.67	-5.57	1.76	-5.73	1.05
Pompe.9	41.13	41.24	0.27	41.25	0.29

Débit dans les conduites-Cas d'étude2**Figure 4.11:** Débits aux conduites-cas d'étude2

4.4.2.3 La vitesse

Les profils des vitesses montrent la même tendance que ceux du débit (§ 4.3.2.2). Ils sont les mêmes pour les conduites 1, 3 et 5 mais varient entre 0,5m/s et 1,5 m/s pour l'ensemble des conduites et méthodes.

Les erreurs varient de 0,83% (minimale, Chezy-Manning-conduite 7) à 3,41% (maximale, conduite 6).

Tableau 4.13: Vitesses dans les conduites-Cas d'étude2

Id conduit	Vitesse (m/s)				
	H-W	D-W		C-M	
		Vitesse	Erreur %	Vitesse	Erreur %
Cond.1	1.31	1.31	0.00	1.31	0.00
Cond.2	1.13	1.14	0.88	1.14	0.88
Cond.3	1.26	1.26	0.00	1.26	0.00
Cond.4	0.66	0.65	1.15	0.68	2.94
Cond.5	0.72	0.72	0.00	0.72	0.00
Cond.6	0.88	0.85	3.41	0.85	3.41
Cond.7	1.19	1.20	0.83	1.18	0.84
Cond.8	0.72	0.71	2.74	0.73	1.37
Pompe.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

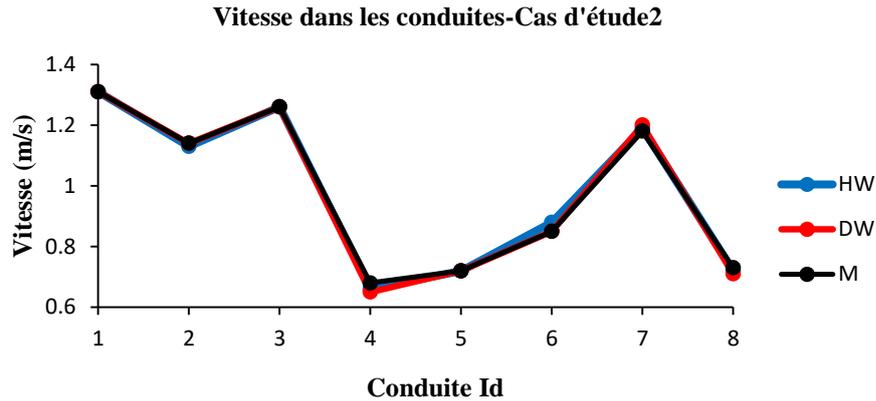


Figure 4.12: Vitesses dans les conduites-cas d'étude2

4.4.2.4: La perte de charge

La pompe montre une erreur de 0,24% et 0,18% pour les méthodes de Darcy-Weisbach et Chezy-Manning respectivement.

Concernant les conduites, les erreurs varient entre 16,45% (Darcy-Weisbach-Conduite 6) à 27,35% (Chezy-Manning-Conduite5).

Tableau 4.14: Pertes de charge unitaires dans les conduites-Cas d'étude2

Id conduit	Perte de charge unitaire (m/km)				
	H-W	D-W		C-M	
		h_f	Erreur %	h_f	Erreur %
Cond.1	7.79	6.54	16.05	5.95	23.6
Cond.2	13.37	11.59	13.31	11.35	15.11
Cond.3	10.13	8.58	15.30	8.05	20.53
Cond.4	6.86	6.11	10.93	5.92	13.7
Cond.5	3.62	3.10	14.36	2.63	27.35
Cond.6	11.61	9.70	16.45	9.22	20.59
Cond.7	14.61	12.75	12.73	12.11	17.11
Cond.8	5.81	4.98	14.28	4.64	20.14
Pompe.9	-45.61	-45.5	0.24	-45.53	0.18

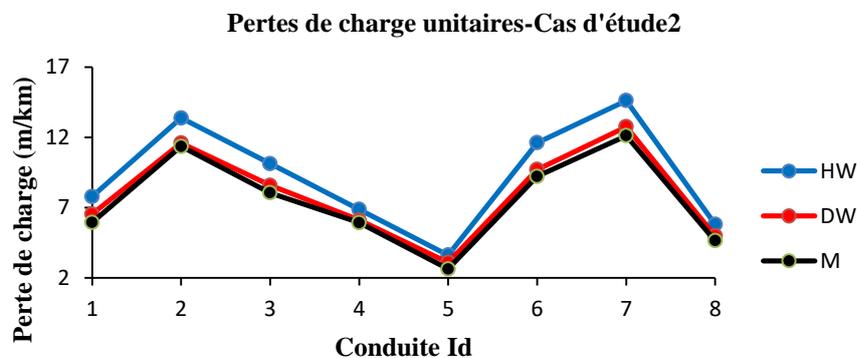


Figure 4.13: Pertes de charge dans les conduites-cas d'étude2

4.5: CONCLUSIONS

L'application du premier cas d'étude et la simulation de son réseau de distribution avec la pompe disponible a résulté en des pressions élevées (supérieures à 60m) qui peuvent entraîner un endommagement des conduites en béton qui ne peuvent résister à de telles pressions. Les vitesses et débits importants trouvés entraînent des consommations d'énergie substantielles. Deux solutions sont envisageables:

- soit changer les conduites (i.e. changer le matériau) et les remplacer par d'autres en un matériau plus résistant (PEHD par exemple),
- soit changer la pompe et utiliser une autre avec des caractéristiques plus adéquates.

C'est la seconde solution qui a été choisie à cause de sa simplicité relative et de ses coûts inférieurs. Une modification de la pompe a été réalisée, et les résultats obtenus ont montré:

- Une distribution de pression acceptable qui varie dans la marge souhaitable,
- des débits et des vitesses inférieures. Néanmoins, les vitesses sont restées supérieures à 1,5m/s entraînant des pressions supérieures à 10m.

Le second cas d'étude traité utilise des conduites en PEHD qui peuvent résister à des pressions de l'ordre de 100m. La simulation a montré:

- des pressions aux nœuds inférieures à 100m,
- des vitesses d'écoulement dans les conduites comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s. Ces vitesses permettent d'éviter d'une part le problème de dépôt de calcaire qui se produit lors des vitesses d'écoulements faibles et d'autre part, conjurer l'augmentation de la consommation,
- un certain éloignement des résultats concernant les pressions et les pertes de charge estimées par les trois approches appliquées,
- La concordance des résultats (en termes de vitesse et de débit dans les conduites) pour les trois méthodes de calcul. L'erreur n'a pas dépassé la valeur de 4% pour toutes les conduites.

Chapitre5: ETUDE ET MODELISATION DU RESEAU AEP EXTENSION-SUD-W. GUELMA

5.1: INTRODUCTION

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux consommateurs en satisfaisant sa demande en termes de débit et de pression. Le présent chapitre traite un réseau complexe d'alimentation en eau potable du sud de la Wilaya de Guelma. L'étude consiste essentiellement à vérifier l'exactitude du dimensionnement du réseau et son aptitude à satisfaire les besoins des consommateurs à l'aide du logiciel EPANET.

5.2: PRESENTATION DU SITE

L'aire d'étude Extension-Sud se situe aux limites Sud de la ville de Guelma (cf. Figure 5.1) qui est une ville moyenne du Nord-Est algérien. Elle jouit une position géométriquement centrale dans son territoire de wilaya. La commune est limitée au Nord par les communes de Héliopolis et El-Fedjoudj, à l'Est par la commune de Belkeir qui s'étend et l'encadre vers le Sud, au Sud et Sud-Ouest par Ben-Djerrah et à l'Ouest par Medjez Ammar (cf. Figure 5.2).

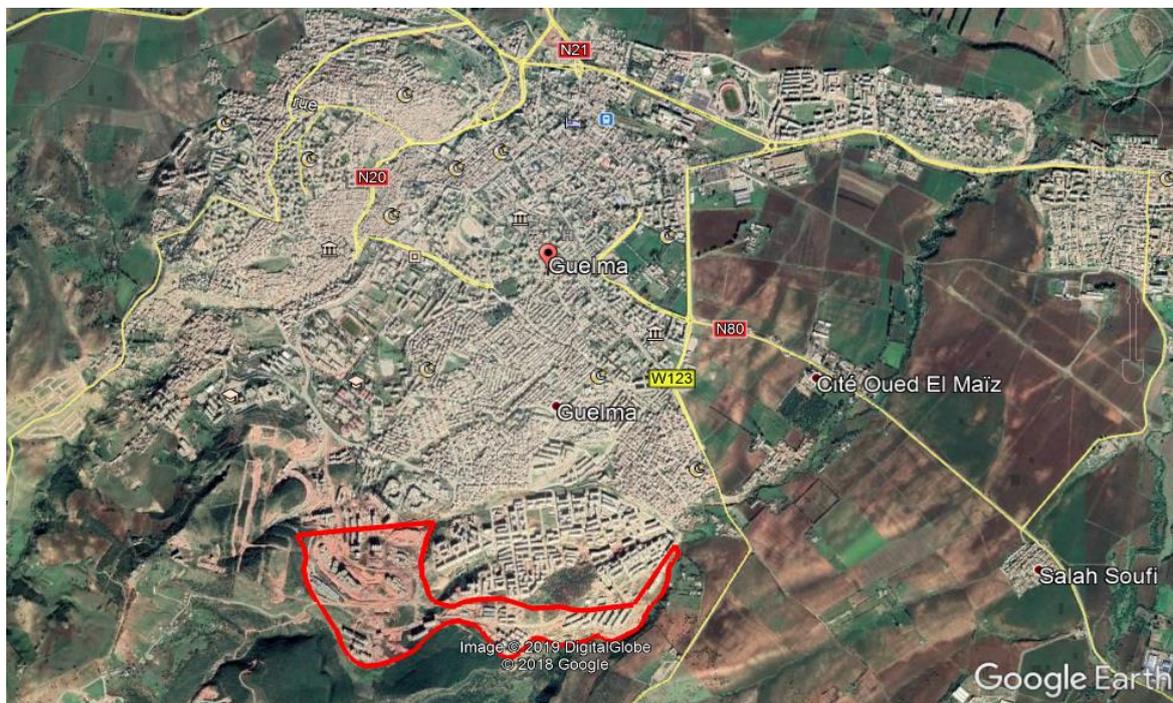


Figure 5.1: Position de l'Extension Sud de la ville de Guelma

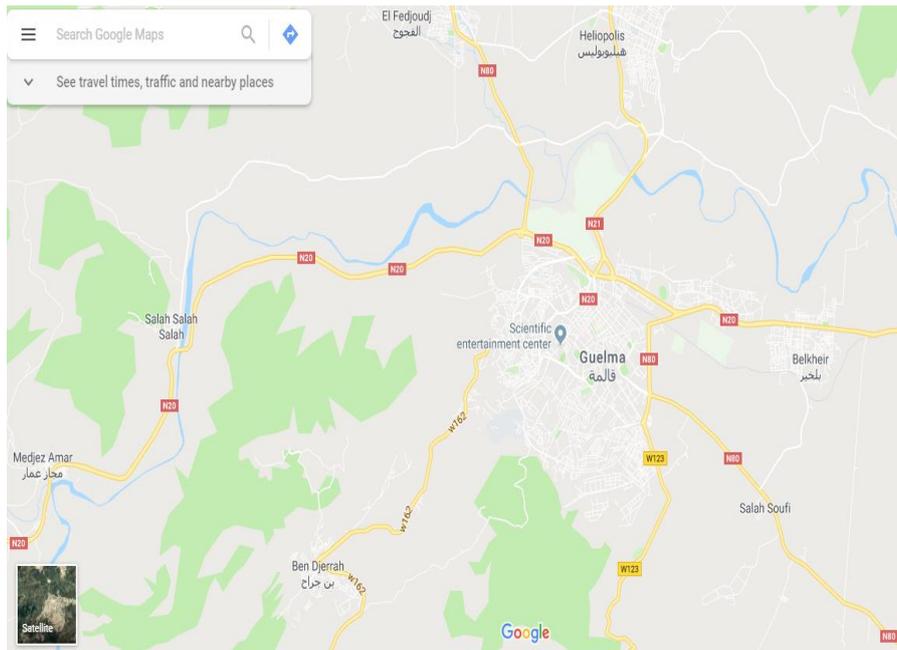


Figure 5.2: Position de la ville de Guelma

Le territoire De l'Extension Sud est limité (cf. Figure 5.3):

- au Nord par le Pos UC1,
- à l'Est et au Sud-Est par Oued-EL-Maiz,
- au Sud et au Sud-Ouest par Djebel-Hallouf,
- à l'Ouest et au Nord-Ouest par de futures extensions qui se dirigeraient vers la commune de Ben-Djerrah.

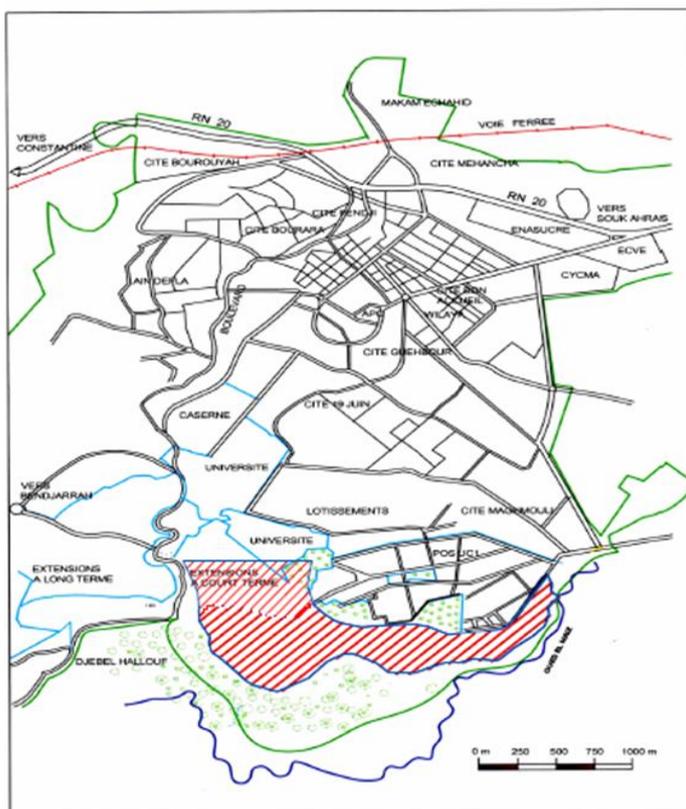


Figure 5.3: Frontières de l'Extension-Sud

5.3: EQUIPEMENTS DE LA ZONE D'ETUDE

Les équipements de la zone d'étude intègrent L'habitat avec sa nature collective et celle de service ainsi que les différentes institutions d'accompagnement.

5.3.1: Habitat

Tableau 5.1: Nombre d'habitats dans la zone d'étude

Nature	Nombre d'unités
Habitat Collectif	2328
Habitat & Services	2264

5.3.2: Equipements

Tableau 5.2: Nombre et types d'habitat dans la zone d'étude

Nature	Nombre d'unités
Ecole primaires	2
Crèche	1
Hôtel	1
Salle d'exposition	1
Centre culturel	1
Siège Daïra	1
Direction antenne adm. et PTT	1
CEM	1
Sureté urbaine	1
Lycée	1
Mosquée	1
Extension université	/
Centre de formation professionnelle	1

5.4: MOYENS UTILISES

Les moyens utilisés incluent

- le plan d'occupation de sol 'Extension-Sud-Guelma' (cf. Annexe A),
- les paramètres de distribution d'eau tels que la demande en eau à chaque nœud,
- les paramètres du réseau de distribution tels que les élévations des nœuds, les longueurs et diamètres des conduites, la rugosité de matériau utilisée,
- le logiciel EPANET.

5.5: MODELISATION ET SIMULATION

Le fichier du plan d'occupation de sol 'Extension-Sud-Guelma' (extension: dwg) est converti en fichier image (extension: bmp) et utilisé comme toile de fond dans le logiciel

EPANET. Ceci facilite l'attribution des préfixes aux nœuds et aux conduites permettant ainsi l'obtention du modèle de fonctionnement du système de distribution d'eau dans EPANET (voir Figure 5.4).

Le système de distribution d'eau est de type mixte. Il contient:

- quatre vingt deux (82) nœuds de demande,
- cent (100) conduites en matériau uniforme de différentes longueurs et diamètres. La longueur totale des conduites est de (11.1677,7 m).
- un réservoir d'une capacité de (5000 m³) utilisé comme source de distribution d'eau à l'ensemble du réseau exclusivement par gravité.

Une fois le modèle du système généré dans EPANET, l'affectation des données aux nœuds ainsi que les caractéristiques des conduites peut être entreprise. Toutes les conduites sont en Polyéthylène Haute Densité (PEHD) menant à choisir la valeur adéquate du coefficient de rugosité de Hazen-Williams ($C_{HW}=140$).

Une fois les données du réservoir intégrées, la simulation hydraulique peut être réalisée. Elle sera effectuée sur une période de (24) heures avec un pas de temps de (01) heure. La courbe de modulation (cf. Figure 5.5) se doit d'être adaptée à la consommation des habitants de la région tout en respectant les capacités de réservoir disponible (cf. Annexe B).

La demande en eau est trouvée maximale (02) fois par jour i.e. à 11 heures et 19 heures. Elle est minimale à 2h de matin. Les résultats de (2h) et (11h) seront donc les plus indicatifs. Ils seront par conséquent pris comme base d'extraction des résultats.

L'approche appliquée pour le calcul des pertes de charge est celle de Hazen-Williams et les pertes de charge singulières sont négligées.



Figure 5.4 : Numérisation du Réseau AEP - Google Earth

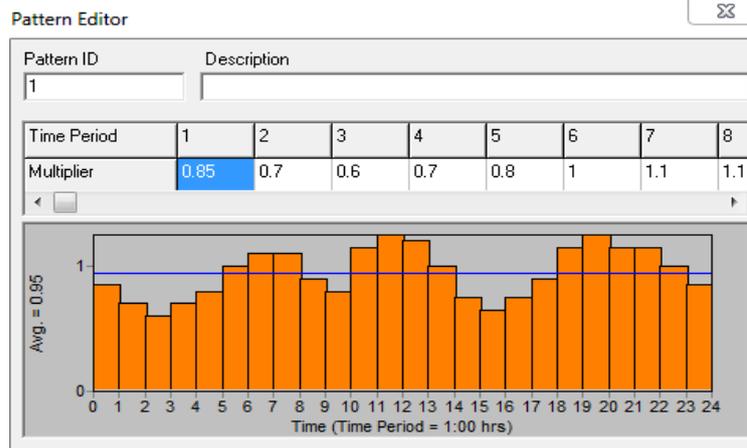


Figure 5.5: Courbes de demande pour une période de 24 heures

5.5.1 Situation des offres et des demandes nodales

La demande en eau pendant l'heure de pointe correspond à 1,25 fois l'approvisionnement correspondant à une augmentation de 25% de la demande. Celle pendant l'heure creuse correspond à 0,60 fois l'approvisionnement et correspond donc à une diminution de 40% de la demande (cf. Figures 5.6 et 5.7).

