

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université 8 Mai 1945 Guelma



Faculté de Science et de Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique

THÈSE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE
DOCTORAT EN SCIENCE

Filière : Génie Civil

Présentée par

Dorbani Meriem

Intitulée

**Développement d'une approche pour la réduction des pertes d'eau dans
le réseau d'AEP**

Soutenue le : 04/07/2023

Devant le Jury composé de :

Mr MAOUI Amar	Professeur	Univ. 8 Mai 1945 Guelma	Président
Mr MANSOURI Rachid	Professeur	Univ. 8 Mai 1945 Guelma	Rapporteur
Mr BOUTAGHANE Hamouda	Professeur	Univ Badji Mokkhtar Annaba	Examineur
Mr ZEGHADNIA Lotfi	Professeur	Univ.Mohamed Cherif Messaadia Souk Ahras	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023



Remerciements

Avant tout, je remercie « Dieu » le tout puissant.

Je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui ont participé au bon déroulement de mon travail, et qui m'ont permis de réaliser cette thèse.

Je témoigne donc toute ma reconnaissance :

À Mon directeur de thèse : le professeur **MANSOURI Rachid** qui a consacré son précieux temps pour m'aider à réaliser ce modeste travail et qui s'est toujours rendu disponible pour me renseigner et a contribué à l'avancement du travail.

Aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail, qu'ils trouvent ici ma sincère et profonde gratitude. A Mr le président du Jury : le professeur **MAOUI Amar** qui m'a honoré et a accepté de présider mon jury de thèse.

Je remercie également le professeur, **BOUTAGHANE Hamouda**, le professeur **ZEGHADNIA Lotfi** qui ont accepté la lourde tâche d'expertiser mon travail, je vous exprime toute ma gratitude et vous me faites un grand honneur en acceptant de juger mon travail

Je remercie aussi le professeur **ROUIAGUIA Ammar** de l'université 08 Mai 1945 qui m'a aidé à la rédaction de mon article.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mon défunt père, qui était une personne incroyable, qui avait le don de rendre ses proches heureux et dont la bonté restera gravée dans mon cœur à tout jamais, paix à son âme.

À la deuxième source de tendresse ma mère.

À mon Cher mari **Habib**.

À mes adorables enfants : **Mehdi** et **Yoursr**.

À mes frères, ma sœur, mes belles sœurs et mon beau frère

À ma belle-mère, mon beau père et ma belle sœur

À toute mes nièces et neveux

A toute ma famille

À mes amies: **Nacera, Sonia, Assia, Razika, Naziha, Chiraz, Fatima, Sadda, Ramla,**

Adila pour leur soutien et aide surtout pendant les moments difficiles ainsi qu'à tous

mes collègues de travail à l'université de Guelma.

A la fin un grand merci pour Mme **BALLA Faiza** qui m'a beaucoup aidé à achever ce

travail

À tous ceux qui ont participé à ma formation.

Meriem

Sommaire

Résumé	i
Abstract	ii
ملخص	iii
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Notations	

Introduction générale

i	Contexte et Problématique de la Thèse.....	01
ii	Les objectifs visés.....	07
iii	Structure de la thèse.....	09

Chapitre I : Fonctionnement du réseau d'AEP et ses défaillances

1.1	Le cheminement de l'eau.....	10
1.2	Topologie du réseau AEP.....	13
1.3	Principes hydrauliques de base sur un réseau d'eau.....	15
1.3.1	Débit moyen journalier et débit de pointe.....	15
1.3.2	Les pressions.....	15
1.3.3	Les rugosités.....	18
1.3.4	Les vitesses.....	18
1.3.5	Les rugosités.....	19
1.3.6	Les vitesses.....	19
1.4	Défaillance des réseaux d'AEP.....	20
1.4.1	La corrosion.....	29
1.4.2	Le phénomène de vieillissement.....	31
1.4.3	Les phénomènes biologiques.....	32
1.5	Les effets des défaillances sur le fonctionnement des réseaux.....	36
1.5.1	Les pertes vraies (physiques ou réelles).....	36
1.5.2	Les pertes apparentes (commerciales).....	37
1.6	Pertes d'eau par les fuites.....	39
1.6.1	Les impacts des fuites	44

Chapitre II : La Performance des réseaux

2.1	Introduction.....	50
2.2	Les volumes des réseaux d'AEP et les indicateurs de pertes.....	52
2.3	La performance du réseau.....	54
2.3.1	Le rendement du réseau.....	57
2.3.2	Indicateurs de pertes.....	59
2.3.2.1	L'indice linéaire de perte.....	59
2.3.2.2	L'indice de consommation.....	61

2.3.2.3	L'indice de réparation.....	61
2.3.2.4	Indice Linéaire de Volume Non Consommé.....	62
2.3.2.5	Concept des pertes incompressibles et les indicateurs IWA.....	63
2.3.2.6	Autres indicateurs.....	66
2.4	Bilan d'eau.....	67
2.4.1	Les objectifs du bilan d'eau ou L'équilibre d'eau.....	67

Chapitre III : Méthodes de contrôle des pertes réelles

3.1	Stratégies recommandées par l'IWA.....	72
3.2	Gestion de la pression.....	74
3.2.1	Relation Pression/Débit de fuite.....	75
3.2.2	Modes de contrôle de la pression.....	82
3.2.3	Apports de la sectorisation dans la lutte contre les pertes.....	85

Chapitre IV: Présentation de la zone d'étude et diagnostic

4.1	Introduction.....	92
4.2	Diagnostic du réseau.....	93
4.2.1	Problèmes inhérents au réseau d'AEP de Bendjerrah.....	93
4.2.2	Situation géographique, administrative et voies de communication.....	95
4.2.3	Données démographiques.....	98
4.2.4	Densité de la région.....	
4.2.5	Evaluation des besoins en eau globaux par catégorie de consommation.....	99
4.2.5.1	Estimation des besoins actuels.....	100
4.2.6	Patrimoine hydraulique.....	102
4.2.7	Description du réseau de Bendjerrah.....	103
4.2.7.1	Adduction ou production.....	103
4.2.7.2	Le réseau de distribution.....	109
4.3	Evaluation de la performance du réseau.....	114
4.3.1	Estimation des pertes par bilan : production – consommation.....	114
4.3.1.1	La production.....	114
4.3.1.2	La distribution.....	115
4.3.1.3	La consommation.....	116
4.3.1.4	Le comptage.....	120
4.3.2	Les pertes d'eau potable.....	121
4.3.2.1	Les pertes d'eau au niveau d'adduction.....	121
4.3.2.2	Les pertes d'eau au niveau de distribution.....	122
4.3.2.3	Les volumes totaux perdus d'eaux.....	124
4.3.2.4	Pourcentage des pertes totales d'eaux.....	125
4.3.3	Détermination des indicateurs.....	126
4.3.3.1	Rendement du réseau.....	127
4.3.3.2	La densité d'abonnés.....	128
4.3.3.3	Indice linéaire de consommation ILC.....	129
4.3.3.4	Indice linéaire des pertes ILP.....	130
4.3.3.5	Indice linéaire de production ILProd.....	132
4.3.3.6	Indice Linéaire de Volume Non Consommé (ILVNC).....	133
4.4	Etablissement du bilan.....	135

Chapitre V : modélisation et simulation sous Epanet et Sanflow

5.1	Généralité.....	141
5.2	Les modèles utilisées.....	142
5.2.1	Le modèle Epanet.....	142
5.2.1.1	Le calage du modèle en tant qu'outil de « diagnostic ».....	145
5.2.1.2	Déroulement de la modélisation.....	146
5.2.1.3	Estimation de la perte réelle en utilisant le débit nocturne minimum (MNF).....	150
5.2.1.4	Gestion des pertes d'eaux.....	159
5.2.2	Le modèle d'analyse du débit nocturne en Afrique du Sud (SANFLOW).....	165
	Conclusion Générale.....	172
	Bibliographie	
	Annexes	

Liste des figures

Chapitre I : Fonctionnement du réseau d'AEP et ses défaillances

Figure 1.1	Le processus de production et distribution de l'eau.....	10
Figure 1.2	La frise chronologique de pose moyenne.....	11
Figure 1.3	Les réseaux ramifiés.....	14
Figure 1.4	Les réseaux maillés.....	15
Figure 1.5	Illustration du cas avec pression statique.....	16
Figure 1.6	Illustration du cas avec pression dynamique.....	17
Figure 1.7	Facteurs agissant sur l'état des conduites au cours du temps.....	20
Figure 1.8	Facteurs de défaillance d'une canalisation métallique.....	23
Figure 1.9	Les modes de défaillance.....	24
Figure 1.10	La corrosion des conduites.....	30
Figure 1.11	Conduites ayant subi des dépôts ferriques de corrosion interne.....	30
Figure 1.12	Conduites ayant subi une corrosion externe localisée.....	31
Figure 1.13	Schéma d'un réseau réacteur.....	33
Figure 1.14	Réseau de distribution d'eau potable en tant que « réacteur ».....	34
Figure 1.15	Facteurs contribuant à la détérioration de la qualité de l'eau dans un réseau de distribution d'eau potable.....	35
Figure 1.16	Les pertes d'eau physique.....	37
Figure 1.17	Les pertes d'eau apparentes.....	37
Figure 1.18	Les pertes physiques et apparentes d'eau dans les Réseau AEP.....	38
Figure 1.19	Composants du volume d'entrée de système de distribution.....	39
Figure 1.20	Représentation des états successifs d'une fuite.....	40
Figure 1.21	Types de pertes d'eau par les fuites et outils d'intervention associés.....	41
Figure 1.22	Facteurs d'influence du volume de fuite.....	42
Figure 1.23	Cas extrêmes d'une fuite.....	43
Figure 1.24	pertes économiques produites par le NRW.....	44
Figure 1.25	Taux d'eau non génératrice de revenus dans le monde.....	45
Figure 1.26	Taux des NRW dans certains pays de l'Europe.....	45
Figure 1.27	Pertes physiques moyennes dans les zones urbaine de la région MENA.....	46
Figure 1.28	Taux de pertes dans différents pays.....	47
Figure 1.29	Impact des fuites.....	49

Chapitre II : La Performance des réseaux

Figure 2.1	Diagramme de représentation des volumes du système de distribution.....	53
------------	---	----

Chapitre III : Méthodes de contrôle des pertes réelles

Figure 3.1	Quatre principales méthodes d'intervention pour réduire les pertes d'eau réelles.....	72
Figure 3.2	Influence de la gestion de la pression sur les composantes des pertes réelles.....	76
Figure 3.3	Illustration de la formule de Torricelli.....	76
Figure 3.4	Le taux de réduction du débit de fuite en fonction du taux de réduction de la pression.....	79

Figure 3.5	Exemples d'ouverture fixe et variable.....	80
Figure 3.6	variation de la pression.....	82
Figure 3.7	Régulation de la pression.....	83
Figure 3.8	Stabilisateur de pression aval.....	84
Figure 3.9	Réseau de distribution divisé en secteurs de suivi de la distribution.....	86
Figure 3.10	Profil de débit classique d'une DMA durant 24 heures.....	88
Figure 3.11	Cycle de consommation d'eau type.....	89
Figure 3.12	Méthodologie envisagée pour la décomposition du débit de nuit.....	89

Chapitre IV : Présentation de la zone d'étude et diagnostic

Figure 4.1	Situation de la commune de BENDJERRAH.....	96
Figure 4.2	Photo Satellitaire – Ville de BENDJERRAH.....	97
Figure 4.3	Tracé et profil en long sommaires de la conduite de refoulement.....	104
Figure 4.4	Les dimensions du réservoir.....	108
Figure 4.5	Taux linéaire par diamètres.....	110
Figure 4.6	Taux linéaire en matériaux.....	110
Figure 4.7	Zoning de la ville de Bendjerrah.....	111
Figure 4.8	Sectorisation du réseau en secteurs.....	112
Figure 4.9	réseau projetée de Bendjerrah sous Arc Gis.....	113
Figure 4.10	Evolution de la moyenne mensuelle et journalière des volumes produits.....	115
Figure 4.11	Evolution de la moyenne mensuelle et journalière des volumes produits.....	116
Figure 4.12	Evolution mensuelle des volumes mis en distribution.....	117
Figure 4.13	Evolution de la moyenne mensuelle et journalière des volumes mis en distribution.....	118
Figure 4.14	Evolution du nombre d'abonnés.....	119
Figure 4.15	Evolution des volumes totaux facturés.....	120
Figure 4.16	Evolution des pertes en eau au niveau de l'adduction.....	121
Figure 4.17	Evolution du pourcentage des pertes en eau au niveau d'adduction.....	122
Figure 4.18	Evolution des volumes des pertes en eau au niveau de la distribution.....	123
Figure 4.19	Evolution du pourcentage des pertes en eau au niveau de distribution.....	124
Figure 4.20	Evolution des volumes totaux perdus.....	125
Figure 4.21	Evolution du pourcentage des pertes totales d'eaux.....	126
Figure 4.22	Evolution du rendement du réseau de la commune de Bendjerrah.....	128
Figure 4.23	Evolution de l'Indice Linéaire de Consommation ILC.....	130
Figure 4.24	Evolution de l'Indice Linéaire de Perte ILP.....	131
Figure 4.25	Evolution de l'Indice Linéaire de Production ILPro.....	133
Figure 4.26	Evolution de l'Indice Linéaire des Volumes Non Comptés.....	134
Figure 4.27	Tableau de bord du logiciel WAS v 4.2.....	135
Figure 4.28	Résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2016.....	136
Figure 4.29	Résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2017.....	137
Figure 4.30	Résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2018.....	138
Figure 4.31	Résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2019.....	139

Chapitre V : Modélisation et simulation sous Epanet et Sanflow

Figure 5.1	Option d'émetteurs dans le logiciel EPANET.....	144
Figure 5.2	Simulation du réseau de Bendjerrah par Epanet.....	147
Figure 5.3	Organigramme de l'approche proposée.....	149
Figure 5.4	Profil typique débit-pression du DMA.....	151
Figure 5.5	Modèle paramétré du réseau d'AEP de la commune de Bendjerrah à l'aide d'Epanet Calibrator.....	155
Figure 5.6	Modèle du débit nocturne des points critiques des 03 secteurs.....	156
Figure 5.7	Estimation des pertes réelles dans chaque secteur.....	158
Figure 5.8	Représentation de la pression avant modulation du réseau sans vanne.....	160
Figure 5.9	Représentation de la pression après modulation du réseau avec vanne (vanne.stab-réducteur de pression).....	162
Figure 5.10	Débit m ³ /h à un point critique dans chaque secteur.....	164
Figure 5.11	Fuite, pertes de fond et utilisation nocturne des le secteur1 avant et après modulation.....	167
Figure 5.12	Fuite, pertes de fond et utilisation nocturne des le secteur 2 avant et après modulation.....	168
Figure 5.13	Fuite, pertes de fond et utilisation nocturne des le secteur 3 avant et après modulation.....	169

Liste des tableaux

Chapitre I : Fonctionnement du réseau d'AEP et ses défaillances

Tableau 1.1	Caractéristiques des conduites selon le matériau constituant	12
Tableau 1.2	Manifestation, origines et mesure de la dégradation des conduites d'eau..	21
Tableau 1.3	Les modes de défaillance structurale des différents matériaux de conduite.....	25
Tableau 1.4	Facteurs physiques.....	26
Tableau 1.5	Facteurs Environnementaux.....	27
Tableau 1.6	Facteurs opérationnels.....	27

Chapitre II : La Performance des réseaux

Tableau 2.1	Bases de données indispensables.....	56
Tableau 2.2	Indicateurs clés.....	57
Tableau 2.3	Evaluation du rendement primaire.....	58
Tableau 2.4	Référentiel ILP utilisé pour l'étude.....	60
Tableau 2.5	Classement des indices linéaires de pertes en fonction de la catégorie du réseau	61
Tableau 2.6	La matrice simplifiée de cible de perte physique.....	65
Tableau 2.7	Les différentes catégories.....	66
Tableau 2.8	Bilan d'eau IWA/AWWA	69

Chapitre III : Méthodes de contrôle des pertes réelles

Tableau 3.1	Les outils d'intervention pour le contrôle des pertes.....	73
Tableau 3.2	Avantages de la gestion de la pression.....	75
Tableau 3.3	Les débits de différents orifices à 50 m de pression.....	77
Tableau 3.4	Les valeurs de N pour différents diamètres d'orifices.....	78
Tableau 3.5	La réduction du débit de fuite en fonction de la réduction de la pression pour différentes valeurs de N.....	79
Tableau 3.6	Différence entre la régulation et la modulation de pression.....	85
Tableau 3.7	Composition du débit de nuit.....	90

Chapitre IV : Présentation de la zone d'étude et diagnostic

Tableau 4.1	Données démographiques.....	98
Tableau 4.2	Projection de la population de la commune de Bendjerrah.....	98
Tableau 4.3	Besoins actuels des équipements.....	100
Tableau 4.4	Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages.....	101
Tableau 4.5	Différents besoins actuel.....	101
Tableau 4.6	Récapitulatif du patrimoine eau potable de la commune de Bendjerrah....	102
Tableau 4.7	Fiche technique de la station de pompage – SP1 -.....	106
Tableau 4.8	Fiche technique des réservoirs R3 x 500.....	107
Tableau 4.9	Constitution physique du système global d'AEP.....	109

Tableau 4.10	Volumes d'eau produits pour la commune de Bendjerrah.....	115
Tableau 4.11	Moyenne des volumes totaux produits pour la commune de Bendjerrah...	116
Tableau 4.12	Les volumes mis en distribution.....	117
Tableau 4.13	Moyenne des volumes mis en distribution.....	118
Tableau 4.14	Nombre d'abonné d'eau potable.....	118
Tableau 4.15	Volumes totaux facturés.....	119
Tableau 4.16	Volumes d'eau perdus au niveau de l'adduction.....	121
Tableau 4.17	Pourcentage des pertes en eau au niveau de l'adduction.....	122
Tableau 4.18	Volumes d'eau perdus au niveau de la distribution.....	123
Tableau 4.19	Pourcentage des pertes en eau de dans la distribution.....	124
Tableau 4.20	Les volumes totaux perdus d'eaux en m ³	125
Tableau 4.21	Evolution du pourcentage des pertes totales d'eau.....	125
Tableau 4.22	Evolution du rendement.....	127
Tableau 4.23	Evaluation du rendement.....	128
Tableau 4.24	Indice linéaire de consommation.....	129
Tableau 4.25	Indice linéaire des pertes.....	131
Tableau 4.26	Valeurs de l'Indice Linaire de Pertes en fonction de la catégorie du réseau.....	132
Tableau 4.27	Indice linéaire de production.....	132
Tableau 4.28	Indice linéaire des Volumes Non Comptés.....	134
Tableau 4.29	Evolution des Performances du réseau d'AEP de Benjerrah.....	134
Tableau 4.30	Récapitulatif des calculs obtenus à partir du logiciel AWWA WLCC.....	140

Chapitre V : Modélisation et simulation sous Epanet et Sanflow

Tableau 5.1	Tableau de l'exposant de fuite pour des fuites individuelles tirées des données expérimentales.....	153
Tableau 5.2	Réduction du débit de fuite en fonction de l'exposant de fuite.....	154
Tableau 5.3	N ₁ calculé pour chaque point surveillé pendant débits minimaux de nuit...	157
Tableau 5.4	Pertes réelles et le facteur F _{nd} calculé pour chaque point surveillé pendant les débits minimaux de nuit.....	158
Tableau 5.5	coefficient de calibration Hazen-williams.....	165
Tableau 5.6	Estimation de fuite de fond pour débit nocturne.....	170
Tableau 5.7	Estimation des éclats de chaque secteur/ débit de nuit.....	171

Résumé

Comprendre et quantifier l'eau de non revenue et les composants des pertes d'eau est la première étape de la gestion de ces derniers. Les bilans d'eau donnent une idée globale des quantités d'eau perdues et permettent d'identifier les zones du réseau où se produisent des fuites importantes. La modélisation hydraulique est un outil puissant pour prédire les impacts de différents scénarios de gestion sur les systèmes hydrauliques de distribution. Le système de distribution doit être divisé en un certain nombre de réseau de taille appropriée afin d'appliquer la gestion de la pression. Ce travail présente l'estimation des pertes réelles et apparentes dans une petite municipalité d'un pays en voie de développement en situation de pénurie de données. Pour cela, plusieurs outils ont été utilisés permettant l'intégration de données qui ont abouti à un bilan d'eau, à partir duquel les pertes en eau ont été estimées en (%). Cette étude propose l'utilisation de la technique de calibration pour évaluer les fuites dans chaque secteur du réseau. De plus, les résultats du modèle de calibration ont été comparés aux résultats estimés à partir de la méthode du Minimum Night Flow (MNF) visant la validation de l'approche numérique. Elle propose l'utilisation d'une technique de calibrage pour évaluer les fuites dans chaque secteur du réseau. De plus, les résultats du modèle de calibration ont été comparés aux résultats estimés à partir de la méthode MNF visant la validation de l'approche computationnelle. Une calibration avec (Epanet Calibrator) a notamment été utilisée comme outil de calcul. Des mesures sur le terrain ont été effectuées dans un système réel afin de collecter les données de pression et de débit. Ainsi, le scénario observé a été déterminé et considéré comme une série temporelle de référence. Les résultats de la calibration du modèle peuvent contenir un certain degré d'incertitude associé aux données de terrain. La solution optimale peut physiquement être différente des valeurs réelles des paramètres. Le calibrage a été effectué pour une étude de cas réelle du site de Bendjerah-w. Guelma/Algérie. De plus, la méthode du débit minimal de nuit nécessite des mesures préliminaires en plusieurs points du réseau avant la mesure elle-même. Le protocole est soigneusement observé et géré. Il s'agit d'une méthode simple et très efficace pour évaluer les pertes réelles. Les résultats montrent que l'équation de puissance N1 estime la fuite totale du système avec une erreur allant jusqu'à 20%. A partir du débit minimum de nuit (MNF), obtenu en utilisant l'outil pratique SANFLOW, il a été constaté que les pertes réelles calculées pour les secteurs 1, 2, 3 sont respectivement de 25%, 45%, 30%.