La demande pendant l'heure de pointe correspond donc au double de celle de l'heure creuse. La demande réelle et celle de base correspondantes à 5h, 13h et 22h sont les mêmes. Aux périodes 8h-9h, 14h-17h et 23h-4h, la demande est inférieure à celle de base. Aux autres périodes i.e. 5h-7h, 10h-13h et 18h-22h, la demande est plus élevée.

Demande et demande de base aux noeuds

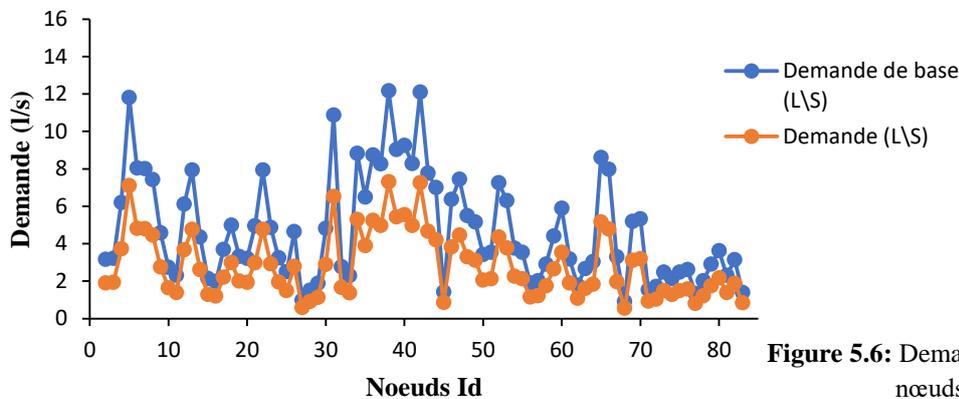


Figure 5.6: Demandes de base et aux noeuds à l'heure creuse (2h)

Demande et demande de base aux noeuds

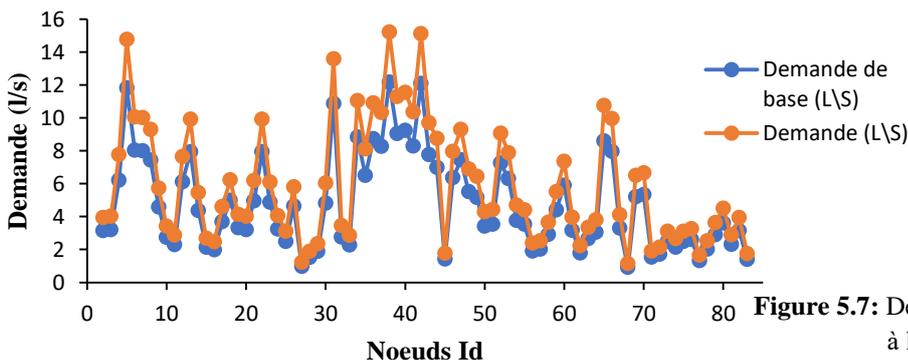


Figure 5.7: Demandes de base et aux noeuds à l'heure de pointe (1h)

5.5.2 Résultats et analyse-Dimensions initiales- Extension-Sud

Après la numérisation de réseau sur Epanet (cf. Annexe C), ses données (dont les longueurs totales pour chaque diamètre de conduit sont représentées au Tableau 5.3) doivent être saisies. Elles sont présentées dans l'Annexe D. La simulation hydraulique peut alors être lancée. Les résultats obtenus sont présentés dans l'Annexe E.

Tableau 5.3: Dimensions des conduites du réseau de distribution

Diamètre (mm)	Longueur totale des conduites (mm)
40	184.1
63	1428.87
90	2347.75
110	592.19
125	165.7
160	2308.94
200	1948.18
250	1191.97
315	/
400	/
500	1000
630	/

Au cours de la simulation, des changements horaires des pressions et demandes aux nœuds ainsi que des débits et vitesses dans les conduites sont observés. Ces changements sont représentés au cours des paragraphes suivants.

5.5.2.1: Les pressions aux nœuds

A l'heure creuse (Figure 5.8), 9,76% seulement du nombre total des nœuds ont une pression entre 10m et 100m (90,24% ont une pression supérieure à 100m). A l'heure de pointe, 75.61% du nombre total des nœuds ont une pression entre 10m et 100m (24.39% ont une pression supérieure à 100m).

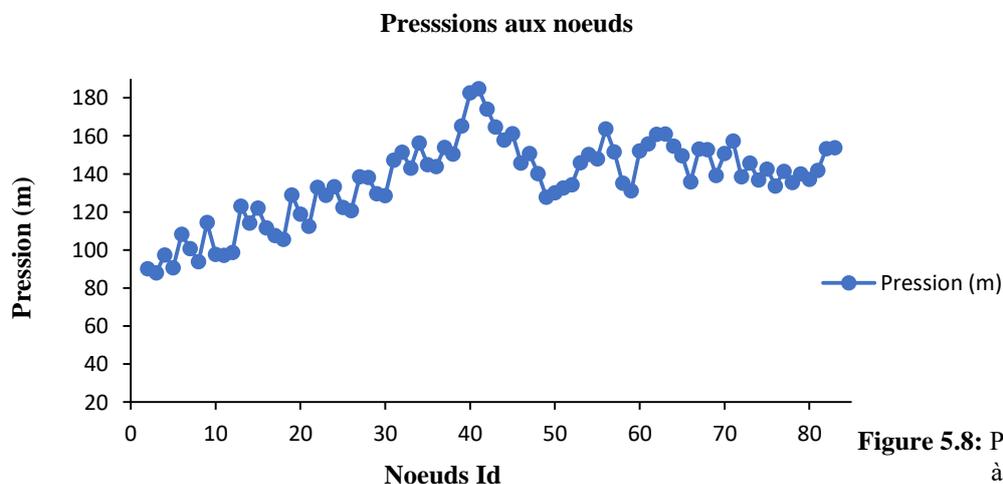


Figure 5.8: Pressions aux nœuds à l'heure creuse (2h)

Les pressions les plus élevées ont été trouvées égales à 184,8m (à 2h) et 140,93m (à 11h). Les pressions les plus basses avoisinent 87,9m et 28,09m aux mêmes heures i.e. 2h et 11h respectivement.

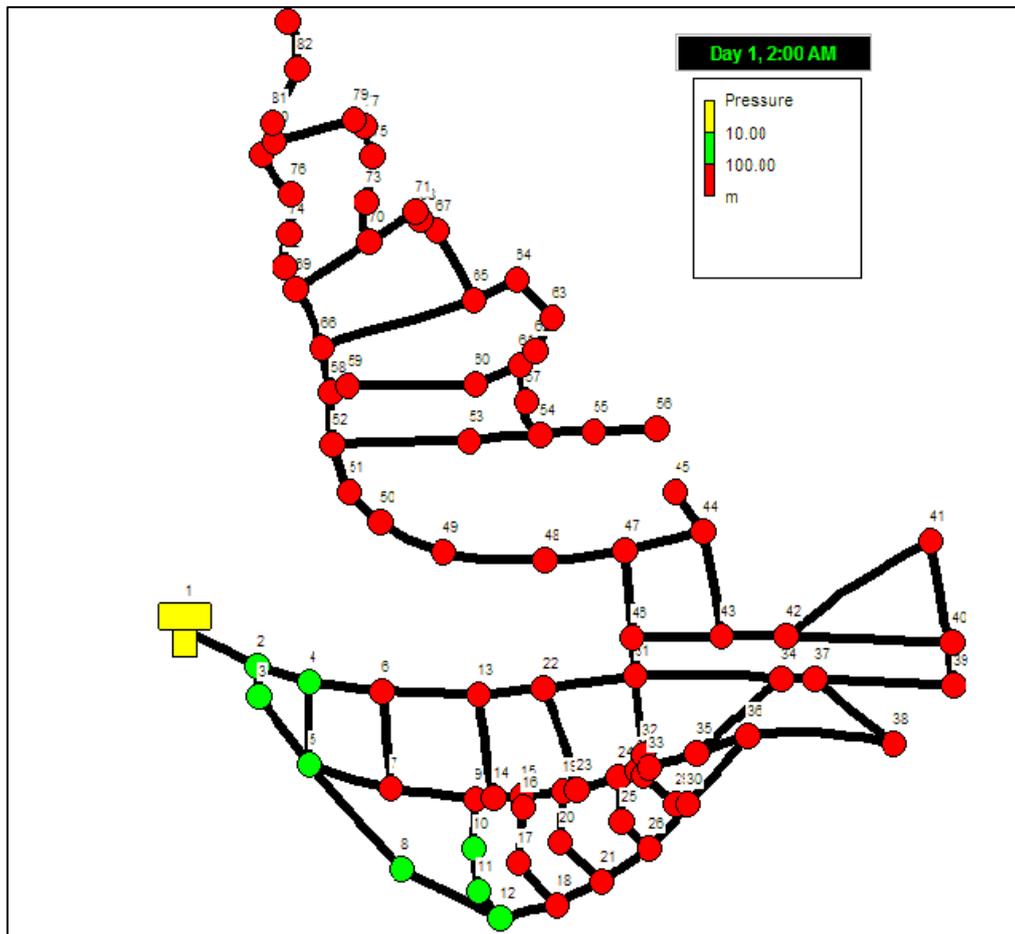


Figure 5.9: Distribution de la pression aux nœuds -620m-heure creuse (2h)

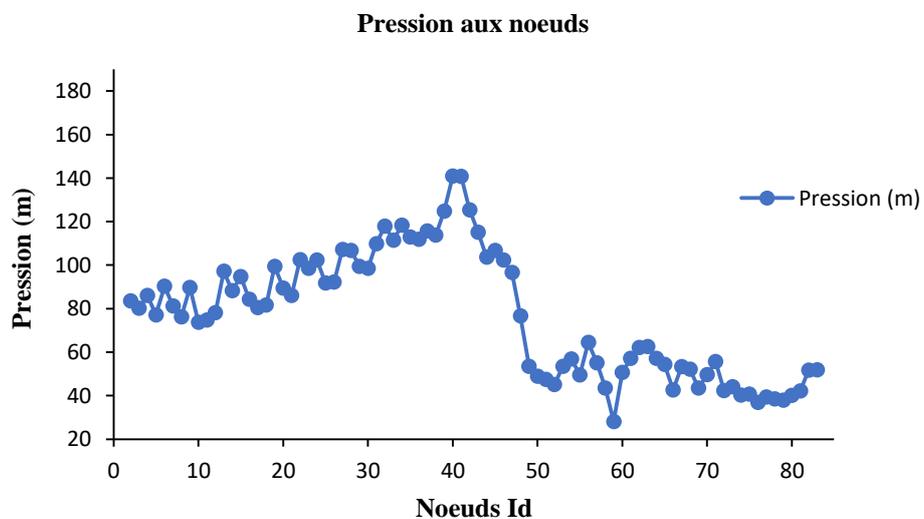


Figure 5.10: Pression aux nœuds à l'heure de pointe (11h)

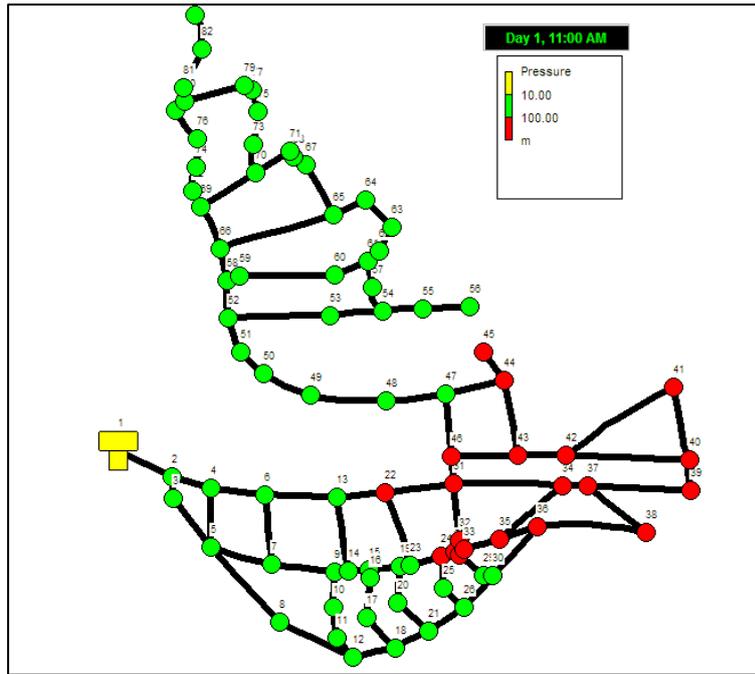


Figure 5.11: Distribution de la pression aux nœuds -620m-heure de pointe (11h)

5.5.2.2: Les débits

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des conduites:

- 68% ont montré des débits inférieurs à 50l/s (dont 2% inférieurs à 1l/s et 38% inférieurs à 10l/s),
- 30% avaient des débits qui variaient entre 50l/s et 250l/s,
- 2% ont des débits supérieurs à 250l/s.

De la même manière à l'heure creuse, et sur le nombre total des conduites:

- 82% ont montré un débit inférieur à 50l/s (dont 13% ne dépassant pas 1l/s et 53% inférieurs à 10l/s),
- 17% avaient des débits variant entre 50l/s et 150l/s,
- 1% ont un débit supérieur à 150l/s.

Dans les deux cas, la première conduite a généré le débit le plus élevé représenté par 485,73l/s à l'heure de pointe et 233,15l/s à l'heure creuse.

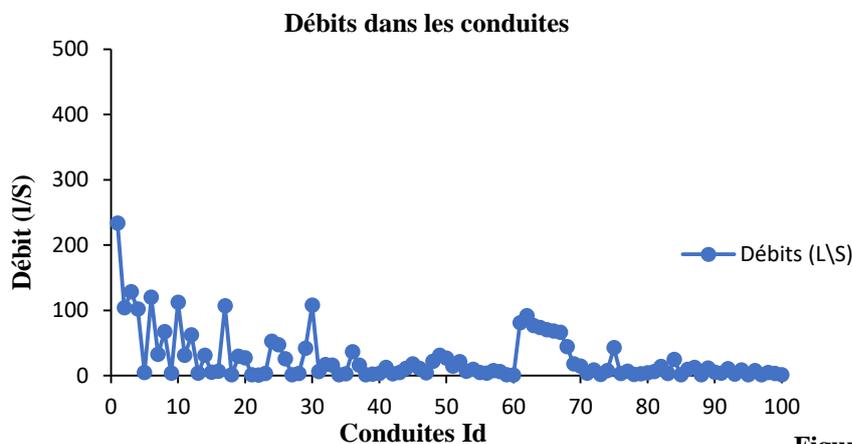


Figure 5.12: Débits dans les conduites à l'heure creuse (2h)

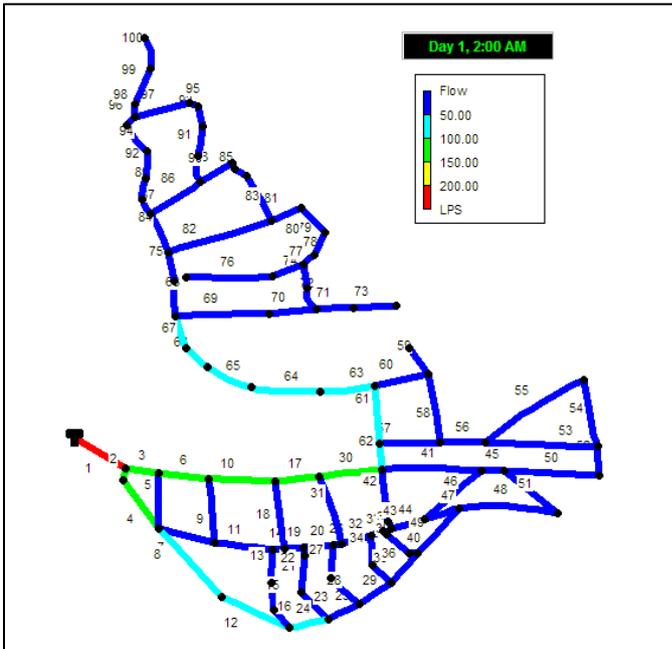


Figure 5.13: Distribution des débits dans les conduites-620m-heure creuse (2h)

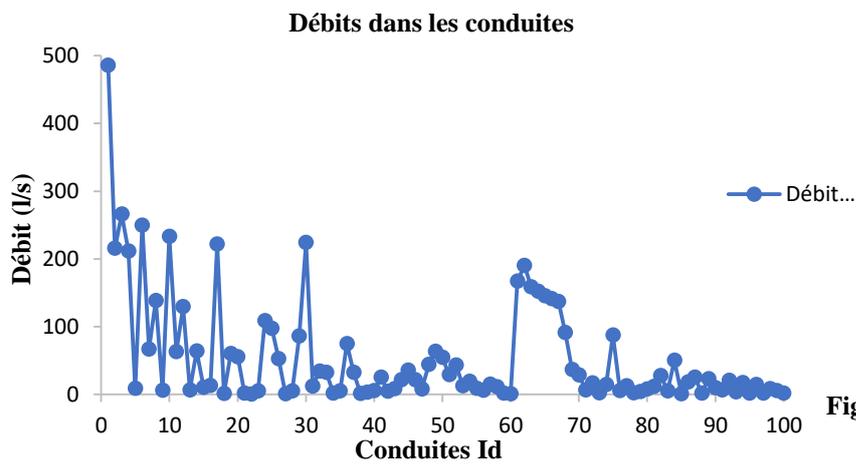


Figure 5.14: Débits dans les conduites à l'heure de pointe (11h)

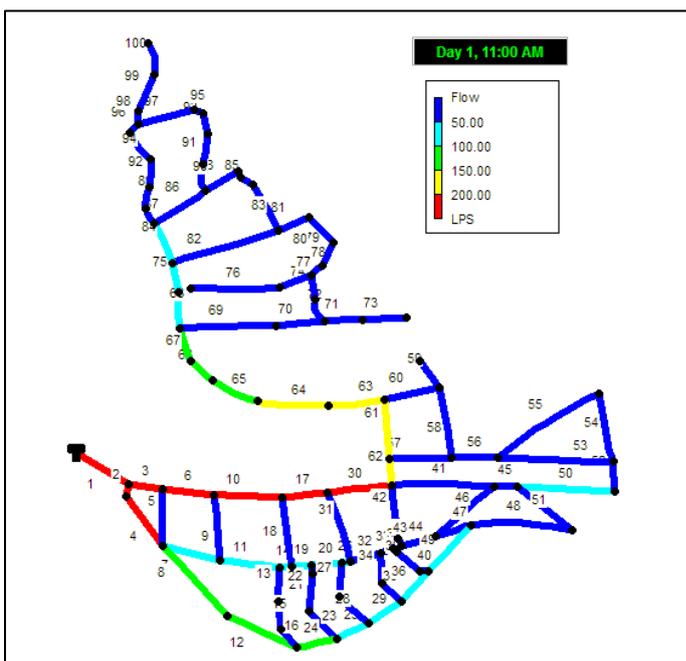


Figure 5.15: Distribution des débits dans les conduites-620m-heure de pointe (11h)

5.5.2.3: Les vitesses

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des conduites, 8% ont généré des écoulements de vitesses inférieures à 0,5m/s, 32% comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s et 60% supérieures à 1,5m/s. Les vitesses optimales ont été trouvées égales à 6,05m/s et 0,10m/s.