Mots clé : MNF, Sanflow, Pertes d'eaux, gestion de pression, Bendjerrah Guelma

Abstract

Understanding and quantifying NRW and water losses components is the first step for management of urban water losses. The water balances gives a global idea of the quantities of water lost and help to identify the areas of the network where large leaks occur. Hydraulic modelling is a powerful tool to predict the impacts of different management scenarios on the hydraulics of WDN. The WDN should be divided into a number of DMAs with suitable sizes in order to apply pressure management. This paper presents the estimation of real and apparent losses in a small municipality from a developing country in a data-scarce situation. For this, several tools were used allowing data integration that resulted in a water balance, from which water losses were estimated at (%). This study proposes the use of calibration technique to assess the leaks in each network sector. In addition, the results of calibration model were compared with the results estimated from MNF method targeting the validation of the computational approach. A calibration with (Epanet Calibrator) was particularly used as a calculation tool. Field measures were carried out in a real system in order to collect the pressure and flow rate data. Thus, the scenario observed was determined and considered as a reference temporal series. The calibration results of the model can contain a certain degree of uncertainty associated with the field data. The optimum solution can physically be distinct from the real parameters values. The calibration was carried out for a real case study of the (Bendjerah – w. Guelma/Algeria) site. Moreover, the minimum night flow rate method requires preliminary measures at several network points before the measure itself. The protocol is carefully observed and managed. It is a simple, very efficient method to assess the real losses. The results show that the power equation N1 estimates the total system leakage with an error of up to 20%. From the Minimum Night Flow (MNF), obtained by using the SANFLOW practical tool, it was found that the actual losses calculated for sector 1, 2, 3 are respectively 25%, 45%, 30%.

Key words: MNF, Saflow, water losses, pressure management, Bendjerrah Guelma

ملخص

يعد فهم كمية المياه غير مفوترة او غير العائدة وقياسها كميًا هو الخطوة الأولى في صدد إدارة تسرب المياه في المناطق الحضرية. موازين المياه تعطي فكرة عالمية عن كميات المياه المفقودة وتساعد على تحديد مناطق الشبكة التي تحدث فيها تسربات كبيرة. تعد النمذجة الهيدروليكية أداة قوية للتنبؤ بتأثيرات سيناريوهات الإدارة المختلفة على أنظمة التوزيع . يجب تقسيم نظام التوزيع إلى عدد من الشبكات ذات الحجم المناسب من أجل تطبيق إدارة الضغط. يقدم هذا العمل تقدير التسربات الحقيقية والظاهرة في بلدية صغيرة في دولة نامية في حالة نقص البيانات. لهذا الغرض، تم استخدام العديد من الأدوات التي تسمح بتكامل البيانات التي نتج عنها توازن مائي، والتي تم تقدير تسرب المياه منها بنسبة (%). تقترح هذه الدراسة استخدام تقنية المعايرة لتقييم التسربات في كل قطاع من قطاعات الشبكة. بالإضافة إلى ذلك ، كانت نتائج نموذج المعايرة مقارنة بالنتائج المقدره من طريقة الحد الأدنى للتدفق الليلي (MNF) التي تهدف إلى التحقق من صحة النهج العددي. يقترح استخدام تقنية معايرة لتقييم التسربات في كل قطاع من قطاعات الشبكة. بالإضافة إلى ذلك، تمت مقارنة نتائج نموذج المعايرة بالنتائج المقدره من طريقة MNF التي تهدف إلى التحقق من صحة النهج الحسابي. تمت المعايرة باستخدام (Epanet Calibrator) التي كانت تستخدم بشكل أساسي كأداة حسابية. تم إجراء القياسات الميدانية في نظام حقيقي لجمع بيانات الضغط والتدفق. وهكذا ، تم تحديد السيناريو المرصود واعتباره سلسلة زمنية مرجعية. قد تحتوي نتائج معايرة النموذج على درجة من عدم اليقين المرتبط بالبيانات الميدانية. قد يختلف الحل الأمثل ماديًا عن القيم الفعلية للمعطيات. تم إجراء المعايرة لدراسة حالة حقيقية لموقع بن جراح قالمة / الجزائر. بالإضافة إلى ذلك ، تتطلب طريقة الحد الأدنى للتدفق الليلي قياسات أولية في عدة نقاط في الشبكة قبل القياس نفسه. تمت مراعاة البروتوكول وإدارته بعناية. إنها طريقة بسيطة وفعالة للغاية لتقييم الفاقد الفعلي للمياه. أظهرت النتائج أن معادلة القدرة N1 تقدر التسرب الكلي للنظام بخطأ يصل إلى 20%. من الحد الأدنى للتدفق الليلي (MNF)، الذي تم الحصول عليه باستخدام الأداة العملية SANFLOW ، وجد أن الخسائر الفعلية المحسوبة للقطاعات 1 ، 2 ، 3 هي 25% ، 45% ، 30% على التوالي.

الكلمات الدالة

الحد الأدنى للتدفق الليلي (MNF) ، SANFLOW ، معدل التسرب، تسيير الضغط، بن جراح قالمة

Introduction Générale

Introduction générale

i. Contexte et Problématique de la Thèse

L'Algérie est caractérisée par l'irrégularité pluviométrique et par la succession aléatoire des années sèches déficitaires et des années pluvieuses excédentaires. Sous l'effet des changements climatiques, cette irrégularité s'accroît avec une élévation de la température et une diminution de la pluviosité, alliées à des sécheresses plus longues altérant avec des inondations de plus grande ampleur. La sécheresse de ces dernières années, et les inondations causées par les crues éclairées, qui ont frappé le pays ne peuvent que confirmer ces tendances et inciter à la multiplication des efforts, pour adapter la gestion des ressources en eau, à ces changements.

L'eau est une ressource fragile, rare et vitale. C'est une exigence qui a acquis une valeur stratégique hautement importante dans notre existence. Ainsi, il faut bien l'exploiter par la rationalisation de son utilisation, et en mettant en places des stratégies et des programmes nationaux spécifiques. D'une part, la rareté de cet or bleu n'est pas restreinte aux pays avec des eaux abondantes, mais cette rareté touche même les régions pluvieuses. On parle même de "crise d'eau" moins de ressources pour plus des besoins d'eau pour irriguer les cultures et alimenter les populations.

La gestion de l'eau en milieu urbain doit donc englober des questions plus larges de gestion des ressources en eau. La sécurisation et durabilité des ressources en eau pour les villes en expansion dans un contexte d'incertitude et de variabilité hydrologiques peuvent être réalisées grâce à la mobilisation de nouvelles ressources en eau, mais aussi par l'amélioration des rendements des Réseaux de distribution.

Selon les Nations Unies, la consommation d'eau augmentera de 30% dans le monde entier à l'horizon 2030. Cela aura pour effet d'accroître l'écart d'approvisionnement dans les pays déjà confrontés à des stress hydriques. Avec une approche « business as usual » et une croissance économique moyenne, la demande d'eau potable propre dépassera l'offre de 40% en moins de 20 ans. Pour satisfaire à la demande croissante, il convient donc de se concentrer sur une gestion efficace de l'eau, sur l'exploitation, mais également sur la réduction de la NRW (Non Revenue water, eau non génératrice de revenu ou encore eau non facturée).

Les préoccupations mondiales concernant l'état de l'environnement ont mis en évidence que les ressources en eau sont soumises à une pression considérable émanant de la demande en eau. De grandes quantités d'eau prélevées n'atteignent pas les usagers finaux. De nombreux services publics de l'eau perdent des volumes d'eau conséquents en raison de fuites et de ruptures de canalisation. Du fait de l'urbanisation croissante, de l'augmentation de la demande, de la hausse des prix et du vieillissement des réseaux de distribution, les pertes

d'eau sont un enjeu grandissant pour les services publics d'eau potable. Outre les taux de défaillance, la quantité d'eau perdue par un réseau est également un indicateur de l'état de ce dernier, lequel peut uniquement être amélioré par une exploitation, une maintenance et une réhabilitation sur le long terme appropriées. Une gestion rigoureuse de l'eau reste une exigence fondamentale pour les services publics d'eau potable.

A l'échelle mondiale, de nombreux pays sont confrontés au dilemme de l'augmentation de la demande en eau et de la diminution des ressources de cette dernière. L'ironie cependant est que de nombreux services publics d'eau, en particulier dans les pays en développement, continuent d'exploiter des systèmes de distribution d'eau inefficaces et défaillants (WDS : Water distribution system) produisant des pertes d'eau et des pertes économiques. Divers facteurs contribuent aux pertes d'eau à ces pertes, tels que le vieillissement des infrastructures, les hautes pressions, la corrosion externe et interne des conduites, les WDS mal conçus et mal construits, les erreurs de mesure, l'utilisation illégale et les mauvaises pratiques d'exploitation et d'entretien.

Étant donné que la perte d'eau est inévitable, de nombreux outils et méthodes pour minimiser cette perte dans le système de distribution ont été développés et appliqués au fil des ans. Cependant, les pertes d'eau restent difficiles à gérer et à contrôler et sont considérablement élevées dans la plupart des services publics d'eau dans le monde. Le suivi des entrées de distribution d'eau est encore compliqué par le fait que la plupart des composants du WDS sont situés sous terre.

Un facteur aggravant la situation, particulièrement dans les pays en voie de développement et les pays émergents, est l'énorme quantité d'eau perdue à cause des fuites dans les réseaux de distribution (pertes réelles) ainsi que le volume d'eau distribué sans être facturé (pertes apparentes). En 2006, la Banque Mondiale a estimé qu'en moyenne 40 - 50% de l'eau produite dans les pays en développement est de l'eau qui ne génère pas des revenus (Kingdom et al. 2006). Selon les calculs de la Banque Mondiale le volume annuel d'eau non facturée est estimé à 27 milliards de m³ dans les pays en développement, et ce sur la base d'une moyenne de perte de 35% du volume total introduit. "Kingdom et al. 2006" mentionnent que chaque année, cela représente approximativement 6 milliards de dollars Américain de revenus perdus par les services des eaux. Les estimations de la Banque mondiale indiquent que près de 45 millions de m³ d'eau sont perdus chaque jour dans les systèmes de distribution d'eau des pays en développement – assez pour desservir environ 200 millions de personnes.

En dépit de la politique menée par l'Algérie à l'échelle de son territoire national, visant à lutter contre les fuites et une utilisation non réfléchie de l'eau, il a été constaté sur le terrain un gaspillage excessif d'eau potable. L'Algérienne des Eaux (ADE) estime à 58 % la part d'eau non facturée (NRW), qui se divise entre fuites relevées sur le réseau physique 30 % et utilisation illicite. L'ADE estime en outre qu'environ 45 % de la production d'eau n'est pas facturée aux usagers, la plus grande partie de cette eau non facturée étant à imputer à des fuites sur les canalisations et les conduites d'adduction et de distribution. De plus, en moyenne, 40 % des points de raccordement à l'eau ne sont pas équipés de compteurs. En

général, il n'existe pas de plans des réseaux du système d'alimentation, et les services publics compétents en la matière ne possèdent ni le savoir, ni les moyens qui leur permettraient d'améliorer la distribution de l'eau.

Une adéquate gestion des réseaux d'eau potable nécessite de disposer d'une base de données actualisée où les informations requises sont reliées au même référentiel spatial. Néanmoins, les informations relatives aux réseaux et aux infrastructures d'eau potable en Algérie sont généralement disponibles sans concordance d'échelles et sur différents supports avec un classement souvent aléatoire et beaucoup de redondance. De même, l'historique des incidents sur les réseaux (fuites et casses) est généralement tributaire de la mémoire humaine.

Fort de ce constat le secteur de l'eau s'est lancé dans un vaste programme de diagnostic et de réhabilitation des systèmes d'alimentation en eau potable des grandes villes du pays. Ce programme relève de la loi 05-12 relative à l'eau, dont les objectifs sont notamment la protection de l'eau contre les déchets et la lutte contre l'utilisation excessive de l'eau (gaspillage). Toutefois, en dépit du cadre politique et réglementaire existant, la mise en œuvre des politiques relatives à la gestion de l'utilisation de l'eau rencontre de sérieux problèmes. Aussi, la maîtrise effective des pertes dues aux fuites d'eau dans les réseaux passera impérativement par une amélioration des capacités techniques et de gestion, grâce notamment à l'adoption de technologies et de mesures et systèmes de gestion adéquats.

Les pertes d'eau représentent non seulement une perte économique et le gaspillage d'une ressource rare et précieuse, mais posent également des risques pour la santé publique. Chaque fuite est un point d'intrusion potentiel de contaminants en cas de baisse des pressions du réseau. Les fuites entraînent également souvent des interruptions de service et des plaintes des clients, sont coûteuses en termes de pertes d'énergie. Ces problèmes sont susceptibles d'être aggravés à l'avenir en raison de l'écart grandissant entre les infrastructures d'approvisionnement en eau vieillissantes et les investissements, la croissance démographique rapide, les mauvaises pratiques de gestion et la mauvaise gouvernance. Ces pressions sans précédent, associées à la diminution des ressources en eau et à l'augmentation des coûts d'approvisionnement en eau, ont conduit les services d'eau à envisager sérieusement des mesures de gestion et de conservation de la demande en eau urbaine. Les pertes d'eau élevées dans les systèmes de distribution présentent une excellente opportunité de ressources en eau «inexploitées» qui ont déjà été traitées. Récupérer les pertes d'eau nécessite de comprendre pourquoi, où et combien d'eau est perdue, et de développer des mesures d'intervention appropriées.

Par la déclaration du Millénaire, la communauté internationale s'est engagée à « mettre fin à l'exploitation irrationnelle des ressources en eau, en formulant des stratégies de gestion de l'eau aux niveaux régional, national et local, permettant notamment d'assurer aussi bien un accès équitable qu'un approvisionnement adéquat » (ONU, 2000).

Les pertes d'eau par les fuites sont pratiquement inévitables dans les réseaux de distribution d'eau potable. Pour les municipalités, réduire ces pertes à un niveau optimal devient donc une

priorité pour contribuer à la gestion durable et intégrée des ressources en eau et pour fournir l'eau à un coût abordable. Dans un contexte de croissance démographique, limiter le stress sur les ressources en eau, par l'optimisation plutôt que par le surdimensionnement et la construction de nouveaux ouvrages, est d'autant plus nécessaire. Chercher des solutions efficaces pour réduire les fuites dans les réseaux d'eau potable serait une obligation impérieuse. D'ailleurs, les fuites ont un effet touchant sur le rendement de réseau. Par ces fuites, l'atteinte d'un rendement à 100% est irréaliste. Mais ce rendement peut atteindre une valeur importante de l'ordre de 85 à 95% à condition de se donner les moyens de bien connaître les réseaux, de rechercher les fuites et d'entretenir les conduites.

Plusieurs outils et méthodologies sont utilisés pour l'appréhension et gestion des pertes d'eau. Ces dernières varient de simples outils de gestion tels que des indicateurs de performance à des méthodes d'optimisation hautement sophistiquées pour la détection des fuites.

Les gestionnaires de réseaux de distribution d'eau potable visent à assurer, en permanence, un approvisionnement continu et sécuritaire en eau avec la meilleure qualité possible et sous une pression de service adéquate. Pour ce faire, des ajustements réguliers des différentes commandes du système sont réalisés (p. ex. régulation des pompes et/ou des vannes). Néanmoins, le défi actuel consiste à optimiser l'opération de la distribution de l'eau potable tout en réduisant les pertes par la gestion des pressions et des débits et en minimisant la fréquence des bris de conduites (Anctil & Pelletier, 2011).

Un simulateur hydraulique, permettant de reproduire le comportement d'un réseau, représente le premier support pour la gestion. Il est généralement combiné avec des algorithmes d'optimisation pour constituer un outil utile pour cette dernière. Des modèles de prévision de la demande peuvent être intégrés à l'outil de contrôle des réseaux de distribution d'eau potable (Odan & Reis, 2012).

Comme l'effet de la pression sur l'augmentation de la fréquence des bris de conduites et sur les débits des fuites a été mis en évidence dans plusieurs études (Thornton et al., 2008c; Vicente et al., 2016; Walski et al., 2006; Xu et al., 2015), il est dorénavant reconnu que le contrôle des pertes est possible à travers le contrôle de la pression. Certaines méthodes simples de gestion de la pression sont déjà appliquées dans certains réseaux de distribution d'eau potable, telles que la définition de zones de pressions isolées et le contrôle du niveau des réservoirs (AWWA, 2009).

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable a pour but de présenter l'état des lieux du service d'alimentation en eau potable et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations, et de permettre de faire un choix justifié quant aux orientations futures de la gestion de l'alimentation en eau. Une étude de diagnostic du système AEP aborde successivement les entités qui le composent, chacune d'entre elles présentant des liens avec les autres. Une présentation du système d'alimentation en eau concerné est utile en début de l'étude afin de fixer le contexte général (structures linéaires, anomalies, plan) et l'échelle de l'étude réalisée.

Le diagnostic d'un réseau permet de parfaire la connaissance du patrimoine, d'identifier les dysfonctionnements et de proposer des actions correctives et durables. Le diagnostic pourra également s'inscrire dans un contexte plus global d'analyse du système d'alimentation en eau potable, comprenant par exemple :

- ▶ la restructuration du réseau,
- ▶ la mise en place d'un système d'information géographique,
- ▶ la modélisation du réseau,
- ▶ les économies d'eau,
- ▶ la sécurisation de l'alimentation : l'interconnexion,
- ▶ l'amélioration de la qualité de l'eau,
- ▶ le bilan besoins-ressources,
- ▶ l'élaboration d'un programme de renouvellement,
- ▶ l'aide à la gestion du service,

Le diagnostic du système de distribution d'eau est un facteur clé pour minimiser les pertes d'eau. Bien que l'inspection en temps réel des canalisations en service soit la méthode idéale. Cependant cette dernière est coûteuse et hors de portée pour la plupart des services publics d'eau dans les pays en développement. Alternativement l'évaluation indirecte des systèmes de distribution d'eau basée sur le bilan hydrique et les indicateurs de performance semble être plus pratique. Dans ce contexte on peut citer les travaux de L'Association internationale de l'eau (IWA) et le L'American Water Works Association (AWWA), qui ont développé une méthodologie standard de bilan d'eau incluant ensemble d'indicateurs de performance pour la gestion des pertes d'eau. Certes La méthodologie et les indicateurs de performance du bilan hydrique IWA/AWWA fournissent une bonne base, ils sont insuffisants et ne peuvent pas être directement applicables dans les pays en développement, car ils nécessitent de grandes quantités de données, qui doivent être fiables et qui sont coûteuses. Ces données sont à peine générées par les services publics d'eau des pays en développement, et ce pour des raisons multiples.

La réduction des pertes en eau (RPE) et la gestion de la pression en particulier peuvent jouer un rôle important pour l'amélioration de cette situation. Par exemple, diviser par deux la quantité d'eau perdue mentionnée ci-dessus permettrait de générer suffisamment d'eau pour approvisionner 90 millions de personnes supplémentaires (World Water Council, 2009). La gestion de la pression réduit les pertes réelles, étant donné qu'une baisse de la pression entraîne une diminution des fuites au niveau des conduites et des branchements domestiques. La collecte des données relatives aux différentes composantes des réseaux d'eau potable (conduites, réservoirs, puits, forage, pompes, vannes...) est faite moyennant des fiches techniques élaborées dans l'objectif de collecter le maximal d'informations sur le terrain. L'exploitation des données brutes de terrain, à l'issue de leur archivage, permet d'aboutir à la construction d'un historique des réseaux et de réaliser des statistiques générales permettant d'élaborer les indicateurs de performance et d'apporter les arguments techniques au programme d'intervention de la société. Toutefois, la redondance des données au niveau des fiches utilisées peut créer une incohérence de l'information à cause de la multitude des supports et du risque de mise à jour partielle.

Le SIG, par ses performances techniques, ses fonctions graphiques et cartographiques et ses fonctions de stockage et d'analyse des données, semble être la meilleure solution pour la bonne gestion des réseaux d'eau potable et leur entretien. L'amélioration de la qualité de service rendu aux abonnés, la collecte et le rassemblement des informations liés à la localisation géographique du réseau de distribution sur un même support informatique devient alors nécessaire, voire obligatoire. Les systèmes d'information géographique (SIG) répondent à cette problématique, par la création d'une base de données non seulement géoréférencées par rapport à la position du réseau dans l'espace urbain (plans du réseau) mais aussi à toute information relative aux caractéristiques hydrauliques du réseau et son comportement dans cet espace. Cette capacité, qu'acquière les SIG, s'avère très efficace dans un processus de prise de décision, à chaque fois que la base de données est interrogée. Il est à noter que l'application seule des SIG dans le domaine de la distribution des eaux sans qu'elle ne soit couplée aux modèles de simulation hydraulique ne peut soutenir les objectifs visés d'une gestion requise. Conjugés aux modèles externes, l'intégration des SIG permet de renforcer leurs avantages. En effet, un programme de renouvellement de tronçons de conduites, par exemple, peut être édité sur la base de requêtes croisées sur le nombre de fuites et le nombre de casse par tronçon, l'année de pose et les matériaux constitutifs des conduites. On doit donc avoir recours au SIG afin d'assurer une meilleure connaissance des réseaux, permettant ainsi de:

- ➔ s'adapter aux nouvelles problématiques de l'offre et la demande,
- ➔ garantir la continuité de l'alimentation en eau potable.
- ➔ répondre aux exigences de plus en plus sévères en matière de qualité de service (exigences techniques (maintenance, réparation, extension...), administratives (abonnés, consommation, contrats...) et économiques (facturations, recouvrements...)).

Avec le développement des moyens d'acquisition des données, de surveillance des réseaux et la possibilité de contrôle à distance, en plus de la multitude de modèles de simulation hydraulique existants et le développement des ressources informatiques, plusieurs solutions de contrôle ont pu être élaborées au cours des dernières années.

Un des défis scientifiques associés à cette préoccupation consiste à développer des outils et des méthodes qui permettent une meilleure gestion des fuites, puis à évaluer leur performance. Un choix de méthode de gestion pourrait être réaliser en se basant sur les objectifs de gestion fixés sur les caractéristiques du réseau et sur le comportement des consommateurs. Néanmoins, les méthodes recommandées dans la littérature à la suite des études théoriques nécessitent une évaluation complémentaire. En autres, il est important d'évaluer les performances des équipements qui sont installés dans les réseaux de distribution et qui permettent la mise en œuvre d'une stratégie de contrôle de la pression. Les performances du réseau sont essentielles au diagnostic d'AEP car elles permettent d'obtenir les rendements sur le réseau et donc l'état de celui-ci.

ii. Les Objectifs visés

Dans le cadre des débats autour de la durabilité, de la raréfaction de l'eau et de la conservation des ressources vitales, une question se pose très souvent : **comment les services des eaux peuvent-ils mieux répondre au défi de la perte d'eau au sein de leur réseau ?**

Les services des eaux dans le monde peuvent suivre une approche de diagnostic, suivie de l'application de solutions à la fois pratiques et réalisables pour réduire l'ENC. La première étape consiste à connaître le réseau et les pratiques opérationnelles. Parmi les questions qui sont habituellement posées dans ce processus :

- Combien d'eau est perdue ?
- Où les pertes ont-elles lieu ?
- Pourquoi y a-t-il des pertes ?
- Quelles stratégies peut-on introduire pour réduire les pertes et améliorer la performance ?
- Comment pouvons-nous maintenir la stratégie et faire en sorte que les réalisations soient durables ?