A l'heure creuse et en tenant compte de la totalité des conduites, 27% ont généré des écoulements de vitesses inférieures à 0,5m/s, 55% comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s et 18% supérieures à 1,5m/s. Les vitesses optimales ont été trouvées égales à 2,90m/s et 0,105m/s.

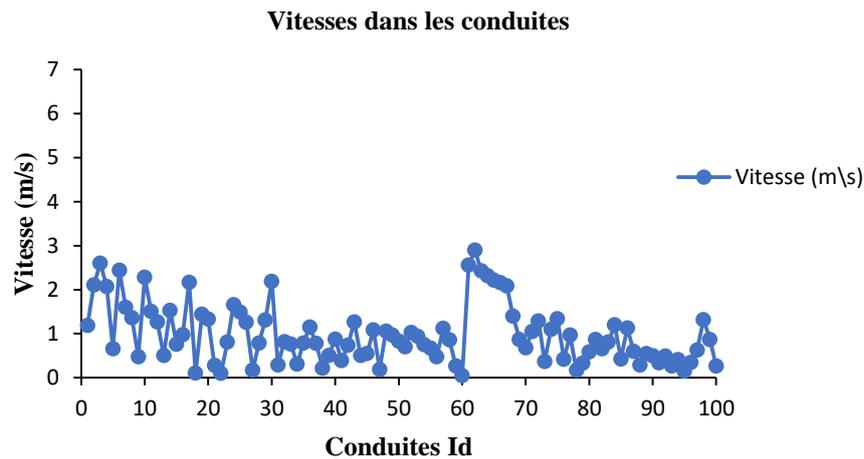


Figure 5.16: Vitesses dans les conduites à l'heure creuse (2h)

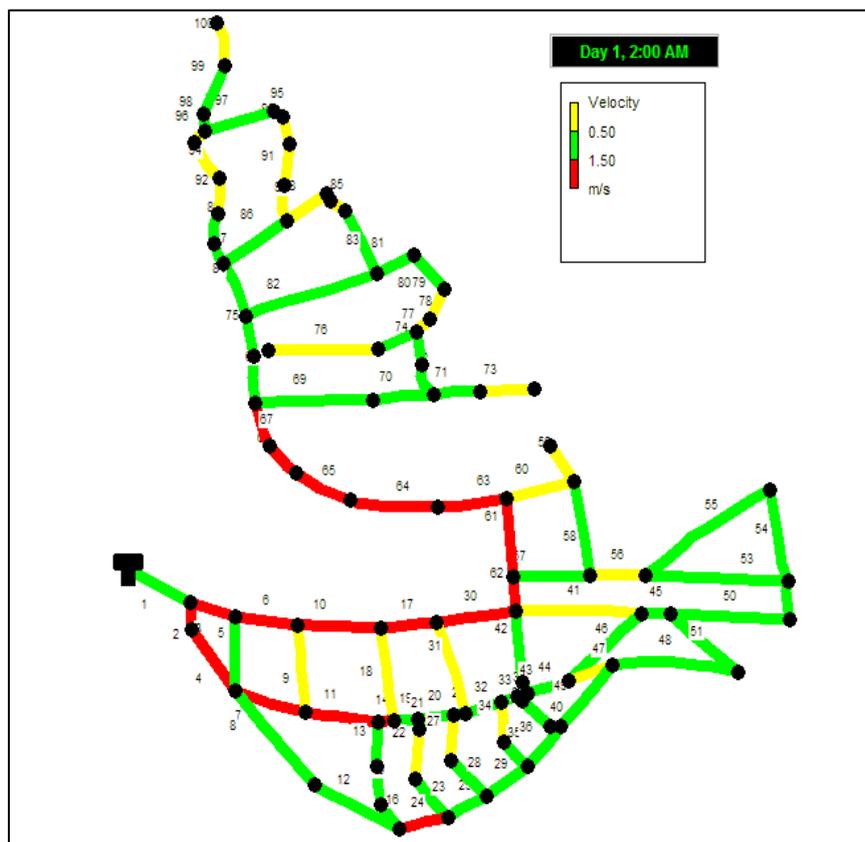


Figure 5.17: Distribution des vitesses dans les conduites-620m-heure creuse (2h)

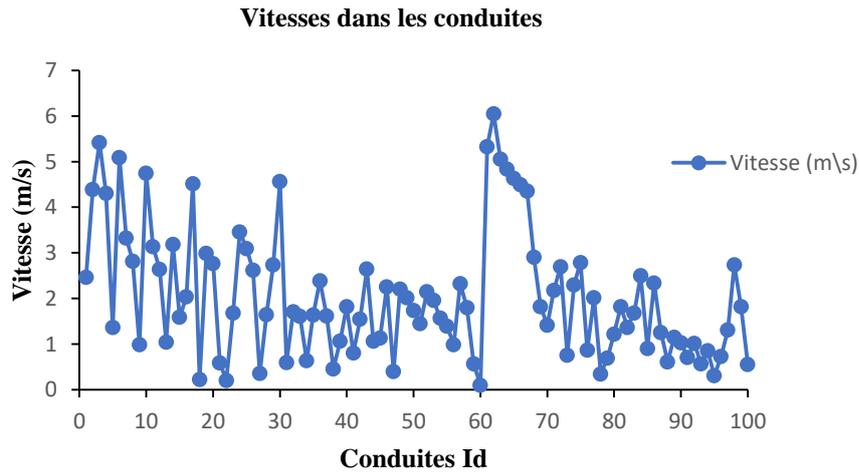


Figure 5.18: Vitesses dans les conduites à l'heure de pointe (11h)

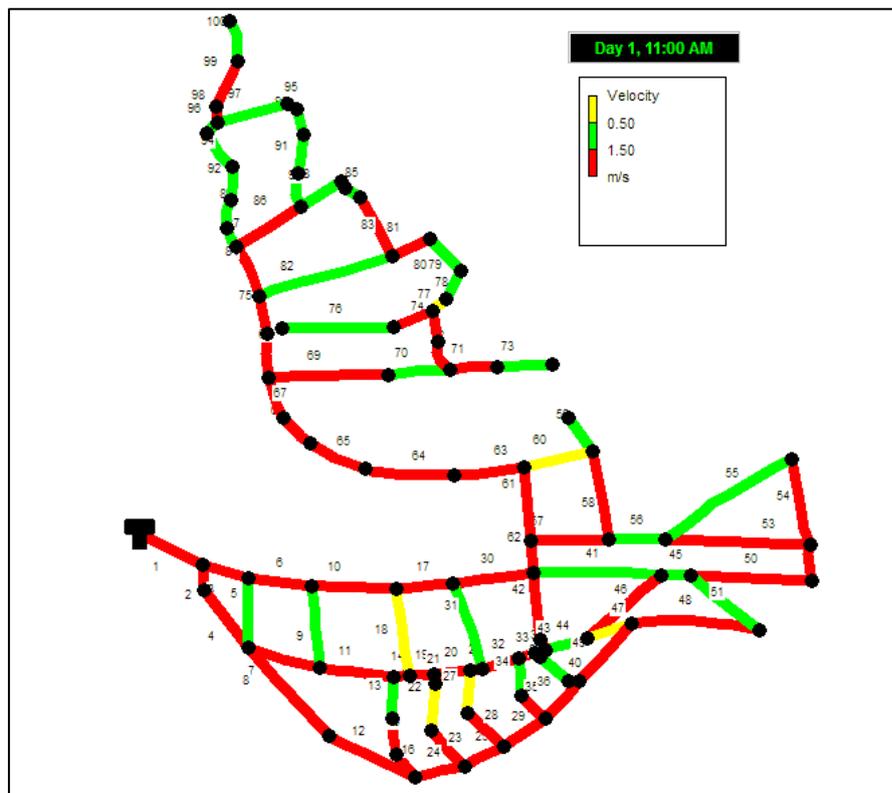


Figure 5.19: Distribution des vitesses dans les conduites-620m-heure de pointe (11h)

5.5.2.4: Les pertes de charge

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des conduites, 49% ont généré des pertes de charge inférieures à 25m/km, 24% comprises entre 25m/km et 50m/km, et 28% supérieures à 50m/km. Les pertes de charge optimales ont été trouvées égales à 132,66m/km et 0,13m/km.

A l'heure creuse et en tenant compte de la totalité des conduites, 96% ont généré des pertes de charge inférieures à 25m/km, 4% comprises entre 25m/km et 50m/km. Les pertes de charge optimales ont été trouvées égales à 34,07m/km et 0,03m/km.

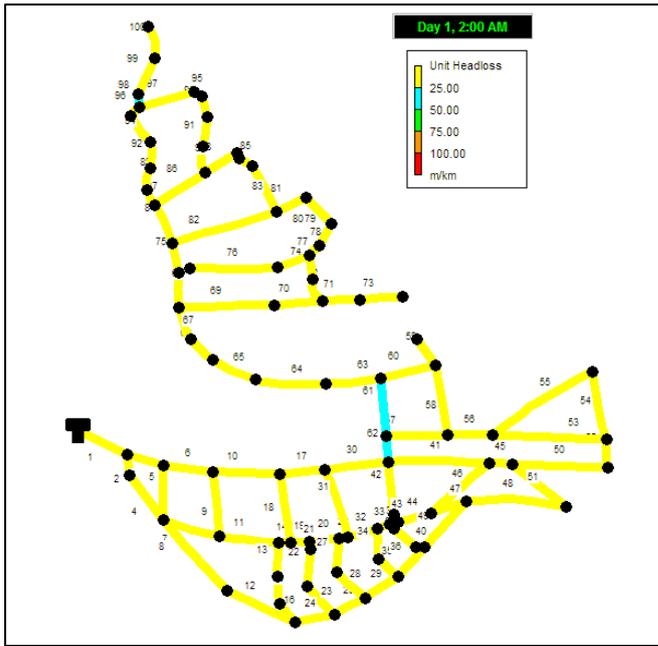


Figure 5.20: Distribution des pertes de charge dans les conduites-620m-heure creuse (2h)

Pertes de charge dans les conduites

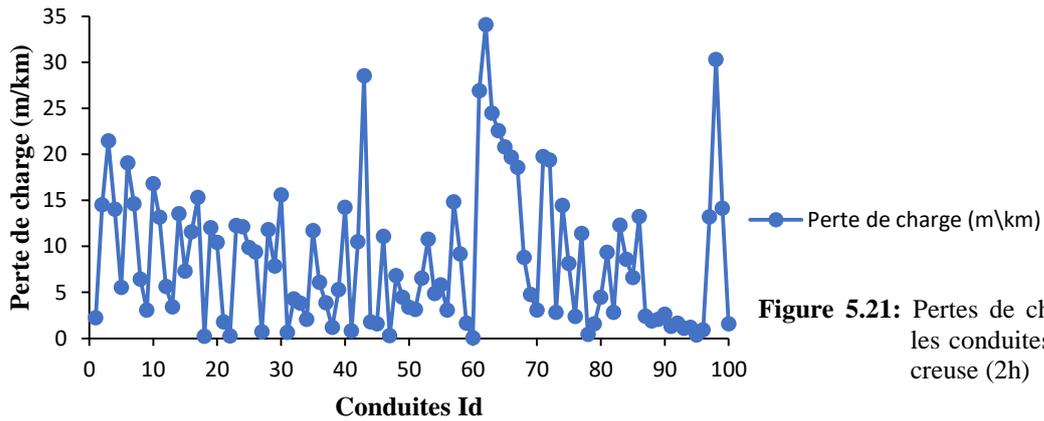


Figure 5.21: Pertes de charge dans les conduites à l'heure creuse (2h)

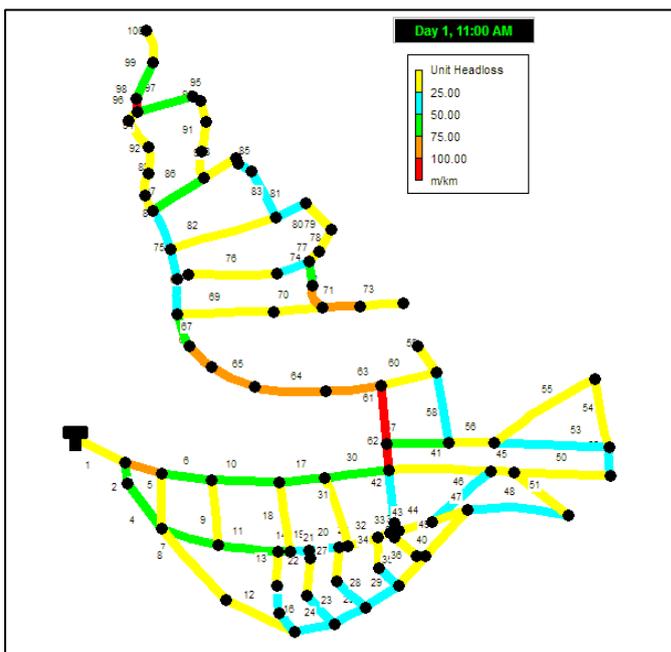


Figure 5.22: Distribution des pertes de charge dans les conduites-620m-heure de pointe (11h)

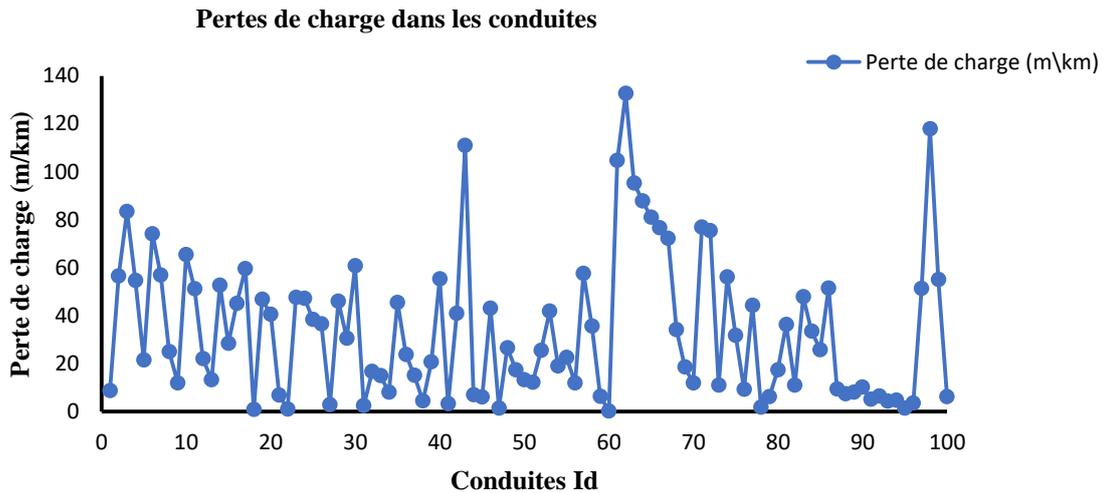


Figure 5.23: Pertes de charge dans les conduites à l’heure de pointe (11h)

Dans un but d’évaluation de la relation ‘pertes de charge-nombre de Reynolds’ telles que celles rapportées en paragraphe 3.6, les vitesses et pertes de charge de la conduite la plus longue (281,8m) ont été simulées pour différentes périodes de la journée. Les trois approches introduites en paragraphe 3.5 ont été appliquées successivement. Les conduites du réseau étant en Polyéthylène haute densité (PEHD), les différents coefficients de la rugosité sont évalués à ($C_{HW}=140$), ($N=0,008$) et ($\varepsilon =0,0015\text{mm}$). Les résultats sont présentés au Tableau 5.4.

Tableau 5.4: Résultats de la conduite (55) pour différents périodes de la journée

Temps	Fact. Mult.	Vitesse			Re			Perte de charge		
		DW	HW	M	DW	HW	M	DW	HW	M
02:00	0.6	0,65	0,67	0,66	65468,13	67482,53	66475,33	4,85	5,79	5,02
15:00	0.65	0,71	0,73	0,71	71511,34	73525,75	71511,34	5,6	6,71	5,82
01:00	0.7	0,76	0,79	0,77	76547,35	79568,96	77554,55	6,41	7,7	6,67
14:00	0.75	0,82	0,84	0,83	82590,56	84604,97	83597,77	7,27	8,75	7,58
04:00	0.8	0,87	0,9	0,88	87626,57	90648,18	88633,78	8,18	9,86	8,55
00:00	0.85	0,93	0,96	0,94	93669,79	96691,39	94676,99	9,13	11,03	9,56
08:00	0.9	0,98	1,01	1,00	98705,8	101727,4	100720,2	10,14	12,26	10,63
05:00	1.00	1,09	1,12	1,11	109785	112806,6	111799,4	12,29	14,91	12,93
06:00	1.1	1,21	1,24	1,23	121871,4	124893	123885,8	14,63	17,78	15,45
10:00	1.15	1,26	1,29	1,28	126907,5	129929,1	128921,9	15,87	19,31	16,79
12:00	1.2	1,32	1,35	1,34	132950,7	135972,3	134965,1	17,16	20,89	18,17
11:00	1.25	1,37	1,4	1,4	137986,7	141008,3	141008,3	18,49	22,53	19,62

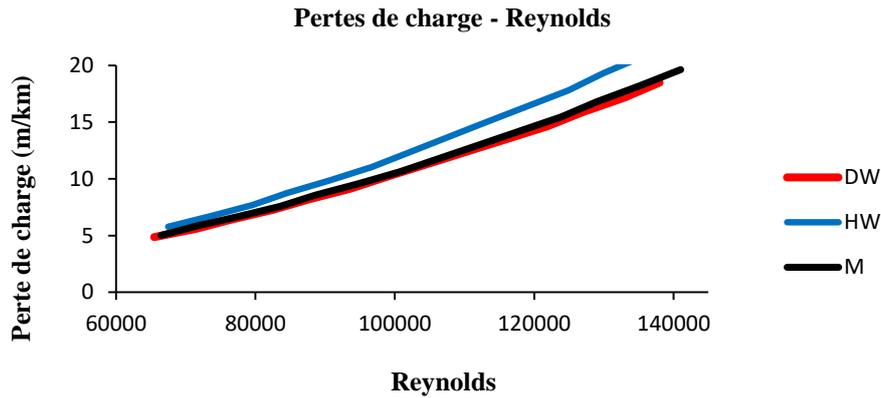


Figure 5.24: Variation de la perte de charge en fonction du nombre de Reynolds-Conduite 55

Comme prévu, les pertes de charge augmentent avec le Reynolds (cf. Figures 3.10 à 3.14). En effet, l'augmentation de la demande conduit nécessairement à une augmentation de la vitesse et par conséquent celle de la perte de charge. Les écoulements sont trouvés tous turbulents, et les résultats des trois approches coïncident aux faibles Reynolds. Aux Reynolds élevés ($Re > 100000$), la méthode de Hazen-Williams exhibe des pertes de charge plus importantes que celles des autres approches et au vu des résultats précédents (cf. Paragraphe 3.5), les méthodes de Darcy-Weisbach et celle de Cheezy-Manning semblent s'éloigner des prédictions aux nombres de Reynolds importants.