L'objectif de ce travail est de présenter une nouvelle approche et des outils pratiques pour la gestion des fuites, et ce dans le but d'améliorer la performance des réseaux de distribution. Pour atteindre cet objectif, nous avons essayé d'appréhender l'étude les méthodologies, outils et directives de gestion des fuites d'eau existants et adaptables pour les pays en développement et en particulier pour l'Algérie. L'étude présente des approches et des méthodologies adaptables, et une proposition d'un outil d'aide à la décision pour la gestion efficace des fuites d'eau. Il s'agit, entre autres, essentiellement de présenter une nouvelle formulation du modèle théorique qui relie la réduction du débit de fuite à la réduction de la pression dans le réseau. L'idée est de présenter une approche qui peut être assimilée à un outil d'aide à la décision, et par conséquent utile pour la gestion de la pression. La recherche a été menée en tenant compte de la fréquence d'éclatement des conduites causées par la haute pression dans les points les plus défavorable (points critiques) ainsi que par l'estimation du débit minimum de nuit (nocturne), et ce pour quantifier le taux de fuite à des endroits spécifiques. L'objectif principal de cette recherche a été de développer un outils d'aide à la décision, qui fournit les outils et les méthodologies nécessaires pour aider les services d'eau des pays en développement à évaluer, quantifier et minimiser les pertes d'eau dans leurs systèmes de distribution.

✚ Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques de l'étude sont :

- Etudier les méthodologies de gestion des fuites d'eau largement utilisées dans les pays en développement.
- Etudier les outils d'évaluation des performances utilisés par les compagnies des eaux en vue d'évaluer leur application dans les pays en développement.
- Evaluer la part des fuites d'eau au total de l'eau non facturée dans les systèmes de

distribution d'eau.

- Evaluer l'applicabilité du modèle d'analyse SANFLOW dans la répartition des pertes d'eau totales
- Modéliser la dynamique des débits dans les réseaux de distribution d'eau à l'aide du logiciel EPANET.
- Présenter une approche d'aide à la décision pour une meilleure gestion intégrée des fuites d'eau.
- Présenter une nouvelle approche afin de surmonter cette difficulté ; la rareté des données de mesures est une réelle entrave pour les modélisateurs.

Les questions suivantes ont été posées afin de mieux appréhender la problématique traitée dans le cadre de ce travail de recherche :

- Quelles sont les modes de gestion des fuites d'eau utilisées dans les pays en développement ?
- Quels sont les outils utilisés pour l'évaluation des performances des réseaux d'AEP
- Quelle est la part des fuites d'eau dans le total de l'eau non facturée?
- Dans quelle mesure le modèle d'analyse SANFLOW est-il applicable à la répartition des pertes d'eau totales dans les DMAs ?

Pour répondre à ces questions, et permettre la mise en œuvre de l'approche proposée la démarche suivante a été adoptée :

- Sectorisation du réseau d'AEP.
- Localisation du nœud le plus critique de chaque secteur (ou la pression ayant la fuite la plus élevée).
- Modélisation de chaque secteur par le modèle MNF (Minimum Night Flow).
- Calcul des fuites à chaque nœud et estimation des pertes de chaque secteur. Pour ce faire le logiciel Epanet Calibrator sera utilisé.
- Réalisation d'une simulation sans la prise en considération des fuites dans chaque secteur (après modulation).
- Identification des zones potentielles de haute pression du réseau de distribution à partir des plans disponibles.
- Association à chaque secteur les types d'utilisateurs et leur demande en eau tout en tenant compte de leurs besoins.
- Mesure du débit et de la pression à l'entrée du secteur de régulation de la zone. Les données recueillies permettront de sélectionner le mode de contrôle approprié.
- L'optimisation du nombre, de l'emplacement et des paramètres des vannes de régulation de pression, seront effectués à l'aide des modèles hydrauliques et des logiciels spécialisés.

iii. Structure de la thèse

L'étude est présentée sous la forme de : Introduction, État de l'art, détails du domaine d'étude de cas, matériels et méthodes, résultats et discussion, discussions générales et recommandations et suggestions. Cette étude a été menée pour appréhender les pertes d'eau dans la ville de Bendjerrah et explorer les opportunités de réduction des fuites dans les réseaux de distribution d'eau.

L'introduction donne un aperçu du problème de recherche, des buts et objectifs et des questions de recherche. L'étude bibliographique a pour objectif une meilleure compréhension des pertes d'eau. Les approches méthodologiques utilisées pour comprendre et réduire les fuites sont explorées. L'état de l'art passe en revue aux applications des indicateurs d'évaluation des performances et des approches de benchmarking dans la gestion des pertes en eau. La section sur le matériel et les méthodes décrit la conception de l'étude et diagnostic, les méthodologies de collecte et d'analyse des données et les approches informatiques utilisées dans la gestion des pertes en eau afin d'essayer d'évaluer leur application.

L'applicabilité du modèle d'analyse SANFLOW dans la zone d'étude de cas a été testée. De plus, le modèle Epanet a été utilisé pour modéliser la dynamique des débits et prédire les fuites d'eau dans le réseau de distribution. Un cadre d'aide à la décision pour la gestion intégrée des fuites d'eau a été élaboré, synthétisant les sous-systèmes de gestion des fuites. Une discussion générale des résultats obtenus. Enfin, des recommandations et des suggestions sont présentées en résumé de l'ensemble de l'étude.

Chapitre I

Fonctionnement du réseau d'AEP et ses défaillances

Chapitre I :

Fonctionnement du réseau d'AEP et ses défaillances

1.1 Le cheminement de l'eau

Le cheminement de l'eau potable jusqu'au robinet se fait dans des réseaux enterrés hors du regard du consommateur. La plupart du temps, on ne les observe que lors d'opérations de réparation ou de remplacement conduisant à l'ouverture de la chaussée, liée à de nombreux désagréments. Les épisodes de casses, faisant apparaître une source d'eau anormale visible au niveau du sol, manifestent également la présence de conduites souterraines. Les problématiques liées aux réseaux d'eau potable ont évolué au fil du temps.

Les premiers réseaux sous pression sont apparus au milieu du XIX^{ème} siècle. Dans un premier temps, les efforts se sont portés sur le raccordement du plus grand nombre possible de personnes à l'eau courante, essentiellement dans les villes. La qualité de l'eau distribuée a ensuite focalisé les attentions. Les paramètres de potabilité se sont diversifiés dans le cadre du renforcement des contraintes sur l'hygiène alimentaire.

La vulnérabilité du réseau face à la survenue de défaillance, dépend de la localisation des conduites, du moment de la survenue de la défaillance et la nature des abonnés desservis. Avant d'être distribuée l'eau doit subir des traitements ce qui permet de transformer l'eau brute en eau potable. L'eau est ensuite acheminée vers les zones de stockage afin de réguler le débit dans le réseau et prévenir une pénurie d'eau en cas de défaillance ou forte demande. L'eau est distribuée à travers le réseau d'Alimentation d'Eau Potable aux usagers (**Figure 1.1**).

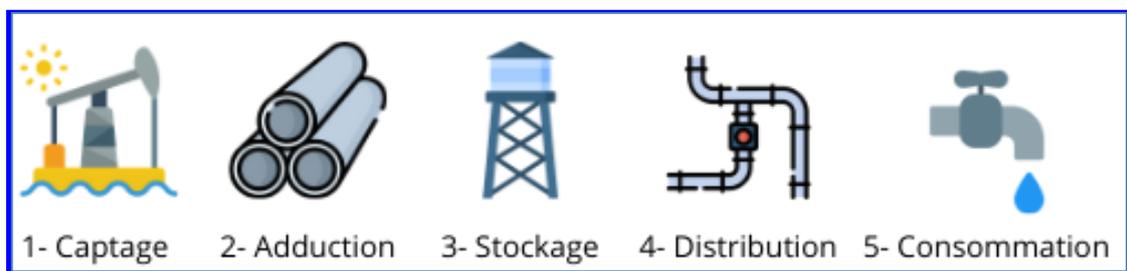


Figure 1.1 : Le processus de production et distribution de l'eau

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

- ▶ conduites et pièces spéciales;
- ▶ appareils de robinetterie : vannes, clapets;

- ▶ appareils de mesure : compteurs, débitmètres;
- ▶ appareils de fontainerie : bouches d'incendie.

Les zones de stockage comprennent généralement des réservoirs à grande capacité, la liaison entre les abonnées est assurée à l'aide des conduites. La jonction entre conduites constitue des nœuds. L'écoulement de l'eau s'accompagne d'une perte d'énergie en raison des frottements avec les parois internes des conduites et des organes hydrauliques que comporte le réseau. Cette dissipation d'énergie est traduite par le phénomène de perte de charge.

Les conduites permettent l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Une conduite est un segment de tuyau ou canalisation délimitée par deux points de consommation d'eau appelés *nœuds*. Chaque conduite est caractérisée par :

- ▶ un nœud initial et un nœud final;
- ▶ une longueur donnée;
- ▶ un diamètre D ;
- ▶ un coefficient de rugosité traduisant la perte de charge;
- ▶ un état : ouvert, fermé.

L'écoulement de l'eau s'effectue du nœud disposant de la pression la plus élevée vers le nœud dont la pression est plus faible. La rugosité traduit la résistance de la conduite à l'écoulement de l'eau. Les parois internes des conduites au contact de l'eau créent un phénomène de friction qui s'accompagne de perte d'énergie due au frottement créant ainsi une perte de charge linéaire.

Une observation structurelle et technique des réseaux d'AEP permet de constater que les matériaux utilisés pour les conduites sont différents selon les époques. Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction et la distribution sont la fonte, l'acier, l'amiante-ciment, le PVC et le PEHD. L'histoire de pose d'une grande partie des réseaux AEP, de la plupart des pays du monde, est méconnue. La frise chronologique, (**Figure 1.2**) montre la date de pose moyenne par matériau. La date moyenne de pose pour la fonte est 1968. Cependant, il est à noter que la fonte a constamment été posée au cours du temps. En effet, les premières traces de pose de ce matériau remontent à 1918. Encore aujourd'hui, des travaux de rénovation ou d'agrandissement de réseau utilisent la fonte, matériau connu pour sa robustesse.

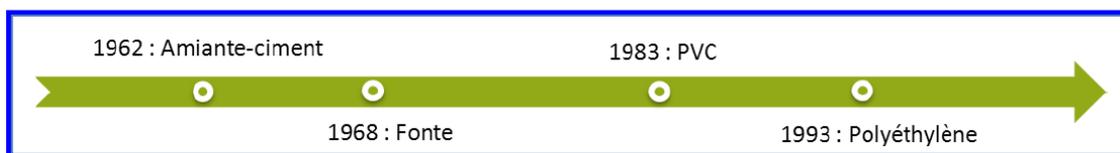


Figure 1.2 : La frise chronologique de pose moyenne par matériau (ONEMA ,2012)

Les conduites sont classées selon leurs diamètres nominaux (DN). Pour les tuyaux en acier galvanisé, le DN correspond aux diamètres intérieurs, alors que pour les tuyaux plastiques (PVC et PEHD) c'est associé aux diamètres extérieurs.