5.5.3: Résultats et Analyse-Introduction d'un réservoir tampon-Extension-Sud

Les pressions aux nœuds délivrés par le système (§ 5.5.2.1) ne peuvent être acceptées. En effet, les conduites PEHD ne peuvent résister à des pressions avoisinant les 100m comme représenté en Figures 5.8 et 5.9. La raison principale de ces pressions importantes semble être le réservoir qui possède une hauteur considérable au vu que les écoulements au sein du réseau se font complètement d'une façon gravitaire.

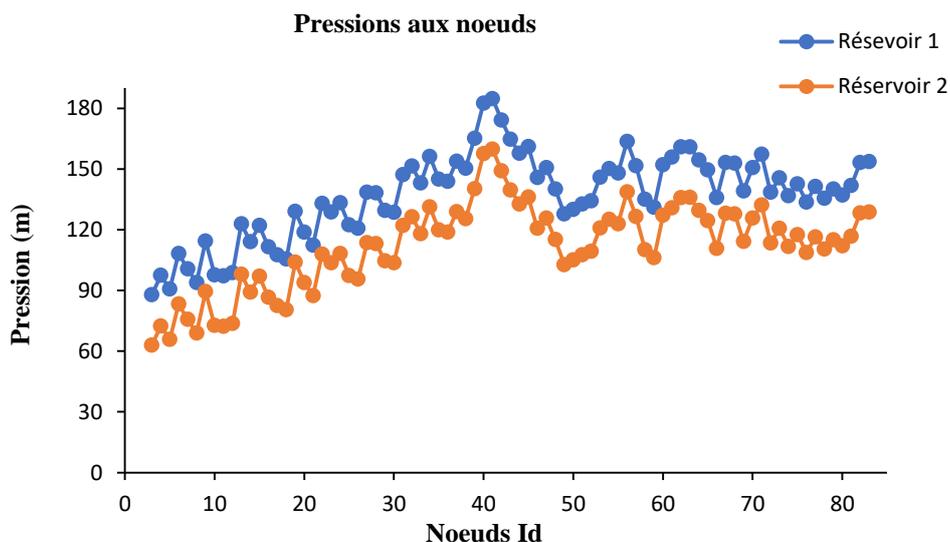


Figure 5.25: Pressions aux nœuds-heure creuse (2h)

Afin de diminuer les pressions du réseau de distribution initial à des valeurs acceptables, un réservoir dit tampon est intégré au système. Il sera situé en contrebas du réservoir principal d'une altitude de 25 mètres. Par conséquent, toutes les pressions aux nœuds diminueront d'une valeur de 25m (Figure 5.25) alors que les reste des paramètres du réseau sont gardés intacts (cf. Annexe F).

Les résultats obtenus montrent qu'en heure creuse et en tenant compte de la totalité des nœuds, 25,61% de ceux-ci possèdent des pressions comprises entre 10m et 100m tandis que 74.39% les ont supérieures à 100m.

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des nœuds, 3.66% possèdent des pressions supérieures à 100m, 95,12% les ont comprises entre 10m et 100m, et 1.22% inférieures à 10m.

La pression la plus élevée atteinte lors de la simulation est de 159,8m et 115.93m à 2h et 11h respectivement. La pression la plus basse est trouvée égale à 62,9m et 3.09m à 2h et 11h.

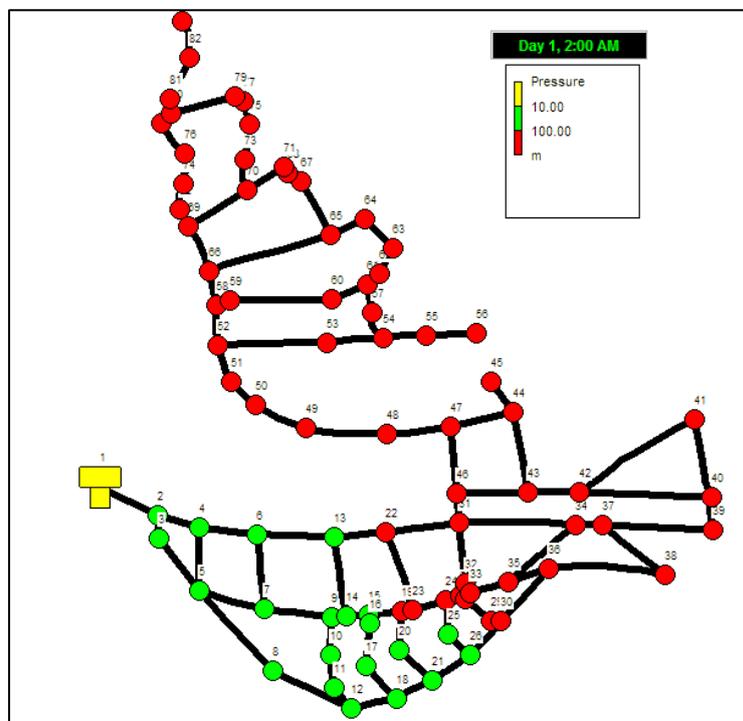


Figure 5.26: Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure creuse (2h)

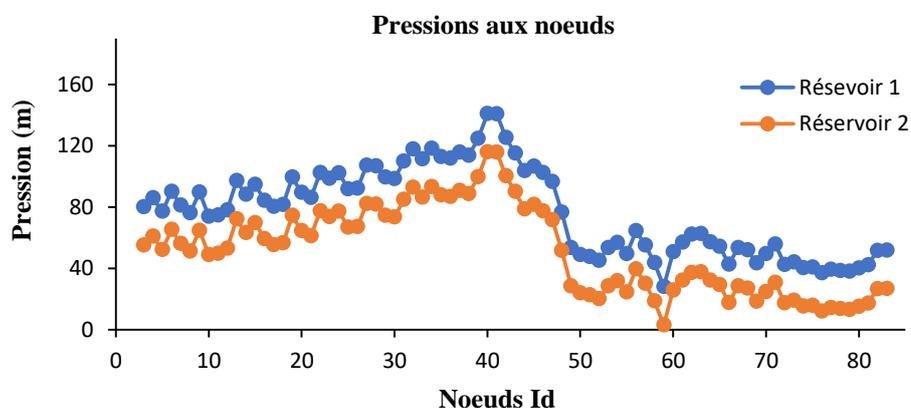


Figure 5.27: Pressions aux nœuds-heure de pointe (11h)

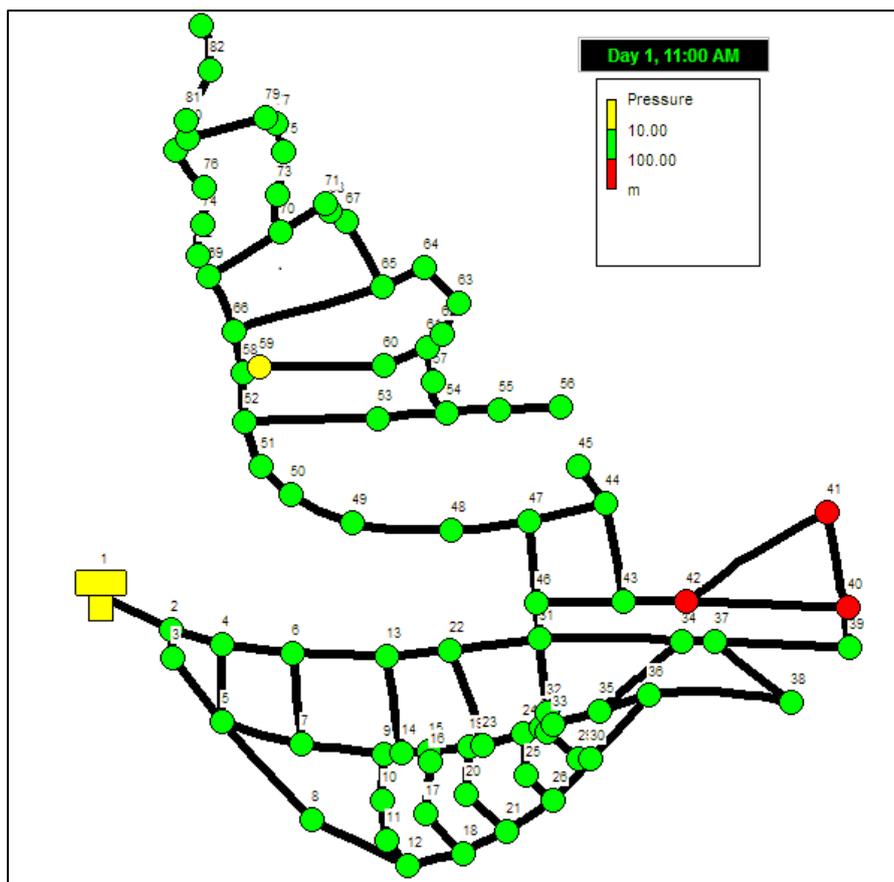


Figure 5.28: Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure de pointe (11h)

5.5.4: Résultats et analyse-Modification des caractéristiques réseau-Extension-Sud

Comme constaté aux paragraphes précédents, les pressions aux nœuds délivrés par le système original ne peuvent être acceptées (§ 5.5.2.1 et Figures 5.8 et 5.9). La présente section est consacrée à essayer de diminuer ces pressions de telle façon Qu'elles soient supérieures à 10m mais ne dépassent pas les 100m. Par ailleurs, les vitesses d'écoulement doivent être aussi réglées pour rester dans un domaine compris entre 0,5m/s et 1,5m/s. A cette fin, des conduites ont été retirées et remplacées par de nouvelles de diamètres différents disponibles (cf. Tableau 5.5) tout en évitant les diamètres réduits de moins de 40mm (Annexe F). Trois vannes, dont deux de réduction de pression (06 bars) et une régulateur de débit (80 l/s) ont été installées.

Tableau 5.5: Dimensions des conduites du nouveau réseau de distribution

Diamètre (mm)	Longueur totale des conduites (mm)	Diamètre (mm)	Longueur totale des conduites (mm)
40	/	200	955.97
63	2738.13	250	1136.64
90	925.97	315	186.24
110	327.27	400	1051.52
125	362.06	500	/
160	645.68	630	2462.11

5.5.4.1: Les pressions

Comme montré aux Figures 5.29 et 5.31, les pressions sont toutes inférieures à 100m (en vert sur les 2 figures), et aucune conduite n'a de pression inférieure à 10m aussi bien à l'heure de pointe qu'en heures creuses. Aux heures creuses, la pression la plus élevée a été enregistrée à 91,58m et la plus basse à 31,85m (cf. Figure 5.30). Aux heures de pointe par contre, elles avoisinent les 87,83m et 24,18m (cf. Figure 5.32).

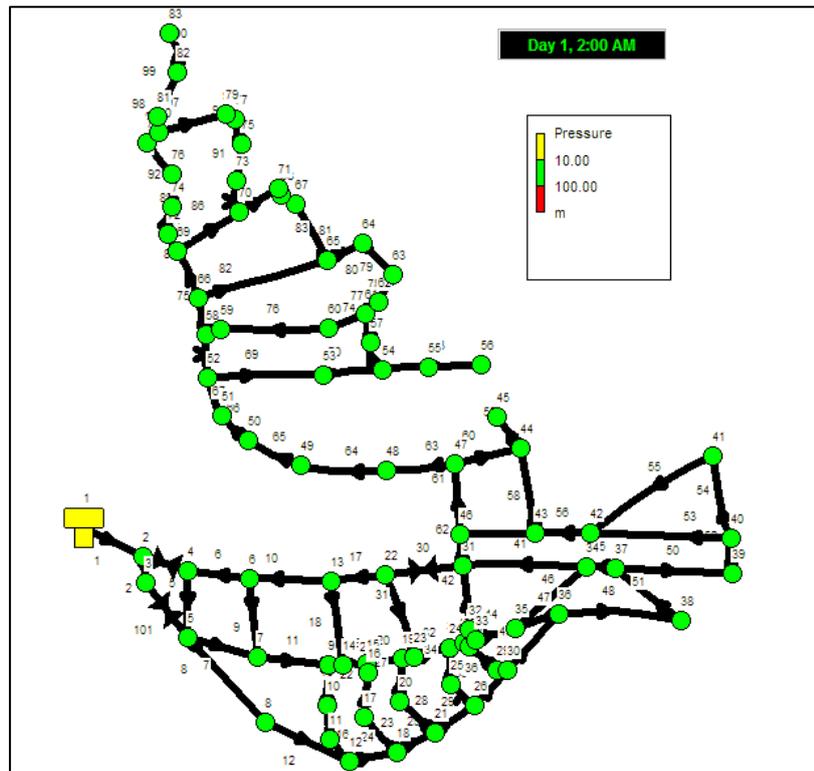


Figure 5.29: Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure creuse (2h)

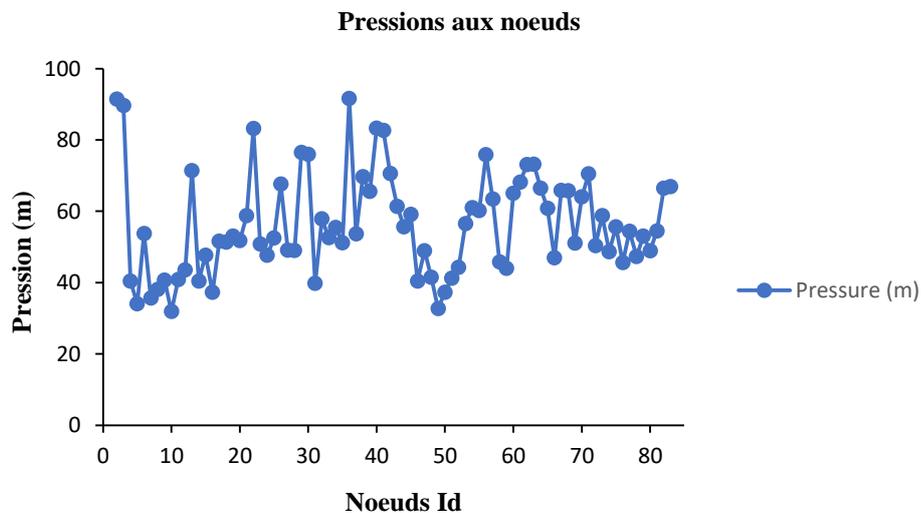


Figure 5.30: Pressions aux nœuds-heure creuse (2h)

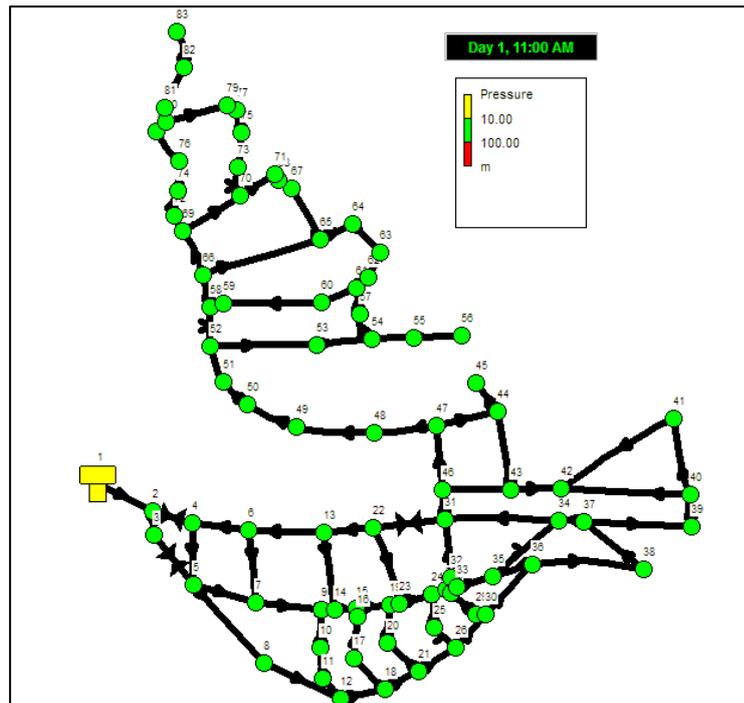


Figure 5.31: Distribution des pressions aux nœuds-595m-heure de pointe (11h)

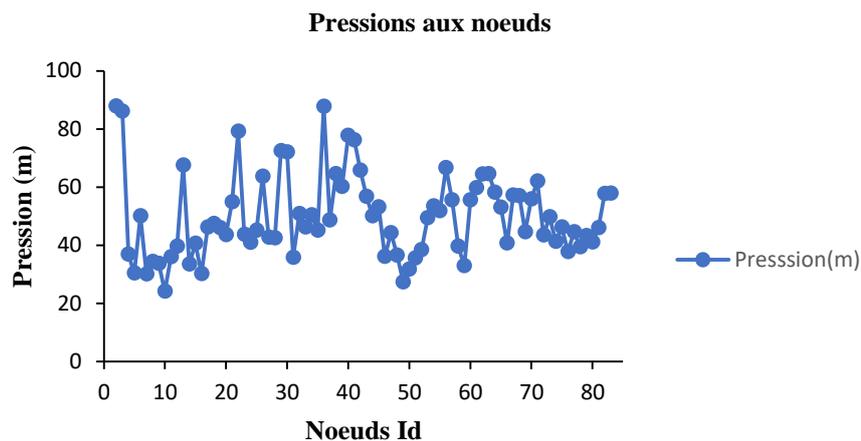


Figure 5.32: Pressions aux nœuds-heure de pointe (11h)

5.5.4.2: Les débits

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des conduites:

- 59% ont montré des débits inférieurs à 50l/s (dont 2% inférieurs à 1l/s et 31% inférieurs à 10l/s),
- 27% avaient des débits qui variaient entre 50l/s et 250l/s,
- 14% ont des débits supérieurs à 250l/s.
- Le débit maximal a avoisiné les 573,33l/s et minimum 0,46l/s.

De la même manière à l'heure creuse, et sur le nombre total des conduites:

- 62% ont montré un débit inférieur à 50l/s (dont 13% ne dépassant pas 1l/s et 53% inférieurs à 10l/s),
- 22% avaient des débits variant entre 50l/s et 250l/s,
- 16% ont un débit supérieur à 250l/s.
- Le débit maximal a avoisiné les 506,86l/s et minimum 0,22l/s.

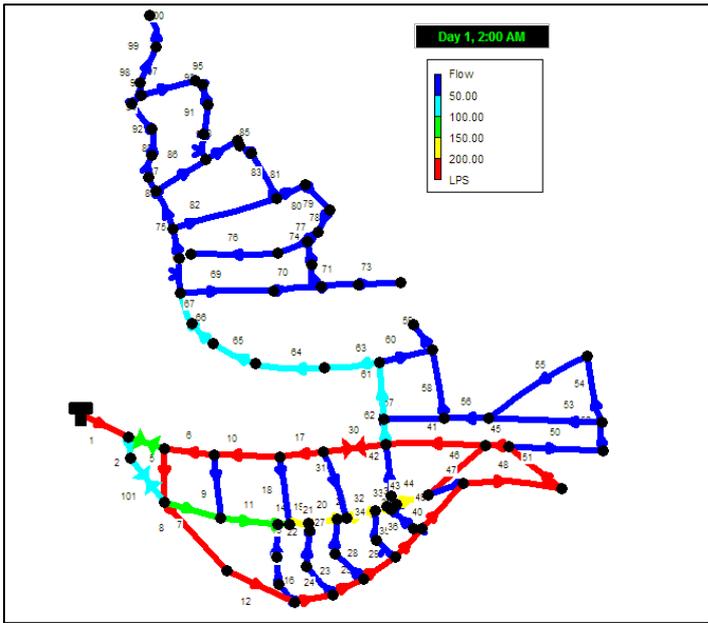


Figure 5.33: Distribution des débits dans les conduites-595m-heure creuse (2h)

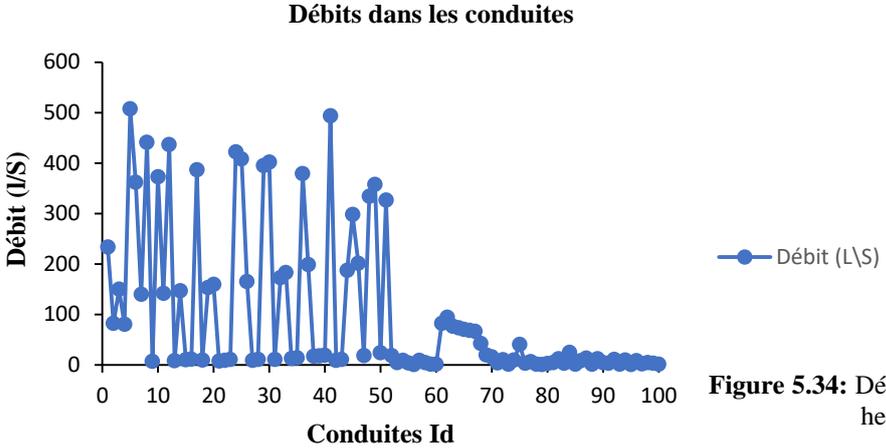


Figure 5.34: Débits dans les conduites-heure creuse (2h)

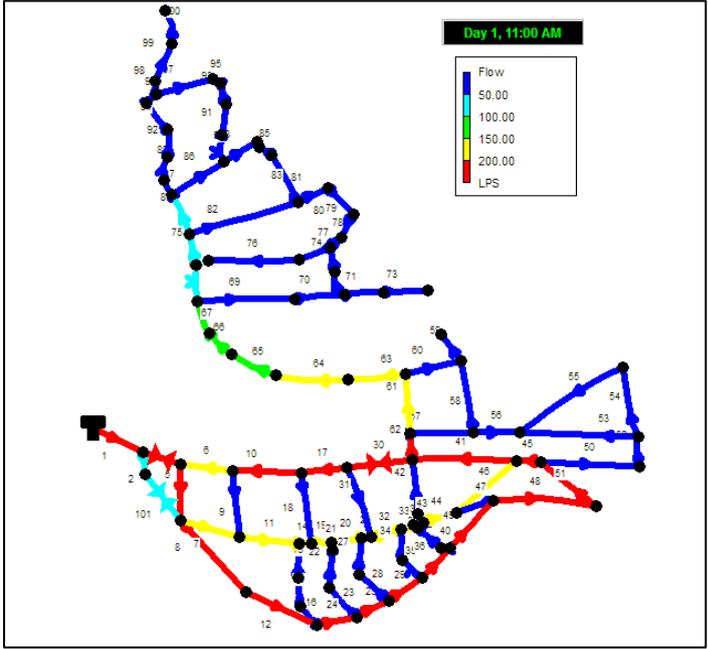


Figure 5.35: Distribution des débits dans les conduites-595m-heure de pointe (11h)

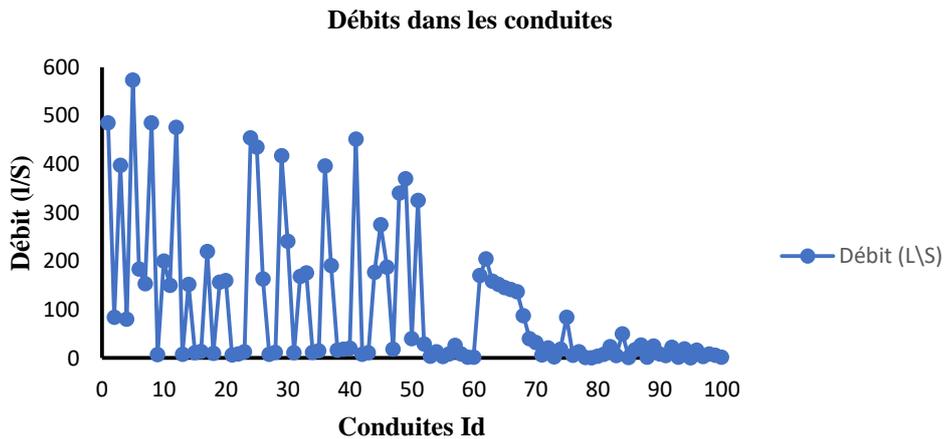


Figure 5.36: Débits dans les conduites-heure de pointe (11h)

5.5.4.3: Les vitesses

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des conduites, 6% ont généré des écoulements de vitesses inférieures à 0,5m/s, 55% comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s et 39% supérieures à 1,5m/s. Les vitesses optimales ont été trouvées égales à 6,05m/s et 0,10m/s.

A l'heure creuse et en tenant compte de la totalité des conduites, 27% ont généré des écoulements de vitesses inférieures à 0,5m/s, 38% comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s et 35% supérieures à 1,5m/s. Les vitesses optimales à l'heure de pointe ont été trouvées égales à 6,94m/s et 0,07m/s, et à l'heure creuse 6,79m/s et 0,01m/s.

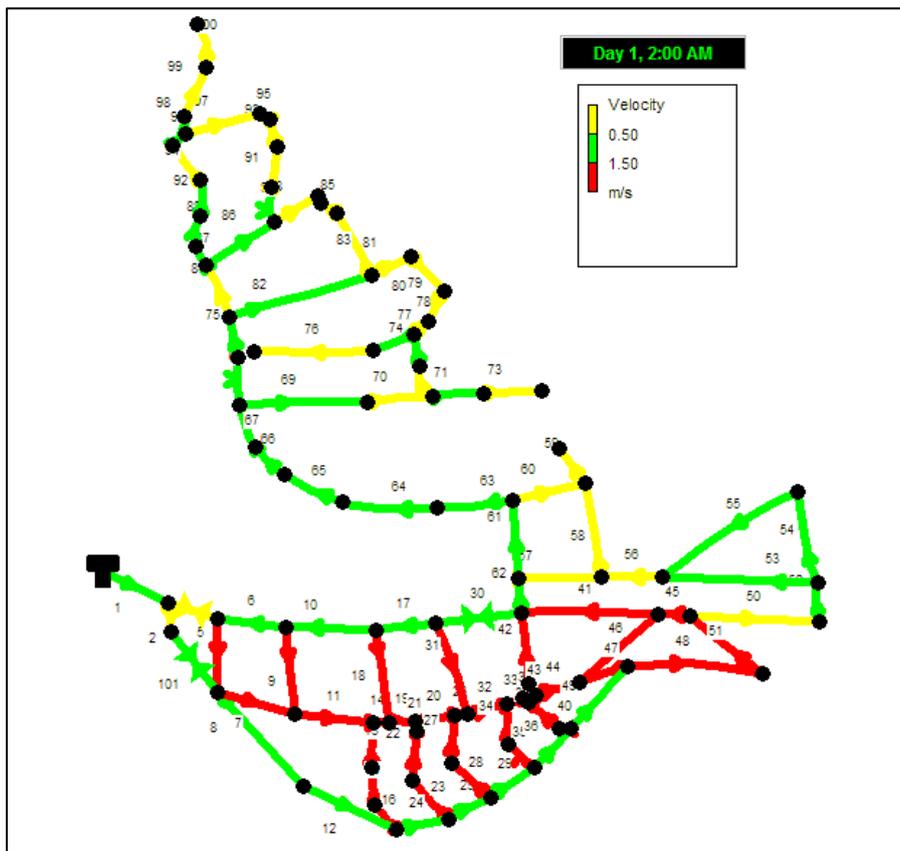


Figure 5.37: Distribution des vitesses dans les conduites-595m-heure creuse (2h)

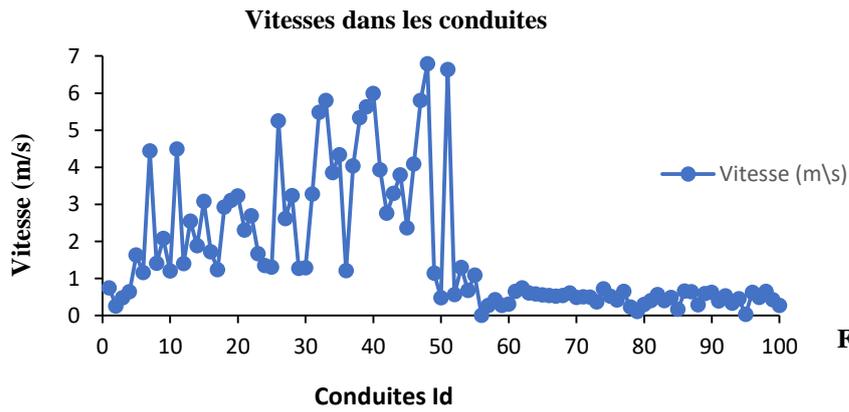


Figure 5.38: Vitesses dans les conduites-heure creuse (2h)

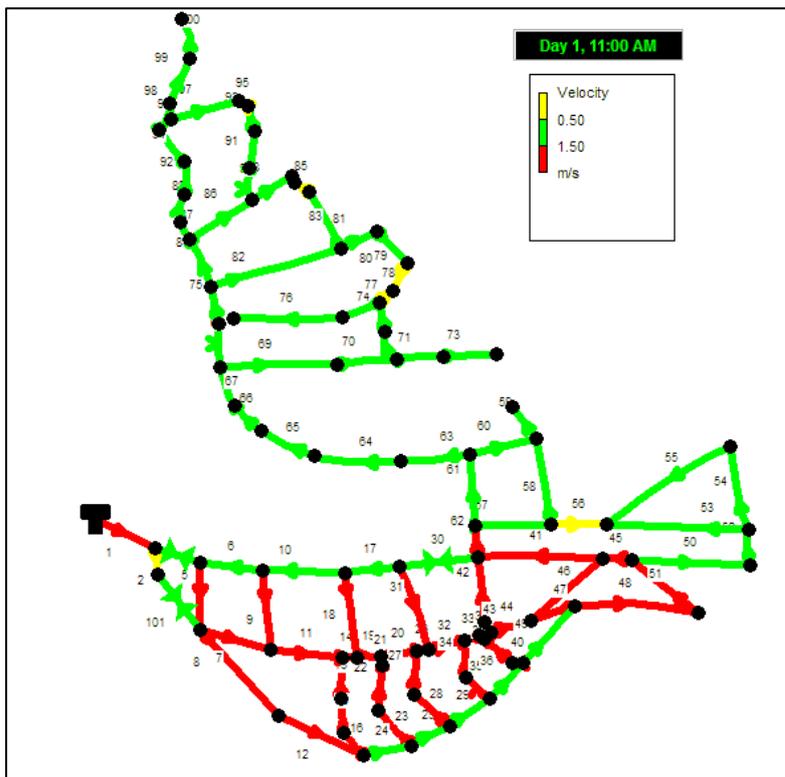


Figure 5.39: Distribution des vitesses dans les conduites-595m-heure de pointe (11h)

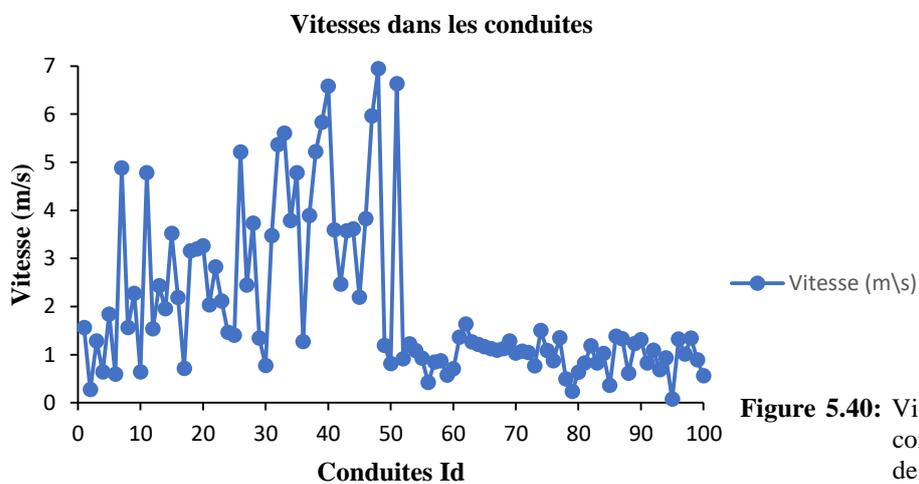


Figure 5.40: Vitesses dans les conduites-heure de pointe (11h)

5.5.4.4: Les pertes de charge

A l'heure de pointe, et sur le nombre total des conduites, 61% ont généré des pertes de charge inférieures à 25m/km, 11% comprises entre 25m/km et 50m/km, et 28% supérieures à 50m/km. Les pertes de charge optimales ont été trouvées égales à 596,61m/km et 0,09m/km.

A l'heure creuse et en tenant compte de la totalité des conduites, 64% ont généré des pertes de charge inférieures à 25m/km, 9% comprises entre 25m/km et 50m/km et 27% des pertes supérieures à 50m\km. Les pertes de charge optimales ont été trouvées égales à 501,03m/km et 0,02m/km.

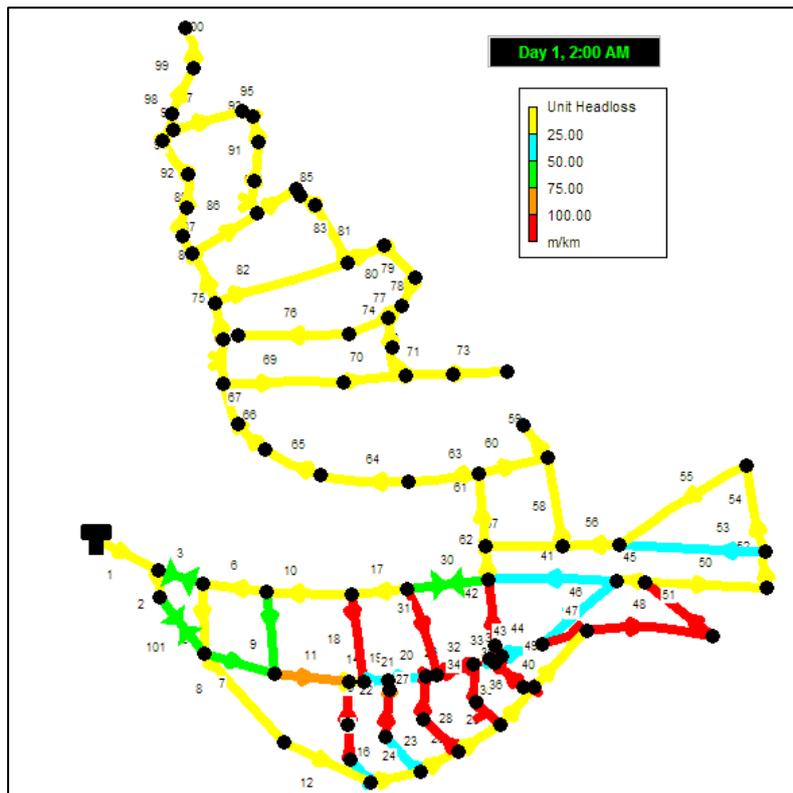


Figure 5.41: Distribution des pertes de charge dans les conduites-595m-heure creuse (2h)

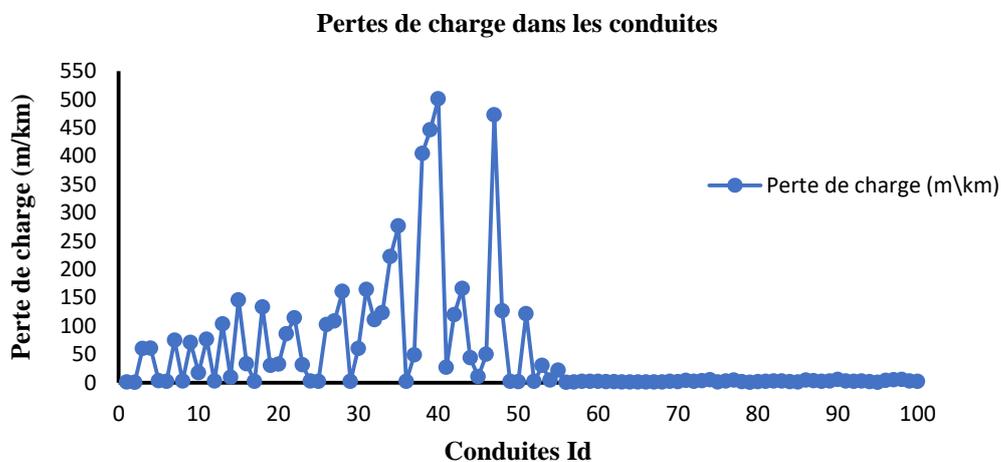


Figure 5.42: Pertes de charge dans les conduites-heure creuse (2h)