La résistance des conduites à la pression est également une information importante. Elle est exprimée en bar et on utilise le terme de Pression Nominale (PN). Les références de PN disponibles en Algérie démarrent au PN 8 et montent jusqu'à PN 16 pour le PEHD, mais cela peut aller jusqu'à PN 25 pour le PVC.

En termes de matériaux, le PEHD est recommandé pour les adductions d'eau potable pour des diamètres inférieurs à DN 90. Sur les plus gros diamètres, le PVC ou la Fonte ductile seront alors employés. À noter également que pour les très petits diamètres destinés notamment aux installations de plomberie des particuliers, le PPR est le plus souvent utilisé. Il existe aussi des conduites en acier galvanisé.

Nous distinguons entre les conduites en fonction de leur rôle dans le réseau et la nature du matériau les constituant. Le transport de l'eau vers les zones de stockage nécessite des conduites de diamètre important (300 - 800 mm). Pour la distribution les conduites sont de diamètres inférieurs (80 - 250 mm) et enfin les branchements qui sont de plus faible diamètre (40 - 60 mm) qui permettent d'acheminer l'eau jusqu'aux abonnés à partir des conduites de distribution. Une autre distinction peut être effectuée en se basant sur la nature du matériau constituant la conduite, plusieurs conduites sont disponibles présentant des caractéristiques physiques et mécaniques distinctes. Le **Tableau 1.1** présente certains types de conduite :

Tableau 1.1 : Caractéristiques des conduites selon le matériau constituant

Matériau	Résistance mécanique	Résistance à la corrosion
Béton	importante	Importante
Fibres ciment	Interdit comporte de l'amiante	Interdit comporte de l'amiante
Matières Plastiques <ul style="list-style-type: none"> ● PVC : Polychlorure de Vinyle ● PEHD : Polyéthylène Haute Densité ● PRV : Composite en Stratifié (Verre-Resine) 	faible	Importante
Acier	importante	Faible
Fonte grise	faible	Importante
Fonte ductile	importante	Importante

Les nœuds représentent des points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie d'eau.

La détermination des caractéristiques mécaniques d'un tuyau est fonction des charges qu'il doit supporter. Le comportement des canalisations sous l'effet des charges liées aux remblais ainsi qu'aux charges roulantes est différent selon le type de matériau de la canalisation.

Les canalisations rigides (béton,..) se cassent en cas de contrainte excessive, d'où l'adoption des critères de charge à la rupture pour éviter la fissuration. Les canalisations souples thermoplastique et flexibles en PRV s'ovalisent en cas de sollicitations trop importantes vis-à-vis de l'ouvrage d'où l'adoption des critères de déformation admissible, faisant intervenir d'autres paramètres tels que le vieillissement, la fatigue, la nature des sols de remblai et leur niveau de compactage.

La capacité portante diffère d'un type de tuyau à l'autre :

- **Pour un tuyau rigide (Béton) :** la capacité portante est limitée par la rupture ou un dépassement de contrainte, sans déformation significative de sa section.
- **Pour un tuyau semi-rigide (Fonte, Acier) :** la capacité portante est limitée soit par la déformation/le dépassement de contraintes (comportement flexible), soit par la rupture (comportement rigide) selon sa rigidité annulaire.
- **Pour un Tuyau flexible (PVC, PRV, PEHD) :** la capacité portante est limitée par une déformation diamétrale sous charge à une valeur maximale de calcul, sans rupture ou dépassement de contrainte

1.2 Topologie du réseau AEP

Un réseau peut être arborescent, c'est-à-dire constitué de branches qui se séparent pour aller vers les points d'eau ou maillé, avec branches qui se rejoignent pour former des boucles ce qui assure un meilleur équilibre de la pression. La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites, pompes, vannes). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

➡ Les réseaux ramifiés

C'est un réseau constitué de ramifications successives (**Figure 1.3**) à partir d'une conduite principale qui se divise en plusieurs conduites secondaires. Dans un tel réseau, l'écoulement s'effectue toujours dans le même sens : du réservoir vers les extrémités, ce qui constitue son principal avantage par sa simplification et une meilleure maîtrise de l'exploitation et du fonctionnement.

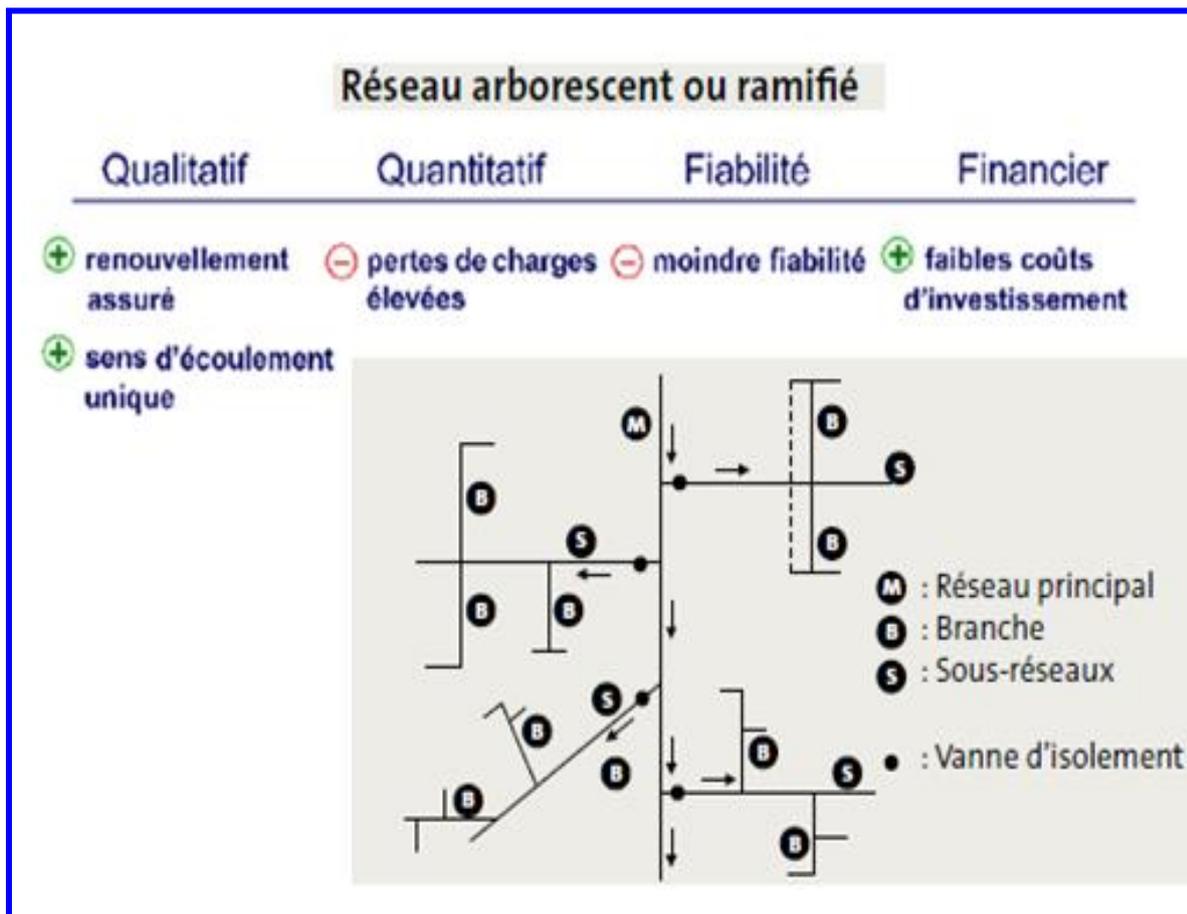


Figure 1.3 : Les réseaux ramifiés

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés. Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture.

➔ Les réseaux maillés

Ce type de réseau comporte des boucles ou mailles et des points auxquels aboutissent plusieurs conduites (**Figure 1.4**). Son avantage est relatif à la sécurisation du réseau par l'alimentation d'un tronçon au moins par deux conduites, ainsi qu'à l'augmentation des capacités de transfert du réseau (à débit égal, les pertes de charge diminuent). Le principal inconvénient est dans la complexité du réseau qui est plus difficile à dimensionner (nécessité d'utiliser des logiciels dédiés comme *Epanet*) ainsi que dans la difficulté à bien comprendre le fonctionnement du réseau et d'identifier les tronçons à problème.

Dans le cas d'un réseau AEP à petite échelle n'alimentant que des bornes-fontaines, un réseau ramifié plus simple est préférable à un réseau maillé. En cas de développement de branchements privés, il est préconisé la réalisation de réseaux maillés.

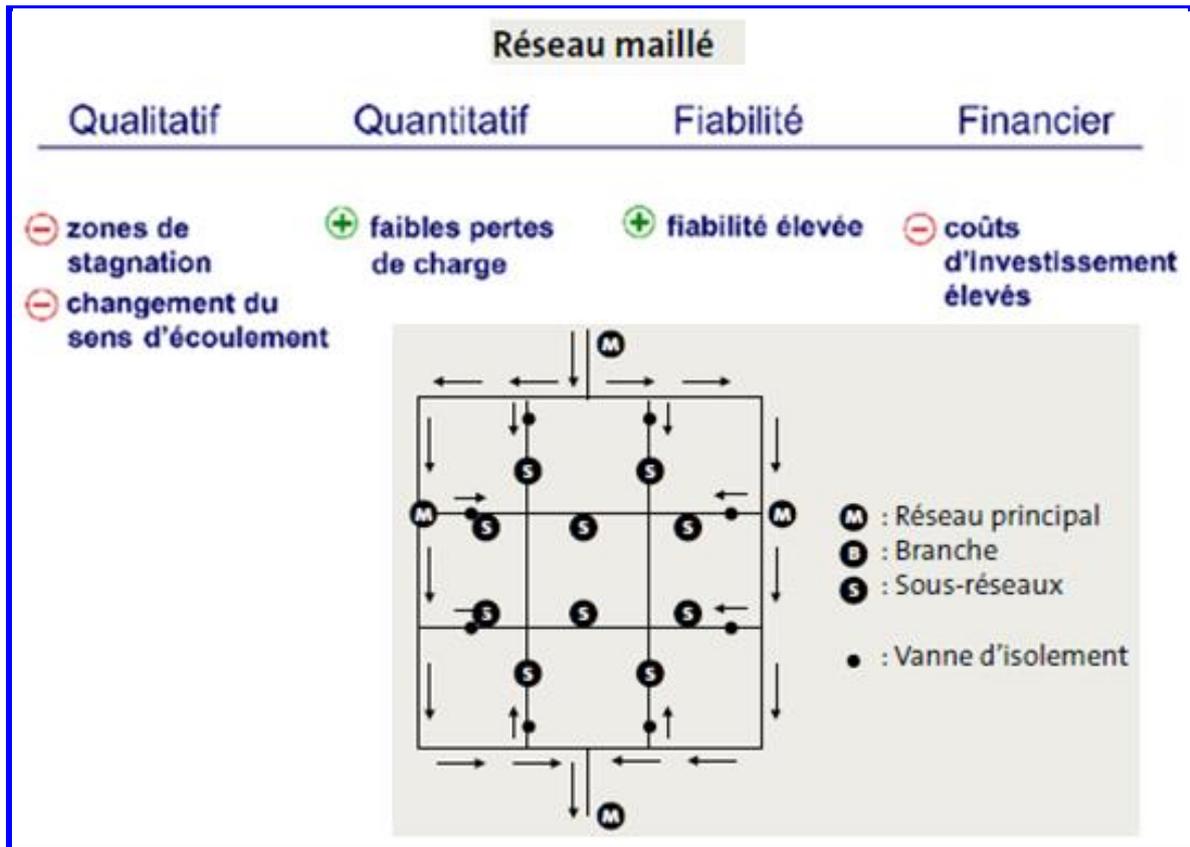


Figure 1.4 : Les réseaux maillés

Pour isoler les différentes branches du réseau, des vannes d'arrêt peuvent être installées. Cela permet d'éviter une coupure totale de tout le réseau en cas de réparation ou entretien dans une partie du réseau où il y a des fuites ou des pannes éventuelles. Ces vannes sont installées à chaque jonction des mailles pour un réseau maillé et à chaque branchement à la conduite principale pour un réseau ramifié.