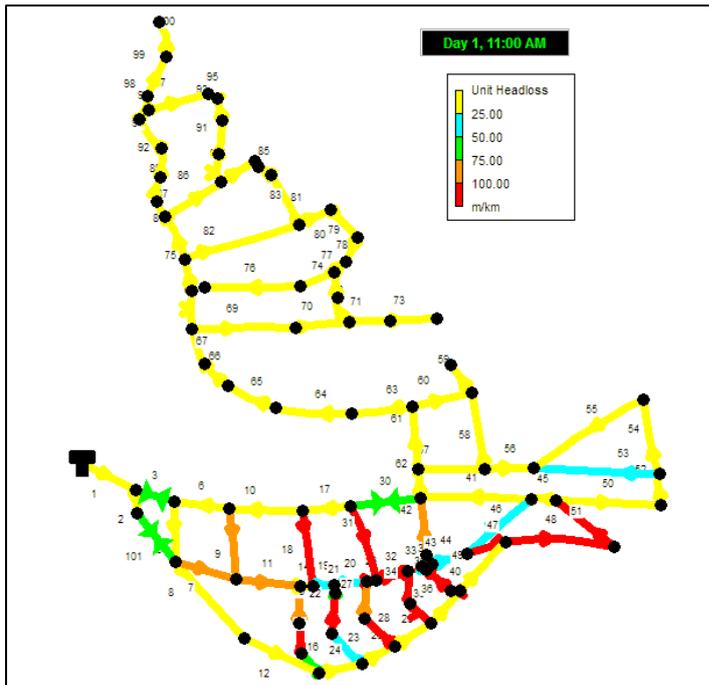


Figure 5.43: Distribution des pertes de charge dans les conduites-595m-heure de pointe (11h)

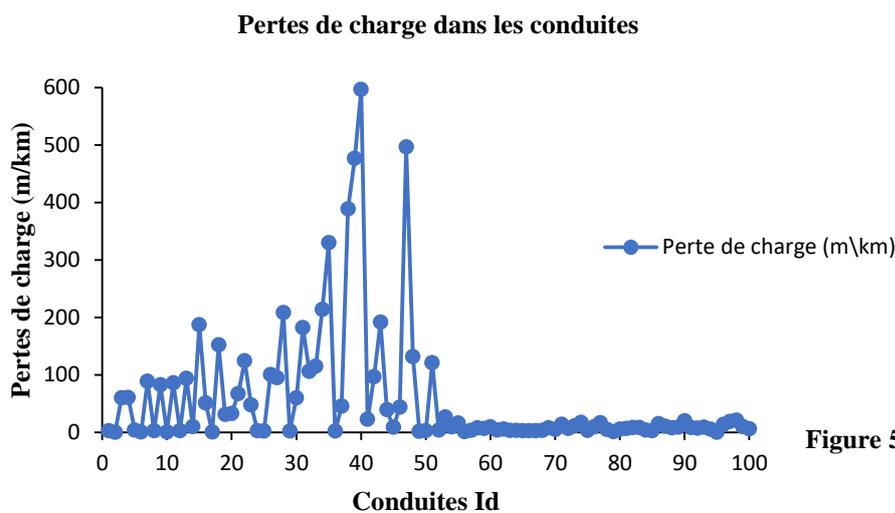


Figure 5.44: Pertes de charge dans les conduites-heure de pointe (11h)

5.6. CONCLUSIONS

Ce chapitre a été consacré, dans un premier temps, à l'application d'EPANET pour de simuler le réseau d'alimentation en eau potable 'Extension-Sud afin de voir son comportement en termes de pressions aux nœuds, vitesses et pertes de charge avec les données et accessoires d'origine. Les résultats obtenus ont montré des pressions assez élevées qui dépassaient les 100m dans les deux cas de temps analysés (heures de pointe et creuse), ce qui n'est pas acceptable

Dans le but de protéger les conduites contre les super-pressions, le réservoir qui est en fait la source des pressions aux nœuds au vu que la totalité des écoulements se faisaient par gravité a été modifié. Un réservoir tampon a été placé en aval du réservoir principal d'une altitude 25 mètres. Les pressions aux nœuds ont diminué en conséquence mais certains ont

gardé des pressions importantes aux heures creuses, nécessitant donc le recours au remplacement d'un certain nombre de conduites par d'autres de même matériau mais de diamètres différents et l'intégration de (02) vannes de réduction de pression et une (01) autre de régulation de débit. Avec ces modifications, les pressions en la totalité des nœuds se sont rangées dans la plage 10m-100m à n'importe quelle heure de la journée.

La distribution des vitesses dans les conduites varie dans des plages acceptables évitant ainsi des vitesses faibles qui favoriseraient une accumulation des dépôts et diminueraient les diamètres des conduites, et des vitesses élevées qui pourraient endommager les conduites et stimulerait la consommation.

Les résultats ont montré des vitesses supérieures à l'heure de pointe, alors que les pressions l'étaient aux heures creuses.

Les pertes de charge sont corrélatives à la demande et à la vitesse. Les vitesses et les débits sont proportionnels à la demande, et la pression y est inversement proportionnelle. Ceci rend le problème complexe nécessitant un traitement précis et consommateur de temps et d'efforts aux fins de sa maîtrise pour arriver à un résultat idéal particulièrement dans les grands réseaux comme c'est le cas ici.

CONCLUSIONS

Les réseaux d'alimentation sont des systèmes composés d'un ensemble d'infrastructures et d'installations nécessaires à la satisfaction des besoins en eau potable saine d'une zone urbaine et industrielle.

L'objectif principal de cette étude consiste à analyser le réseau de distribution de l'extension réalisée au sud de la ville de Guelma. Le logiciel EPANET a été appliqué pour le diagnostic et l'aide à la décision. La collecte des données et leur juste saisie sont indispensables à la bonne gestion.

Le travail entrepris a suivi une logique ascendante allant de cas d'études simples permettant de comparer les approches (au nombre de 03) intégrées à EPANET à l'analyse du fonctionnement du réseau considéré. Les résultats atteints permettent les conclusions suivantes:

1. L'approche Hazen-Williams s'avère être la plus susceptible de prédire la perte de charge pour les conduites lisses (i.e. neuves). Elle se base en effet sur une expression complexe à large spectre du coefficient de frottement qui conduit à des résultats satisfaisants. Elle est largement utilisée aux États-Unis d'Amérique depuis son développement en 1933 (Chapitre 3).
2. Le 1^{er} cas d'étude intégrant (03 nœuds de demande, (04 conduites, (02 réservoirs et (01) pompe a nécessité le redimensionnement de la pompe initialement utilisée car résultant en des pressions supérieures à (60m) qui ne peuvent être supportées par les conduites en béton utilisées. L'introduction de la seconde pompe a permis des débits et des vitesses moins importantes (mais supérieures à 1,5m/s pour éviter les dépôts) et des pressions inférieures à (60m).
3. Le 2^{ème} cas d'étude est un réseau plus complexe intégrant (06) nœuds, (08) conduites, (01) source d'eau, (01) réservoir et (01) pompe. Son analyse a abouti à des résultats satisfaisants en termes de pressions et de vitesses. Des conduites en PolyÉthylène Haute Densité (PEHD) pouvant résister à des pressions égales à (100m) ont été utilisées.
4. Le principal et dernier cas d'étude a concerné l'analyse du réseau Extension Sud de la ville de Guelma comportant (82) nœuds de demande, (100) conduites totalisant une longueur de (11.167m) et un réservoir de (5000m³) utilisé comme source d'alimentation gravitaire. La simulation du réseau avec ses dimensions et accessoires initiaux a résulté en des pressions largement supérieures à celles permises par les conduites en PEHD utilisées et ce dans les deux cas de temps représentés par les heures creuses et de pointe (Chapitre 5). Ceci a nécessité la 'correction' du réseau et la proposition de solutions adéquates afin de répondre aux besoins en termes

d'alimentation et respecter en même temps les limites de travail des accessoires particulièrement les conduites. L'introduction d'un réservoir tampon a été suggérée. Il devrait être placé en aval de (25m) du premier permettant ainsi aux pressions aux nœuds de diminuer en conséquence. Une seconde simulation a permis de noter certains nœuds supérieurs à la limite des (100m) mais en heures creuses. Ces résultats ont donc requis une correction différente consistant essentiellement à modifier les diamètres de certaines conduites (cf. Chapitre 5) et installer (02) vannes de réduction de pression et (01) vanne régulatrice de débit. Cette solution a été conséquente en termes de pressions aux nœuds qui suivront une plage acceptable de (10m-100m) tout au long des (24) heures de la journée.

Une solution idéale d'équilibrage de réseaux AEP est difficile à atteindre. C'est une procédure complexe et consommatrice de temps et d'efforts car les pertes de charge sont corrélatives aux demandes et vitesses, et ces dernières avec les débits sont proportionnels à la demande tandis que les pressions y sont inversement proportionnelles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Benhamouda, R. (2008) "Notions de mécanique des fluides", Office des Publications Universitaire, Tunisie. ISBN : 978-9973-37-494-3.
- [2] Çengel, Y.A. et Cimbala, J.M. (2010) "Fluid Mechanics - Fundamentals and Applications", 2d Ed., McGraw-Hill co. inc.
- [3] Zinsalo, J.M. (2013) "Mécaniques des Fluides pour Ingénieurs", Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, Bénin.
- [4] Bentalha C. et Habi, M (2017) "Mécaniques des Fluides, cours et exercices corrigés", Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- [5] Maoui, K. (2016) "Approche, application et comparaison des pertes de charge dans les conduites des systèmes de distribution d'eau", M2, Université du 8 mai 1945, Guelma.
- [6] Elaziouti A. (2016) "Dynamique des fluides réels", Université Moulay Tahar, Saida, Algérie.
- [7] Blindu, I. (2004) "Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques", Thèse Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines, université Jean Monnet, Saint-Etienne, France.
- [8] Azzi, L. (2014), "Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un système d'information géographique-Etude de la rive gauche de la ville de Sisi-Aiach", Mémoire de Magister, université Mohamed kheider, Biskra, Algérie.
- [9] Belmahboul Y. et Benkedidah A. (2016) "Etude d'alimentation En Eau Potable de la Région De Ain-Mellouk, Mila", mémoire Master, université de Bejaia, Algérie.
- [10] Setif-Pipe (2019) "Catalogue de la Société de Transformation Plastique-Spécifications techniques des tubes en PEHD".
http://setif-pipe.dz/docs/specifications_techniques_pehd.pdf
- [11] Cross, H. (1936) "Analysis of flow in networks of conduits or conductors", Engineering Experiment Station, University of Illinois, Bulletin No. 286.
- [12] Hoag, L.N.etWeinberg, G. (1957) "Pipeline network analysis by electronic digital computer", Journal of the American Water Works Association, 517-524.
- [13] Martin, D.W. et Peters, G. (1963) "The application of Newton's method to network analysis by digital computer" : Journal of the Institute of Water Engineers, 17, 115-129.
- [14] Wood, D.J et Charles, C.O.A. (1972) "Hydraulic network analysis using linear theory", Journal of the Hydraulic division, ASCE, 98, Proc. Paper 9031, 1157-1170.

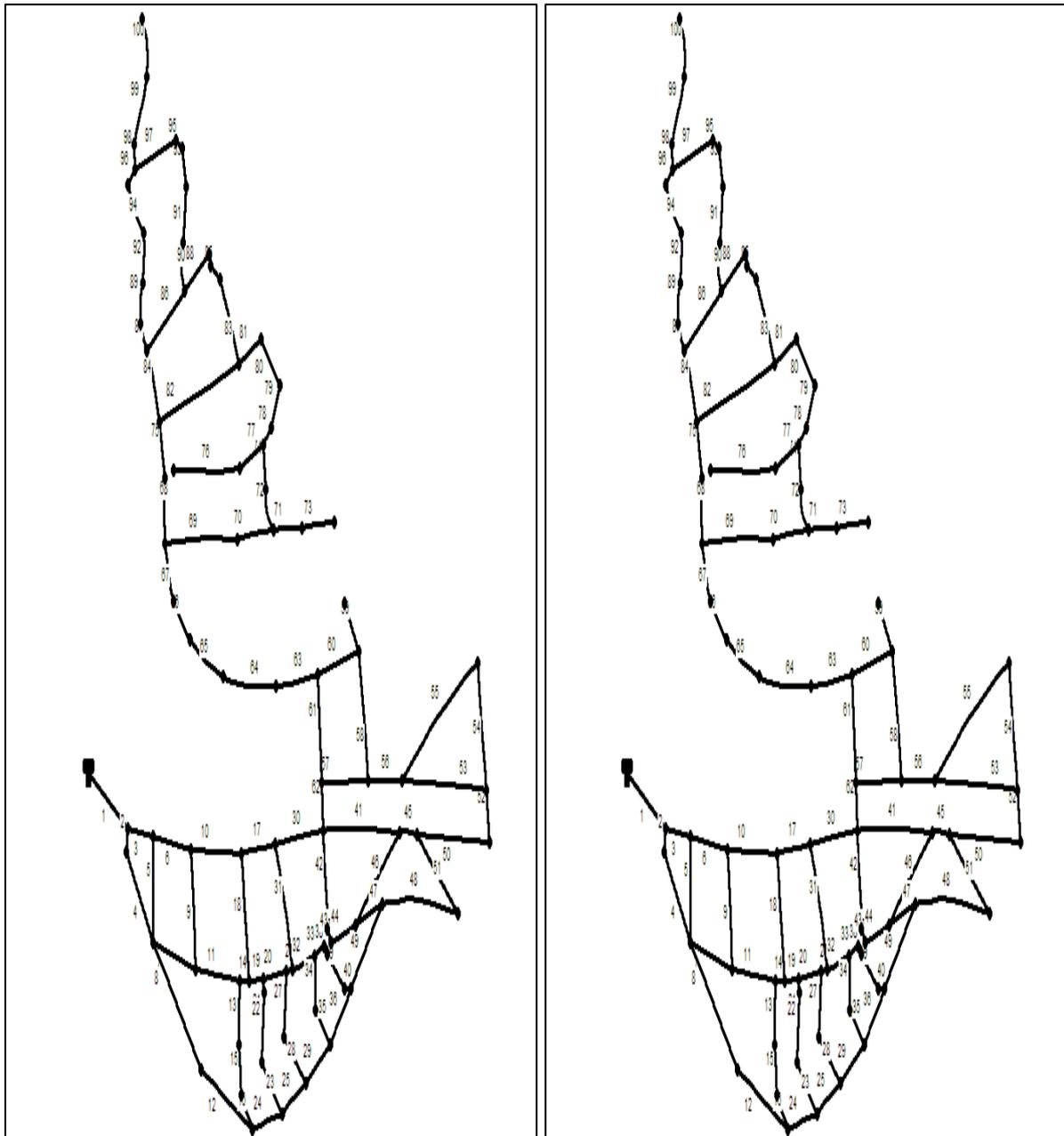
- [15] Todini, E. et Pilati, S. (1987) "A gradient method for the analysis of pipe networks", International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution, Leicester Polytechnic, UK.
- [16] Abdelbaki, C. (2014) "Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG-Cas du Groupement Urbain de Tlemcen", Thèse Doctorat en Hydraulique, Université Abou Bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- [17] Darcy H. (1857) "Recherches expérimentales relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux", Mallet-Bachelier, atlas, Paris, France.
- [18] Weisbach J. (1845) "Lehrbuch der Ingenieur-und Maschinen-Mechanik", vol. 1, Theoretische Mechanik, Vieweg und Sohn, Braunschweig, Germany.
- [19] "Stromungsgesetze in rauhen Rohren, Nikuradse, Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens" (1933) Translation to "Laws of flow in rough pipes", NACA Technical Memorandum 1292, Washington, Novembre 1950.
- [20] Sutera, S.P et Skalak, R. (1993) "The history of Poiseuille's law" Annual Review of Fluid Mechanics. 25: 1–19. doi:10.1146/annurev.fl.25.010193.000245.
- [21] Colebrook, C.F. (1939) "Turbulent Flow in Pipes with Particular reference to the Transition Region between the Smooth and Rough Pipe Laws", J. Inst. of Civil Engrs., 11, pp 133-156.
- [22] Jeppson R W. (1977) "Analysis of flow in pipe networks", Ann Arbor Science Publishers inc.
- [23] Rouse H. (1943) "Evaluation of Boundary Roughness", Proc. 2d hydraulic conf., Univ. of Iowa.
- [24] Chen J J J. (1985) "Systematic explicit solutions of the Prandtl and Colebrook-White equation for pipe flow", Proc. Inst. of Civil Engrs., pp. 383-389.
- [25] Wood, D.J., Dorsch, R. et Lightner, C. (1966) "Wave Analysis of Unsteady Flow in Conduits", Journal of Hydraulics Division ASCE, March, Vol 92. No HY2. pp 83, 220
- [26] Wood D.J. (1972) "An explicit friction factor relationship", Civil Engg., am. Soc. of Civil Engrs., pp. 383-390.
- [27] Swamee, P. K. et Jain, A. K. (1976) "Explicit equations for pipe-flow problems" J. Hydraulics Division, ASCE, 102(5), 657-664.
- [28] Collins A.G. et Johnson R.L. (1975) "Finite-element method for water distribution networks", J. of water Technology & Distribution, pp. 385-389.
- [29] Techo, R., Tichner, R.R. et James, R.E. (1965) "An Accurate Equation for the Computation of Friction Factor for Smooth Pipes from the Reynolds Number", J. of Applied Mechanics, 32, pp 443.
- [30] Chen J.J.J. (1984) "A Simple Explicit Formula for the Estimation of Pipe Friction Factor", Proc. Inst. of Civil Engrs., 77 (2), pp 49-55.

- [31] Moody, L.F. (1944) "Friction Factors for Pipe Flow", Trans. American Society of Mechanical Engineers, 66, pp 671-684.
- [32] Nahavandi, A.N. et Gatanzaro, G.V. (1973) "Matrix Method for Analysis of Hydraulic Networks", Journal of Hydraulics Division, 99(HY1), pp.47-63, 1973.
- [33] Barr, D.I.H. (1975) "New Forms of Equation for the correlation of Resistance Data", Proc. Inst. of Civil Engrs., 59 (2), pp 827-835.
- [34] Churchill, S.W. (1977) "Friction Factor Equation Spans All Fluid Flow Regimes", Chemical Engineering, 84, pp 91-92.
- [35] Zigrang D.J. et Syslvester, N.D. (1982) "Explicit approximations to the solution of Colebrook's friction factor equation", J. Am. Inst. of Chemical Engrs., pp. 514-515.
- [36] Haaland S.E. (1983) "Simple and explicit formulas for the friction factor in turbulent pipe flow", J. fluids Engrs., pp. 89-90.
- [37] Lamont, P. (1969). The choice of the pipe flow laws for practical use, Water and Water Engineering, 55-63.
- [38] Lamont P.A. (1981) "Common pipe flow formulas compared with the theory of roughness", J. am. Water Works Assoc., pp. 274-280.
- [39] Haddad, A. (2019) "Evaluation and Correlation of Friction Head Losses in Smooth and Rough Pipes", International Conference on Technology, Engineering and Science, 26-29 Oct. 2019, Turkey (accepted).
- [40] Williams, G.S. et Hazen, A. (1933). Hydraulic tables, 3rd Edition, John Wiley & sons inc., USA.
- [41] Bhawe, P.R. (1991) "Analysis of flow in water distribution networks", Technomic Pub. co. inc., USA.
- [41] Rossman, L.A., (2003) "EPANET2-Manuel de l'utilisateur", Générale des Eaux, Direction Technique, Département Réseaux, Comptage et Investissements, US Environmental Protection Agency Cincinnati USA.
-

ANNEXE B: COURBE DE MODULATION

Périodes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Multiplicateur	0.85	0.7	0.6	0.7	0.8	1	1.1	1.1	0.9	0.8	1.15	1.25
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
	1.2	1	0.75	0.65	0.75	0.9	1.15	1.25	1.15	1.15	1	0.85

ANNEXE C: NUMERISATION DU RESEAU SUR EPANET



Annexe D: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
D1-Paramètres de données

Nœud Id	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Nœud Id	Altitude (m)	Demande de base (l/s)
02	537,62	3,15	43	448,16	7,76
03	539,42	3,21	44	453,56	6,99
04	528,59	6,2	45	450	1,41
05	534,57	11,81	46	469,2	6,36
06	515,44	8,04	47	460,56	7,44
07	522,61	8	48	467,85	5,5
08	529,98	7,43	49	476,54	5,16
09	506,98	4,58	50	471,88	3,42
10	524	2,73	51	467,88	3,54
11	525	2,3	52	464,8	7,25
12	524,15	6,11	53	452,15	6,3
13	498,12	7,93	54	447,52	3,76
14	506,98	4,36	55	448	3,53
15	498,5	2,14	56	432	1,9
16	509	1,98	57	445	2,02
17	513	3,68	58	463,25	2,91
18	516,19	4,98	59	463,25	4,41
19	490,78	3,31	60	442,8	5,89
20	501	3,21	61	439,99	3,17
21	508,51	4,95	62	435,01	1,78
22	486,53	7,93	63	434,97	2,66
23	490,87	4,87	64	441,8	3,04
24	486	3,24	65	447,52	8,6
25	497	2,49	66	462	7,96
26	499,52	4,64	67	442,31	3,29
27	480,6	0,98	68	442,32	0,91
28	481	1,51	69	457,74	5,19
29	490	1,88	70	444,28	5,33
30	491	4,82	71	437,61	1,53
31	469,88	10,86	72	458,32	1,71
32	467	2,76	73	449,19	2,48
33	476	2,28	74	459,89	2,13
34	460,64	8,82	75	452,18	2,48
35	473,96	6,49	76	462,83	2,61
36	475,12	8,73	77	453,3	1,33
37	462,92	8,26	78	461,03	2,02
38	466,93	12,16	79	454,67	2,9
39	450,83	9,03	80	459,41	3,61
40	433	9,24	81	453,77	2,31
41	430	8,28	82	441,6	3,14
42	439	12,09	83	441	1,39
			Réservoir1	620	#N/A

Annexe D: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
D1-Paramètres de données
(Suite)

Conduit Id	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Conduit Id	Longueur (m)	Diamètre (mm)
01	1000	500	51	164,4	160
02	30,26	250	52	67,76	160
03	79,51	250	53	226,6	90
04	143,3	250	54	165,7	125
05	135	90	55	281,8	90
06	120,6	250	56	105,2	90
07	138,5	160	57	144,6	90
08	221,7	250	58	169,5	90
09	155,6	90	59	76,25	63
10	158,4	250	60	132	110
11	138,7	160	61	137,4	200
12	179,8	250	62	61,87	200
13	79,48	90	63	133	200
14	29,24	160	64	164,6	200
15	68,32	90	65	114,4	200
16	56,05	90	66	70,01	200
17	105,1	250	67	76,71	200
18	165,5	90	68	89,47	200
19	41,34	160	69	225,5	160
20	74,78	160	70	115,4	160
21	0,88	63	71	87,91	63
22	160,9	63	72	56,98	90
23	92,13	63	73	102,8	63
24	94,27	200	74	52,35	90
25	83,1	200	75	67,53	200
26	20,96	160	76	238,4	90
27	83,16	63	77	80,11	90
28	90,16	63	78	38,98	90
29	94,05	200	79	57,02	90
30	153,3	250	80	86,76	90
31	170,6	160	81	77,66	90
32	72,03	160	82	258,8	160
33	32,52	160	83	128,8	63
34	71	63	84	103,7	160
35	63,88	63	85	49,1	40
36	93,53	200	86	142,6	100
37	22,47	160	87	53,23	160
38	0,7	63	88	82,74	63
39	81,84	63	89	61,96	160
40	0,88	63	90	62,76	110
41	240	200	91	71,43	110
42	126,6	63	92	78,98	160
43	22,74	63	93	50,08	90
44	80,24	160	94	30,53	160
45	53,53	200	95	21,76	90
46	183,4	110	96	1,41	160
47	87,99	160	97	135	40
48	237,9	160	98	30,16	63
49	146,3	200	99	49,81	63
50	228,41	200	100	75,53	63

Annexe D: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
D2- Résultats -heure creuse

Nœud Id	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud Id	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Pression (m)
02	3,15	1,89	90,14	43	7,76	4,66	164,69
03	3,21	1,93	87,90	44	6,99	4,19	157,74
04	6,2	3,72	97,46	45	1,41	0,85	161,18
05	11,81	7,09	90,74	46	6,36	3,82	145,79
06	8,04	4,82	108,32	47	7,44	4,46	150,73
07	8	4,80	100,68	48	5,5	3,30	140,19
08	7,43	4,46	93,91	49	5,16	3,10	127,79
09	4,58	2,75	114,48	50	3,42	2,05	130,07
10	2,73	1,64	97,73	51	3,54	2,12	132,69
11	2,3	1,38	97,23	52	7,25	4,35	134,35
12	6,11	3,67	98,73	53	6,3	3,78	145,93
13	7,93	4,76	122,98	54	3,76	2,26	150,21
14	4,36	2,62	114,09	55	3,53	2,12	147,99
15	2,14	1,28	122,07	56	1,9	1,14	163,70
16	1,98	1,19	111,57	57	2,02	1,21	151,62
17	3,68	2,21	107,61	58	2,91	1,75	135,12
18	4,98	2,99	105,54	59	4,41	2,65	131,14
19	3,31	1,99	129,01	60	5,89	3,53	152,16
20	3,21	1,93	118,85	61	3,17	1,90	155,88
21	4,95	2,97	112,41	62	1,78	1,07	160,88
22	7,93	4,76	132,96	63	2,66	1,60	161,01
23	4,87	2,92	128,72	64	3,04	1,82	154,56
24	3,24	1,94	133,29	65	8,6	5,16	149,57
25	2,49	1,49	122,43	66	7,96	4,78	135,82
26	4,64	2,78	120,66	67	3,29	1,97	153,19
27	0,98	0,59	138,56	68	0,91	0,55	152,86
28	1,51	0,91	138,16	69	5,19	3,11	139,19
29	1,88	1,13	129,60	70	5,33	3,20	150,76
30	4,82	2,89	128,61	71	1,53	0,92	157,28
31	10,86	6,52	147,22	72	1,71	1,03	138,48
32	2,76	1,66	151,43	73	2,48	1,49	145,69
33	2,28	1,37	143,07	74	2,13	1,28	136,78
34	8,82	5,29	156,26	75	2,48	1,49	142,61
35	6,49	3,89	144,97	76	2,61	1,57	133,71
36	8,73	5,24	143,84	77	1,33	0,80	141,43
37	8,26	4,96	153,90	78	2,02	1,21	135,48
38	12,16	7,30	150,41	79	2,9	1,74	140,06
39	9,03	5,42	165,22	80	3,61	2,17	137,10
40	9,24	5,54	182,60	81	2,31	1,39	141,82
41	8,28	4,97	184,80	82	3,14	1,88	153,29
42	12,09	7,25	174,17	83	1,39	0,83	153,77

Annexe D: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
D2- Résultats -heure creuse
(Suite)

Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
01	233,15	1,19	2,23	51	13,99	0,70	3,13
02	103,52	2,11	14,51	52	20,79	1,03	6,53
03	127,74	2,60	21,43	53	5,99	0,94	10,75
04	101,59	2,07	14,02	54	9,26	0,75	4,86
05	4,18	0,66	5,51	55	4,29	0,67	5,79
06	119,84	2,44	19,04	56	3,03	0,48	3,04
07	32,12	1,60	14,61	57	7,12	1,12	14,80
08	66,56	1,36	6,41	58	5,49	0,86	9,15
09	3,03	0,48	3,04	59	0,85	0,27	1,63
10	111,99	2,28	16,79	60	0,45	0,05	0,03
11	30,35	1,51	13,16	61	80,31	2,56	26,90
12	62,10	1,27	5,63	62	91,24	2,90	34,07
13	3,22	0,51	3,39	63	76,30	2,43	24,46
14	30,82	1,53	13,53	64	73,00	2,32	22,54
15	4,85	0,76	7,28	65	69,90	2,22	20,80
16	6,23	0,98	11,57	66	67,85	2,16	19,68
17	106,54	2,17	15,31	67	65,72	2,09	18,56
18	0,69	0,11	0,20	68	43,85	1,40	8,77
19	28,90	1,44	12,01	69	17,53	0,87	4,76
20	26,73	1,33	10,40	70	13,75	0,68	3,04
21	0,88	0,28	1,78	71	3,26	1,05	19,76
22	0,31	0,10	0,25	72	8,23	1,29	19,37
23	2,52	0,81	12,24	73	1,14	0,37	2,83
24	52,20	1,66	12,11	74	7,02	1,10	14,42
25	46,70	1,49	9,85	75	42,10	1,34	8,13
26	25,29	1,26	9,38	76	2,65	0,42	2,37
27	0,54	0,17	0,71	77	6,18	0,97	11,38
28	2,47	0,79	11,81	78	1,06	0,17	0,43
29	41,26	1,31	7,84	79	2,13	0,33	1,58
30	107,60	2,19	15,59	80	3,72	0,59	4,45
31	5,82	0,29	0,62	81	5,55	0,87	9,32
32	16,55	0,82	4,28	82	13,23	0,66	2,83
33	15,56	0,77	3,82	83	2,52	0,81	12,28
34	0,96	0,31	2,05	84	24,10	1,20	8,58
35	2,45	0,79	11,69	85	0,55	0,43	6,61
36	36,02	1,15	6,09	86	8,84	1,13	13,21
37	15,67	0,78	3,87	87	12,14	0,60	2,41
38	0,69	0,22	1,17	88	0,92	0,29	1,89
39	1,60	0,51	5,29	89	11,12	0,55	2,05
40	2,73	0,88	14,21	90	4,72	0,50	2,60
41	12,15	0,39	0,81	91	3,23	0,34	1,29
42	2,31	0,74	10,49	92	9,84	0,49	1,63
43	3,97	1,27	28,51	93	1,75	0,27	1,09
44	10,33	0,51	1,79	94	8,27	0,41	1,18
45	17,18	0,55	1,55	95	0,95	0,15	0,35
46	10,32	1,09	11,06	96	7,06	0,35	0,90
47	3,88	0,19	0,29	97	0,79	0,63	13,19
48	21,28	1,06	6,82	98	4,10	1,32	30,30
49	30,40	0,97	4,45	99	2,72	0,87	14,13
50	26,21	0,83	3,38	100	0,83	0,27	1,58

Annexe D: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
D2- Résultats -heure e pointe

Nœud Id	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœud Id	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Pression (m)
02	3,15	3,94	83,62	43	7,76	9,70	115,04
03	3,21	4,01	80,11	44	6,99	8,74	103,60
04	6,2	7,75	86,02	45	1,41	1,76	106,68
05	11,81	14,76	77,14	46	6,36	7,95	102,33
06	8,04	10,05	90,23	47	7,44	9,30	96,58
07	8	10,00	81,22	48	5,5	6,88	76,63
08	7,43	9,29	76,20	49	5,16	6,45	53,49
09	4,58	5,73	89,75	50	3,42	4,28	48,89
10	2,73	3,41	73,78	51	3,54	4,43	47,52
11	2,3	2,88	74,71	52	7,25	9,06	45,06
12	6,11	7,64	78,09	53	6,3	7,88	53,53
13	7,93	9,91	97,19	54	3,76	4,70	56,80
14	4,36	5,45	88,21	55	3,53	4,41	49,56
15	2,14	2,68	94,75	56	1,9	2,38	64,42
16	1,98	2,47	84,25	57	2,02	2,52	55,02
17	3,68	4,60	80,40	58	2,91	3,64	43,56
18	4,98	6,22	81,60	59	4,41	5,51	28,09
19	3,31	4,14	99,44	60	5,89	7,36	50,73
20	3,21	4,01	89,45	61	3,17	3,96	57,09
21	4,95	6,19	86,09	62	1,78	2,23	62,14
22	7,93	9,91	102,52	63	2,66	3,33	62,53
23	4,87	6,09	98,59	64	3,04	3,80	57,20
24	3,24	4,05	102,26	65	8,6	10,75	54,30
25	2,49	3,11	91,83	66	7,96	9,95	42,67
26	4,64	5,80	92,21	67	3,29	4,11	53,35
27	0,98	1,23	107,18	68	0,91	1,14	52,08
28	1,51	1,89	106,78	69	5,19	6,49	43,46
29	1,88	2,35	99,47	70	5,33	6,66	49,59
30	4,82	6,03	98,51	71	1,53	1,91	55,65
31	10,86	13,57	109,86	72	1,71	2,14	42,38
32	2,76	3,45	117,91	73	2,48	3,10	44,04
33	2,28	2,85	111,44	74	2,13	2,66	40,32
34	8,82	11,03	118,34	75	2,48	3,10	40,69
35	6,49	8,11	112,92	76	2,61	3,26	36,88
36	8,73	10,91	111,86	77	1,33	1,66	39,36
37	8,26	10,32	115,74	78	2,02	2,52	38,54
38	12,16	15,20	113,73	79	2,9	3,62	37,96
39	9,03	11,29	124,82	80	3,61	4,51	40,15
40	9,24	11,55	140,93	81	2,31	2,89	42,23
41	8,28	10,35	140,79	82	3,14	3,93	51,66
42	12,09	15,11	125,44	83	1,39	1,74	51,80

Annexe D: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
D2- Résultats -heure creuse
(Suite)

Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
01	485,73	2,47	8,69	51	29,14	1,45	12,20
02	215,66	4,39	56,52	52	43,32	2,15	25,43
03	266,13	5,42	83,43	53	12,48	1,96	41,85
04	211,64	4,31	54,58	54	19,29	1,57	18,91
05	8,71	1,37	21,47	55	8,94	1,40	22,53
06	249,67	5,09	74,13	56	6,31	0,99	11,82
07	66,92	3,33	56,90	57	14,84	2,33	57,63
08	138,67	2,82	24,94	58	11,44	1,80	35,63
09	6,31	0,99	11,82	59	1,76	0,57	6,33
10	233,32	4,75	65,38	60	0,94	0,10	0,13
11	63,23	3,14	51,22	61	167,31	5,33	104,72
12	129,38	2,64	21,94	62	190,09	6,05	132,66
13	6,70	1,05	13,22	63	158,95	5,06	95,24
14	64,21	3,19	52,69	64	152,08	4,84	87,75
15	10,11	1,59	28,33	65	145,63	4,64	80,98
16	12,99	2,04	45,03	66	141,35	4,50	76,64
17	221,96	4,52	59,61	67	136,93	4,36	72,25
18	1,45	0,23	0,77	68	91,34	2,91	34,14
19	60,20	2,99	46,77	69	36,52	1,82	18,53
20	55,69	2,77	40,49	70	28,64	1,42	11,82
21	1,84	0,59	6,81	71	6,79	2,18	76,94
22	0,64	0,21	0,97	72	17,16	2,70	75,40
23	5,24	1,68	47,64	73	2,38	0,76	11,00
24	108,75	3,46	47,16	74	14,63	2,30	56,15
25	97,29	3,10	38,37	75	87,71	2,79	31,67
26	52,68	2,62	36,53	76	5,51	0,87	9,21
27	1,13	0,36	2,78	77	12,88	2,02	44,31
28	5,14	1,65	46,00	78	2,21	0,35	1,69
29	85,96	2,74	30,51	79	4,43	0,70	6,15
30	224,17	4,57	60,72	80	7,76	1,22	17,34
31	12,12	0,60	2,40	81	11,56	1,82	36,28
32	34,47	1,71	16,65	82	27,56	1,37	11,00
33	32,42	1,61	14,87	83	5,25	1,68	47,81
34	2,00	0,64	8,00	84	50,20	2,50	33,41
35	5,11	1,64	45,50	85	1,14	0,91	25,73
36	75,05	2,39	23,73	86	18,41	2,34	51,44
37	32,64	1,62	1506	87	25,30	1,26	9,39
38	1,45	0,46	4,36	88	1,91	0,61	7,37
39	3,33	1,07	20,61	89	23,16	1,15	7,98
40	5,68	1,82	55,35	90	9,84	1,03	10,13
41	25,32	0,81	3,17	91	6,74	0,71	5,02
42	4,82	1,55	40,86	92	20,50	1,02	6,36
43	8,27	2,65	110,99	93	3,64	0,57	4,26
44	21,52	1,07	6,96	94	17,24	0,86	4,62
45	35,79	1,14	6,02	95	1,97	0,31	1,37
46	21,49	2,26	43,07	96	14,71	0,73	3,43
47	8,09	0,40	1,4	97	1,65	1,31	51,34
48	44,34	2,21	26,55	98	8,55	2,74	117,98
49	63,34	2,02	17,33	99	5,66	1,82	55,00
50	54,61	1,74	13,17	100	1,74	0,56	6,17