1.3 Principes hydrauliques de base sur un réseau d'eau potable

1.3.1 Débit moyen journalier et débit de pointe

Dans l'estimation de la consommation en eau, le débit moyen journalier est la demande en eau journalière de la population, elle se calcule en multipliant le nombre total des habitants par une dotation en eau donnée. Le débit de pointe correspond à la valeur de la demande en eau multipliée par un coefficient de consommation de pointe.

1.3.2 Les pressions

Avant de commencer l'étude détaillée d'un tel réseau, il faut donc faire une étude préliminaire de faisabilité dont l'objectif est d'estimer si le dénivelé entre les différents éléments du réseau est suffisant pour permettre l'écoulement gravitaire de l'eau. Une estimation rapide peut être

réalisée pour relever l'altitude des points caractéristiques du tracé. Ces relevés serviront ensuite à déterminer les pressions « statiques » et « dynamiques » dans les canalisations en tout point du réseau.

La pression statique (**Figure 1.5**) est la pression mesurée quand l'eau est immobile, c'est-à-dire lorsqu'aucun débit ne circule dans les tuyaux. En situation statique sans débit, la pression est la même en tous points d'un tube horizontal. Si la hauteur du tube par rapport au réservoir varie, la pression statique variera aussi en fonction de l'altitude.

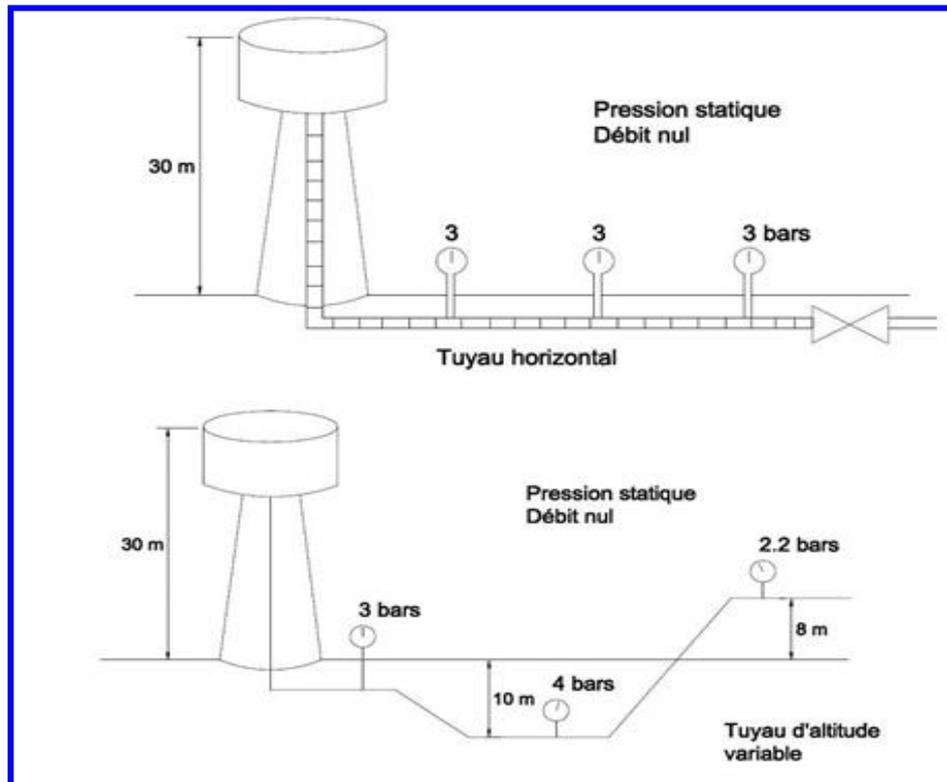


Figure 1.5 : illustration du cas avec pression statique

La Pression dynamique est la pression utilisable (**Figure 1.6**). C'est la pression mesurée lorsque l'eau circule dans les tuyaux. Elle est égale à la pression statique diminuée des pertes de pression dues aux frictions de l'eau sur les parois des tuyaux.

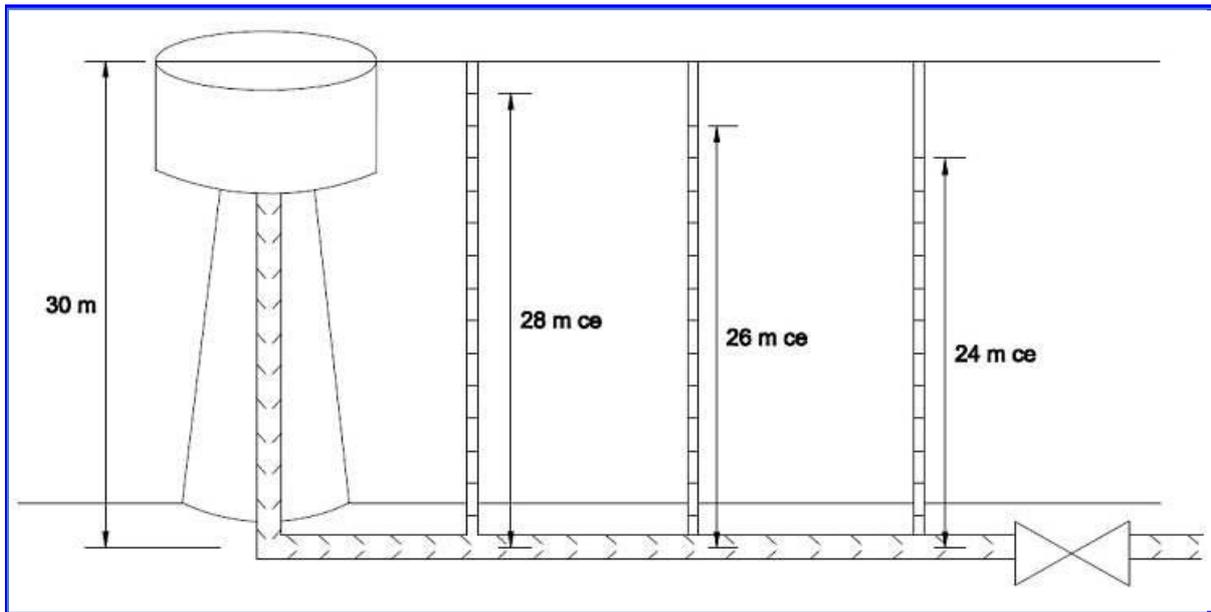


Figure 1.6 : illustration du cas avec pression dynamique

Pour permettre une distribution gravitaire, la pente entre le point haut du réseau (réservoir ou captage de source) et le point le plus éloigné de la distribution doit être supérieure à 1 %. Si on trace une ligne de pente de 1% à partir du point haut, aucune partie du réseau ne doit être située au-dessus de cette ligne. Si ces deux conditions sont remplies, il est a priori techniquement possible de construire une distribution gravitaire. Une étude détaillée doit néanmoins le confirmer. A contrario, si, à certains endroits, la pression est trop forte, plus de 100 m de colonne d'eau (ou 10 bar), il faudra soit utiliser une classe de tuyaux capable de résister à cette pression (PN 10, PN 12,5 ou PN 16 bars) soit construire un ou plusieurs ouvrages « brise charge » qui, en fonction de la topographie, pourront être placés sur la tuyauterie principale ou au départ d'une tuyauterie secondaire. En pratique, il est recommandé de ne pas dépasser 80 m de colonne d'eau pour éviter une trop forte sollicitation des équipements hydrauliques (risque de fuites dans les joints des tuyaux et des robinets).

La pression dynamique en un point du réseau est la pression résiduelle effectivement disponible lorsque l'eau est utilisée par les habitants et donc circule dans les tuyauteries. Cette circulation entraîne des pertes de charge qui doivent être calculées en tenant compte des débits maximaux dans chaque branche du réseau.

Le réseau doit pouvoir livrer une pression satisfaisante au niveau de chaque point d'eau, dans les conditions les plus néfastes. La pression minimale doit être de 3,00 m à chaque point d'eau (borne fontaine ou prise-privée). Dans le cas des immeubles avec plusieurs étages ou avec un réservoir sur le toit, la pression minimale sera plus élevée (hauteur du toit + 3,00 m). D'autre part, on évite des pressions trop élevées pour éviter des fuites au niveau des branchements. La pression au niveau des branchements publics ou privés sur les lignes du réseau de distribution ne dépassera jamais 40 m. Pour des bornes-fontaines, ou des immeubles d'un étage, on prévoit

que la pression au sol reste au-dessous de 15 m. (deux étages 20 m). Des pressions plus hautes peuvent endommager les équipements hydrauliques (robinets, valves...). Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes : En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée. Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions au sol, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau) :

- ▶ 12 à 15 m pour 1 étage 16 à 19 m pour 2 étages
- ▶ 20 à 23 m pour 3 étages 24 à 27 m pour 4 étages
- ▶ 29 à 32 m pour 5 étages 33 à 36 m pour 6 étages

La résistance du réseau à la pression intérieure dépend de la résistance de chaque élément du réseau (canalisations, raccord, coudes, vannes, Té, autres pièces spéciales,...) ainsi que du diamètre, du système d'assemblage (emboitement ou bride), de la performance des joints qui l'équipent et du système d'ancrage (butée, non verrouillé ou verrouillé). Tous les équipements du réseau devront pouvoir satisfaire à une Pression de Fonctionnement Admissible (PFA) de 16 bars minimum.

La pression dans les réseaux influence les fuites en les intensifiant ou en les créant. L'intérêt d'abaisser la pression dans une perspective de diminution des volumes de pertes est aujourd'hui largement démontré. Or, pour établir un lien entre la pression et les pertes à l'échelle du secteur, il faut disposer d'une estimation de la pression à cette même échelle. La pression étant variable dans le temps (pertes de charges) et de l'espace (altitude), cela suppose de définir ce que recouvre la notion de « pression d'une zone » et de préciser les manières dont elle peut être évaluée. La prise en compte de la pression pour l'évaluation de la réduction des pertes d'un secteur a donné lieu à de nombreux travaux. Deux ouvrages à visées méthodologiques peuvent être cités : « District Metered Areas Guidance Notes (Draft) » (Morrison et al.,2007), « Leakage management and control et « A best practice training manual » (Farley, 2001).

1.3.3 Les rugosités

Une surface rugueuse implique un état de surface telle que ses irrégularités ont une action directe sur les forces de frottement, c'est-à-dire qu'au-delà d'un certain degré de rugosité la configuration géométrique de la surface exerce une influence bien déterminée sur l'écoulement. Une surface rugueuse peut être considérée comme étant constituée par une série de protubérances élémentaires. Dans le cas des écoulements en charge, la rugosité de la conduite va jouer un rôle très important. En effet, elle crée une perte de charge linéaire, surtout quand l'eau s'écoule avec des vitesses élevées. Les protubérances de la surface sont inégales et irrégulièrement distribuées. Elles proviennent du rivetage, des recouvrements, des joints, des défauts sur la paroi, de corrosion, d'incrustations...