Annexe E: RESEAU MODIFIE-INTEGRATION RESERVOIR TAMPON

E1- Résultats -heure creuse

Nœud Id	Pression (m)	Nœud Id	Pression (m)
02	65,14	43	139,69
03	62,90	44	132,74
04	72,46	45	136,18
05	65,74	46	120,79
06	83,32	47	125,73
07	75,68	48	115,19
08	68,91	49	102,79
09	89,48	50	105,07
10	72,73	51	107,69
11	72,23	52	109,35
12	73,73	53	120,93
13	97,98	54	125,21
14	89,09	55	122,99
15	97,07	56	138,70
16	86,57	57	126,62
17	82,61	58	110,12
18	80,54	59	106,14
19	104,01	60	127,16
20	93,85	61	130,88
21	87,41	62	135,88
22	107,96	63	136,01
23	103,72	64	129,56
24	108,29	65	124,57
25	97,43	66	110,82
26	95,66	67	128,19
27	113,56	68	127,86
28	113,16	69	114,19
29	104,60	70	125,76
30	103,61	71	132,28
31	122,22	72	113,48
32	126,43	73	120,69
33	118,07	74	111,78
34	131,26	75	117,61
35	119,97	76	108,71
36	118,84	77	116,43
37	128,90	78	110,48
38	125,41	79	115,06
39	140,22	80	112,10
40	157,60	81	116,82
41	159,80	82	128,29
42	149,17	83	128,77

E1- Résultats -heure de pointe

Nœud Id	Pression (m)	Nœud Id	Pression (m)
02	58,62	43	90,04
03	55,11	44	78,60
04	61,02	45	81,68
05	52,14	46	77,33
06	65,23	47	71,58
07	56,22	48	51,63
08	51,20	49	28,49
09	64,75	50	23,89
10	48,78	51	22,52
11	49,71	52	20,06
12	53,09	53	28,53
13	72,19	54	31,80
14	63,21	55	24,56
15	69,75	56	39,42
16	59,25	57	30,02
17	55,40	58	18,56
18	56,60	59	3,09
19	74,44	60	25,73
20	64,45	61	32,09
21	61,09	62	37,14
22	77,52	63	37,53
23	73,59	64	32,20
24	77,26	65	29,30
25	66,83	66	17,67
26	67,21	67	28,35
27	82,18	68	27,08
28	81,78	69	18,46
29	74,47	70	24,59
30	73,51	71	30,65
31	84,86	72	17,38
32	92,91	73	19,04
33	86,44	74	15,32
34	93,34	75	15,69
35	87,92	76	11,88
36	86,86	77	14,36
37	90,74	78	13,54
38	88,73	79	12,96
39	99,82	80	15,15
40	115,93	81	17,23
41	115,79	82	26,66
42	100,44	83	26,80

Annexe F: RESEAU MODIFIE - EXTENSION-SUD-GUELMA
F1-Paramètres de données après modification des caractéristiques

Conduit Id	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Conduit Id	Longueur (m)	Diamètre (mm)
01	1000	630	51	164,4	250
02	30,26	630	52	67,76	200
03	#N/A	630	53	226,6	63
04	#N/A	400	54	165,7	125
05	135	630	55	281,8	63
06	120,6	630	56	105,2	160
07	138,5	200	57	144,6	200
08	221,7	630	58	169,5	110
09	155,6	63	59	76,25	63
10	158,4	630	60	132	63
11	138,7	200	61	137,4	400
12	179,8	630	62	61,87	400
13	79,48	63	63	133	400
14	29,24	315	64	164,6	400
15	68,32	63	65	114,4	400
16	56,05	90	66	70,01	400
17	105,1	630	67	76,71	400
18	165,5	63	68	89,47	315
19	41,34	250	69	225,5	200
20	74,78	250	70	115,4	200
21	0,88	63	71	87,91	90
22	160,9	63	72	56,98	160
23	92,13	90	73	102,8	63
24	94,27	630	74	52,35	125
25	83,1	630	75	67,53	315
26	20,96	200	76	238,4	90
27	83,16	63	77	80,11	110
28	90,16	63	78	38,98	63
29	94,05	630	79	57,02	63
30	#N/A	630	80	86,76	90
31	170,6	63	81	77,66	110
32	72,03	200	82	258,8	160
33	32,52	200	83	128,8	90
34	71	63	84	103,7	250
35	63,88	63	85	49,1	63
36	93,53	630	86	142,6	125
37	22,47	250	87	53,23	160
38	0,7	63	88	82,74	63
39	81,84	63	89	61,96	160
40	0,88	63	90	62,76	90
41	240	400	91	71,43	90
42	126,6	63	92	78,98	160
43	22,74	63	93	50,08	63
44	80,24	250	94	30,53	160
45	53,53	400	95	21,76	90
46	183,4	250	96	1,41	125
47	87,99	63	97	135	63
48	237,9	250	98	30,16	90
49	146,3	630	99	49,81	90
50	228,41	250	100	75,53	63

Annexe F: RESEAU MODIFIE - EXTENSION-SUD-GUELMA

F2- Résultats -heure creuse

Nœud Id	Pression (m)	Nœud Id	Pression (m)
02	91,38	43	61,37
03	89,58	44	55,63
04	40,41	45	59,06
05	34,02	46	40,39
06	53,76	47	48,90
07	35,63	48	41,50
08	38,09	49	32,68
09	40,67	50	37,26
10	31,85	51	41,21
11	40,81	52	44,24
12	43,50	53	56,46
13	71,35	54	60,94
14	40,41	55	60,15
15	47,66	56	75,86
16	37,23	57	63,36
17	51,60	58	45,71
18	51,26	59	43,98
19	52,98	60	64,99
20	51,79	61	68,14
21	58,77	62	73,07
22	83,13	63	73,13
23	50,76	64	66,42
24	47,67	65	60,83
25	52,46	66	46,91
26	67,58	67	65,76
27	49,08	68	65,72
28	48,96	69	51,07
29	76,49	70	63,98
30	75,93	71	70,50
31	39,78	72	50,34
32	57,82	73	58,76
33	52,59	74	48,63
34	55,39	75	55,61
35	51,16	76	45,54
36	91,58	77	54,38
37	53,66	78	47,30
38	69,64	79	53,01
39	65,54	80	48,92
40	83,26	81	54,40
41	82,59	82	66,44
42	70,53	83	66,92

F2- Résultats - Heure de pointe

Nœud Id	Pression (m)	Nœud Id	Pression (m)
02	87,83	43	56,69
03	86,03	44	50,03
04	36,86	45	53,11
05	30,37	46	36,14
06	50,07	47	44,27
07	30,01	48	36,55
08	34,33	49	27,37
09	33,73	50	31,71
10	24,18	51	35,53
11	35,98	52	38,42
12	39,67	53	49,38
13	67,48	54	53,44
14	33,45	55	51,76
15	40,64	56	66,63
16	30,20	57	55,58
17	46,20	58	39,66
18	47,40	59	32,90
19	45,93	60	55,54
20	43,62	61	59,69
21	54,89	62	64,48
22	79,14	63	64,59
23	43,73	64	58,20
24	40,98	65	53,00
25	45,14	66	40,69
26	63,68	67	57,13
27	42,64	68	56,99
28	42,51	69	44,56
29	72,49	70	55,91
30	72,02	71	61,97
31	35,79	72	43,42
32	50,86	73	49,76
33	46,22	74	41,30
34	50,43	75	46,17
35	45,11	76	37,78
36	87,65	77	44,61
37	48,63	78	39,42
38	64,51	79	43,23
39	60,15	80	41,02
40	77,71	81	46,03
41	76,15	82	57,72
42	65,72	83	57,86

Annexe F: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
F2- Résultats - Heure creuse

Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
01	233,14	0,75	0,72	51	326,12	6,64	121,56
02	81,93	0,26	0,1	52	17,98	0,57	1,68
03	149,33	0,48	60	53	4,06	1,3	29,71
04	80	0,64	60,41	54	8,38	0,68	4,04
05	506,86	1,63	3,05	55	3,41	1,09	21,52
06	-361,25	1,16	1,63	56	0,22	0,01	0
07	139,4	4,44	74,69	57	8,52	0,27	0,42
08	440,37	1,41	2,35	58	4,09	0,43	1,99
09	6,47	2,08	70,39	59	0,85	0,27	1,63
10	-372,54	1,2	17,2	60	-0,95	0,31	2,03
11	141,07	4,49	76,35	61	81,71	0,65	0,95
12	435,91	1,4	2,31	62	94,05	0,75	1,23
13	7,95	2,55	103,06	63	76,29	0,61	0,84
14	146,27	1,88	8,93	64	72,99	0,58	0,77
15	9,59	3,08	145,82	65	69,89	0,56	0,71
16	10,97	1,72	32,92	66	67,84	0,54	0,67
17	-386,44	1,24	1,85	67	65,72	0,52	0,63
18	9,14	2,93	133,39	68	42,05	0,54	0,89
19	152,79	3,11	29,85	69	19,32	0,61	1,92
20	158,71	3,23	32,03	70	15,54	0,49	1,28
21	-7,21	2,31	86,04	71	3,26	0,51	3,48
22	8,4	2,69	114,13	72	10,02	0,5	1,69
23	10,61	1,67	30,95	73	1,14	0,37	2,83
24	421,28	1,35	2,17	74	8,81	0,72	4,43
25	407,69	1,31	2,04	75	40,31	0,52	0,82
26	164,9	5,25	101,95	76	2,65	0,42	2,37
27	8,18	2,62	108,59	77	6,18	0,65	4,28
28	10,1	3,24	160,67	78	-0,73	0,23	1,23
29	394,62	1,27	1,92	79	0,34	0,11	0,3
30	-401,42	1,29	60	80	1,94	0,3	1,33
31	-10,23	3,28	164,34	81	3,76	0,4	1,71
32	172,21	5,48	110,47	82	11,43	0,57	2,16
33	182,3	5,8	122,76	83	2,51	0,4	2,15
34	12,04	3,86	222,37	84	24,1	0,49	0,98
35	13,53	4,34	276,16	85	0,54	0,17	0,71
36	378,3	1,21	1,77	86	8,11	0,66	3,8
37	198,35	4,04	48,4	87	12,87	0,64	2,69
38	16,63	5,34	404,6	88	0,92	0,29	1,89
39	17,54	5,63	446,38	89	11,84	0,59	2,3
40	18,67	5,99	501,03	90	4	0,63	5,07
41	-493,37	3,93	26,52	91	2,51	0,39	2,14
42	8,62	2,76	119,72	92	10,57	0,53	1,86
43	10,27	3,3	165,78	93	1,02	0,33	2,3
44	186,7	3,8	43,27	94	9	0,45	1,38
45	-297,76	2,37	10,41	95	0,22	0,03	0,02
46	200,9	4,09	49,56	96	7,79	0,63	3,54
47	18,09	5,8	472,58	97	1,52	0,49	4,81
48	333,41	6,79	126,65	98	4,1	0,65	5,33
49	356,74	1,14	1,59	99	2,72	0,43	2,49
50	23,4	0,48	0,92	100	0,83	0,27	1,58

Annexe F: RESEAU INITIAL EXISTANT D'EXTENSION-SUD-GUELMA
F2- Résultats - Heure de pointe

Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)	Conduit Id	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
01	485,71	1,56	2,82	51	325,3	6,63	121
02	84,01	0,27	0,11	52	28,6	0,91	3,97
03	397,76	1,28	60	53	3,81	1,22	26,46
04	80	0,64	60,51	54	13,23	1,08	9,41
05	573,38	1,84	3,83	55	2,88	0,92	15,74
06	-183,37	0,59	0,46	56	-8,2	0,42	1,22
07	153,2	4,88	88,95	57	26,43	0,84	3,43
08	485,42	1,56	2,82	58	8,31	0,87	7,42
09	7,06	2,27	82,86	59	1,76	0,57	6,33
10	-200,48	0,64	0,55	60	-2,19	0,7	9,43
11	150,26	4,78	85,82	61	170,42	1,36	3,7
12	476,14	1,53	2,72	62	204,8	1,63	5,2
13	7,56	2,43	93,98	63	158,94	1,26	3,25
14	152,1	1,95	9,6	64	152,06	1,21	3
15	10,97	3,52	187,33	65	145,61	1,16	2,77
16	13,85	2,18	50,73	66	141,34	1,12	2,62
17	-220,2	0,71	0,65	67	136,91	1,09	2,47
18	9,81	3,15	152,05	68	87,61	1,12	3,46
19	156,45	3,19	31,19	69	40,24	1,28	7,48
20	160,1	3,26	32,55	70	32,37	1,03	5
21	-6,32	2,03	67,35	71	6,79	1,07	13,54
22	8,79	2,82	124,27	72	20,88	1,04	6,58
23	13,39	2,11	47,67	73	2,38	0,76	11
24	454,65	1,46	2,49	74	18,36	1,5	17,25
25	435,03	1,4	2,3	75	83,97	1,08	3,2
26	163,57	5,21	100,43	76	5,51	0,87	9,21
27	7,61	2,44	95,09	77	12,88	1,35	16,67
28	11,62	3,73	208,32	78	-1,52	0,49	4,8
29	417,22	1,34	2,13	79	0,71	0,23	1,17
30	-240,92	0,77	60	80	4,03	0,63	5,16
31	-10,81	3,47	182,07	81	7,83	0,82	6,64
32	168,29	5,36	105,86	82	23,82	1,18	8,4
33	176,02	5,6	115,04	83	5,24	0,82	8,38
34	11,78	3,78	213,54	84	50,2	1,02	3,8
35	14,89	4,78	329,66	85	1,13	0,36	2,76
36	396,53	1,27	1,94	86	16,9	1,38	14,8
37	191,07	3,89	45,17	87	26,81	1,33	10,46
38	16,28	5,22	388,71	88	1,91	0,61	7,37
39	18,16	5,83	476,33	89	24,68	1,23	8,97
40	20,51	6,58	596,71	90	8,32	1,31	19,76
41	-451,64	3,59	22,51	91	5,22	0,82	8,34
42	7,66	2,46	96,34	92	22,01	1,09	7,26
43	11,11	3,57	191,75	93	2,12	0,68	8,94
44	177,11	3,61	39,24	94	18,75	0,93	5,39
45	-275,09	2,19	8,99	95	0,46	0,07	0,09
46	187,57	3,82	43,65	96	16,23	1,32	13,75
47	18,58	5,96	496,59	97	3,16	1,01	18,72
48	340,5	6,94	131,68	98	8,55	1,34	20,76
49	369,99	1,19	1,7	99	5,66	0,89	9,68
50	39,88	0,81	2,48	100	1,74	0,56	6,17



BOUMAZA, H. ; M2, Université 8 Mai 1945 Guelma

Titre: 'Analyse du Fonctionnement d'un Réseau d'Alimentation en Eau Potable et Contribution à sa Gestion'

ملخص:

إن البنية التحتية للموارد المائية أمر حاسم لتنمية أي بلد. الموارد موجودة في الجزائر لكن إدارتها تشكو من نواقص عدة. في ضوء ذلك وبالنظر إلى التوسع السريع للمدن الجزائرية، فإن المعرفة التفصيلية للوضع الحالي للموارد بالتوازي مع توزيعها أمران بالغان الأهمية من أجل تحسين أداء الإحتياجات المستقبلية المتزايدة بكفاءة. لذلك،، وجب التخطيط وبناء شبكات توزيع مرضية قادرة على نقل المياه من المصادر إلى المستهلكين وتلبية حاجياتهم كما ونوعا. في هذا السياق العام، أجريت الدراسة الحالية التي تهدف إلى المساهمة في دراسة-تحليل شبكة تمديد وتوزيع المياه بجنوب مدينة قلمة. مع شملها (82) نقطة تقاطع طلب، (100) أنبوب بطول إجمالي يزيد عن (11 كلم)، تطلب تحليلها-توازنها إدماج خزان عازل يعمل بالجاذبية مع (02) صمامات تخفيض الضغط، (01) صمام التحكم في التدفق وكذا تعديلات بأقطار الأنابيب من أجل تحقيق التوازن في الشبكة من حيث ضغط العقدة (10م-100م عمود الماء) والسرعات (0.5م/ث - 1.5 م/ث) خلال 24 ساعة من المحاكاة.

Résumé:

La distribution des ressources en eau représente une infrastructure de base nécessaire au développement d'un pays. Aujourd'hui en Algérie, des ressources importantes existent mais leur gestion est loin d'être optimale et techniquement performante. Au vu de ceci et considérant l'évolution des villes algériennes, une connaissance détaillée de l'état et ressources actuelles de distribution est cruciale afin d'en optimiser les performances et équilibrer la gestion pour répondre d'une manière efficace aux besoins futurs. Il est donc nécessaire de planifier et de construire un réseau de distribution d'eau adapté capable de transporter l'eau de la source aux consommateurs en satisfaisant leurs demandes dans une gamme de considérations de quantité et de qualité.

C'est dans ce contexte général que s'inscrit le travail réalisé. Il vise en effet à contribuer à l'étude-analyse du réseau d'alimentation en eau potable de l'extension au sud de la ville de Guelma. Comportant (82) nœuds de demande, (100) conduites d'une longueur totale dépassant les (11km), son analyse a nécessité l'introduction d'un réservoir tampon à alimentation gravitaire ainsi que (02) vannes de réduction de pression et (01) vanne régulatrice de débit et des modifications des diamètres de conduites afin d'équilibrer les réseaux en termes de pressions aux nœuds (10m-100m de colonne d'eau) et de vitesses (0,5m/s-1,5m/s) pendant les 24 heures de sa simulation.

Abstract:

Water resources infrastructure is crucial for the development of a country. Resources do exist in Algeria but their management is far from optimal and technically efficient. In view of this and considering the expeditious expansion of Algerian cities, a detailed knowledge of the current state of resources along with their distribution is crucial in order to optimize the performances of future growing needs efficiently. It is therefore necessary to plan and build satisfactory water distribution networks capable of transporting water from sources to consumers and satisfying their demands in terms of quantity and quality.

It is in this general context that the present study has been undertaken. It aims to contribute to the investigation-analysis of the water distribution extension network south of the city of Guelma. Integrating (82) demand nodes, (100) pipes with a total length of more than (11km), its analysis required the introduction of a gravity-fed buffer tank along with (02) pressure reduction valves, (01) flow control valve and modifications of pipe diameters in order to balance the network in terms of node pressures (10m-100m of water column) and velocities (0.5m/s-1.5m/s) during the 24 hours of its simulation.