1.3.4 Les vitesses

La vitesse de l'eau dans les conduites est un paramètre à considérer pour les calculs des pertes de charge et pour éviter les dépôts des sédiments dans les conduites (vitesse trop lente) ou des

perturbations hydrauliques (vitesse trop rapide). En pratique, on adopte une valeur de vitesse entre 0,4 m/s et 2 m/s en écoulement en charge.

La variation physique singulière de la conduite crée un changement de vitesse et crée une perte de charge. Elle peut être causée par :

- ▶ un rétrécissement ou un élargissement de la conduite;
- ▶ un branchement de section de la conduite;
- ▶ un changement de direction (coude);
- ▶ un branchement ou raccordement;
- ▶ un dispositif de mesure et contrôle de débit...

1.3.5 Les pertes de charge

La perte de charge désigne la perte irréversible d'énergie de pression que subit l'eau lors de son passage dans un conduit, un tuyau ou un autre élément de réseau de fluide. Cette perte d'énergie est causée par la transformation en vibration, des frottements internes provoqués par la viscosité de, la rugosité des parois, les variations de vitesse et les variations de direction de l'eau. L'unité de la perte de charge est une pression (pascals, bars...) ou une hauteur de colonne d'eau qui produirait une charge hydrostatique (pression hydrostatique) équivalente. Le terme "perte de charge" signifie donc "perte de charge hydrostatique".

1.3.6 La spécificité des données environnementales

La connaissance des données environnementales, au sens de ce qui entoure le réseau, est importante pour une bonne gestion patrimoniale. D'une part, ces données peuvent permettre de mieux expliquer le nombre de défaillances (**Figure 1.7**) : (Berland et al., 2005; Babykina, 2010)

- ➡ le climat (variations de températures, nombre de jours de gel, nombre de jours très chauds) ;
- ➡ la charge liée au trafic routier ;
- ➡ la pression de l'eau dans la canalisation ;
- ➡ l'agressivité de certains sols pouvant induire des phénomènes de corrosion externe ;
- ➡ les mouvements de terrain ;
- ➡ la qualité des remblais et des travaux de compactage des sols ;
- ➡ le fait que la conduite soit immergée par période dans des nappes phréatiques (marnage) ;
- ➡ les mouvements de déstabilisation des sols causés par la pose, le remplacement ou les interventions d'entretien d'autres réseaux techniques ou des travaux de voirie ;
- ➡ la présence de courants vagabonds générés par des installations électriques.

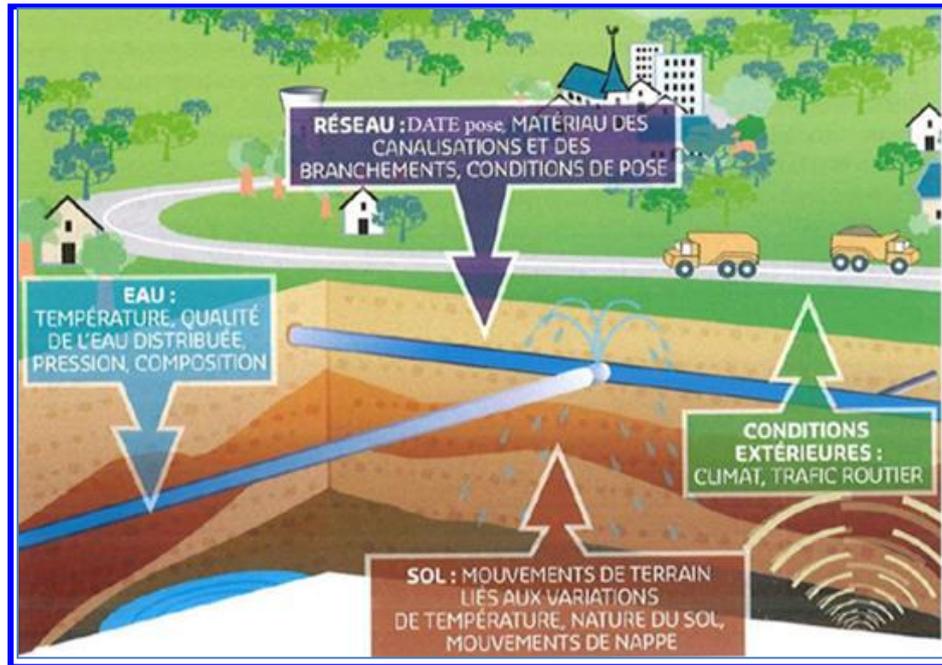


Figure 1.7: Facteurs agissant sur l'état des conduites au cours du temps
(Source: à partir d'Aurore ,2016)

D'autre part, les données environnementales peuvent permettre de mieux estimer les risques de dommages liés aux défaillances :

- Nombre d'abonnés desservis par le tronçon ;
- Localisation et importance des usagers (hôpitaux, dialysés, coiffeurs, prisons, industries, etc.) ;
- Localisation des transports en commun par rapport aux canalisations ;
- Type et importance du trafic routier ;
- Pente du terrain ;
- Localisation des cavités souterraines.

Les deux listes précédentes ne sont pas exhaustives. De plus, certaines données peuvent se situer dans les deux catégories. C'est à dire être à la fois une cause et une conséquence, c'est le cas par exemple du nombre de branchements sur un réseau. Cette donnée renseigne à la fois du nombre de piquage sur un tronçon, or plus le nombre de piquages est important plus le risque de fuites à tendance à augmenter. De plus, le nombre de branchements renseigne aussi sur le nombre d'abonnés qui risquent d'être perturbés lors d'une coupure d'eau (conséquences des défaillances).

1.4 Défaillance des réseaux d'AEP

Il est essentiel que les services d'eau appréhendent bien les processus de détérioration des conduites de distribution et ce, pour être en mesure de gérer les réseaux de distribution d'eau

de manière à pouvoir offrir une réserve d'eau potable adéquate de façon rentable, fiable et durable. Une bonne compréhension permettra aux services d'eau de mettre en œuvre des mesures d'atténuation en temps opportun afin de prolonger la durée de vie fonctionnelle du réseau pour une période de temps optimale et ainsi minimiser l'ensemble des coûts économiques, sociaux et environnementaux liés à l'exploitation. *On peut définir La défaillance comme étant l'incapacité d'un réseau à livrer de façon fiable et à une pression minimale un volume adéquat d'eau dont la qualité satisfait aux recommandations pour la qualité de l'eau potable. La rupture est défaillance mécanique ou structurale d'une conduite de distribution d'eau.*

Les réseaux de canalisation, comme toutes les autres installations des AEP, font l'objet de dégradation temporelle, des conditions de pose et la corrosion. Ils doivent être surveillés, contrôlés, entretenus et renouvelés. La détérioration des conduites est accélérée en cas de combinaison des phénomènes de dégradation tels que les contraintes mécaniques, la corrosion (interne et externe), les surpressions et bien d'autres. Un réseau est considéré vieilli lorsque le nombre d'interventions et de casses sur le réseau augmentent et la qualité de l'eau transportée se dégrade. L'évaluation du vieillissement d'une conduite peut être quantifiée à partir des phénomènes par lesquels il se manifeste, comme la qualité de l'eau, la diminution de la capacité de transport, les fuites diffuses ou encore les ruptures appelées aussi fuites apparentes.

Le **tableau 1.2** présente les différentes manières d'estimer l'état de dégradation d'une conduite.

Tableau 1.2 : Manifestation, origines et mesure de la dégradation des conduites d'eau
(Eisenbeis et al. 2002)

Manifestation	Dégradation de la qualité de l'eau	Diminution de la capacité de transport	Augmentation des fuites diffuses	Rupture ou fuites apparente
Origines	<ul style="list-style-type: none"> - Corrosion Interne - Porosité des joints ou tuyaux 	<ul style="list-style-type: none"> - Entartrage - Protubérance de produits de corrosion 	<ul style="list-style-type: none"> - Corrosion interne et externe - Détérioration des joints 	<ul style="list-style-type: none"> - Corrosion interne et externe - Dégradation du lit de pose - Mouvement de sol - surpressions
Mesure du vieillissement	<ul style="list-style-type: none"> - Mesure chimique - Plaintes des consommateurs 	<ul style="list-style-type: none"> - Mesure du diamètre ou de coefficients de rugosité kilomètre - Chutes de pression 	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de fuites - Débit des fuites 	<ul style="list-style-type: none"> - Taux de fuites et casses annuelle

Pour définir la limite entre rupture et fuite (une rupture est une fuite, mais une fuite n'est pas forcément une rupture). "Eisenbeis et al. (2002)" ont défini la défaillance comme une rupture ou une fuite apparente nécessitant une intervention sur le réseau. Les ruptures sur les

conduites représentent les défaillances structurelles du tuyau dues à une surcharge excessive, une détérioration du lit de pose, la corrosion ou une combinaison de ces conditions (Day et al. 1989). En général, les ruptures sont différentes en fonction du diamètre de la conduite. Les petits diamètres subissent des ruptures transversales, alors que les ruptures longitudinales auront lieu sur les grands diamètres. Les actions mécaniques (contrainte de cisaillement, moment de flexion, contrainte de traction ou de compression, etc) sont les causes principales des ruptures transversales. Alors que les ruptures longitudinales sont causées par des surpressions internes créées par les régimes transitoires.

Deux phénomènes entraînent l'apparition de défaillance, de types mécaniques et chimiques. Les phénomènes chimiques ou biologiques sont représentés principalement par la corrosion externe ou interne. La qualité de l'eau transportée et ses différentes caractéristiques sont responsables de la corrosion interne. La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite.

Le système de distribution d'eau potable doit permettre d'assurer à tout moment la desserte de l'ensemble des abonnés à une pression et en quantité satisfaisante. La continuité de service est interrompue lors de la survenue de défaillances ou d'interventions sur les canalisations, branchements, ou autres ouvrages. La nature programmée ou non de l'intervention conditionne son acceptabilité par les usagers. Ces défaillances sont localisées sur les canalisations ou au niveau des joints et des raccords entre pièces du réseau. Les facteurs de défaillance des canalisations et branchements sont nombreux et complexes (exemple : **Figure 1.8**) :

- ▶ vieillissement des matériaux constitutifs des canalisations et des branchements ;
- ▶ contraintes mécaniques liées à la pression, aux charges externes et aux conditions de pose, mais également aux phénomènes climatiques tels que le gel-dégel ;
- ▶ mouvements de sol : glissement de terrains, tassements, effondrements, gonflement-retrait, disparition définies ;
- ▶ dégradation externe liée à l'action de tiers sur les canalisations ;
- ▶ corrosion interne des matériaux métalliques corrélée à la qualité d'eau, aux phénomènes d'érosion et d'abrasion ;
- ▶ corrosion externe des matériaux métalliques selon les caractéristiques du sol, la présence de nappes d'eau, les corrosions bactériennes ou encore par courants vagabonds ;
- ▶ dégradation chimique et fluage (dégradation dans le temps des caractéristiques mécaniques des canalisations) des canalisations plastiques ;
- ▶ dégradation chimique des canalisations, par exemple des canalisations en béton dégradées par les sels de déneigement.

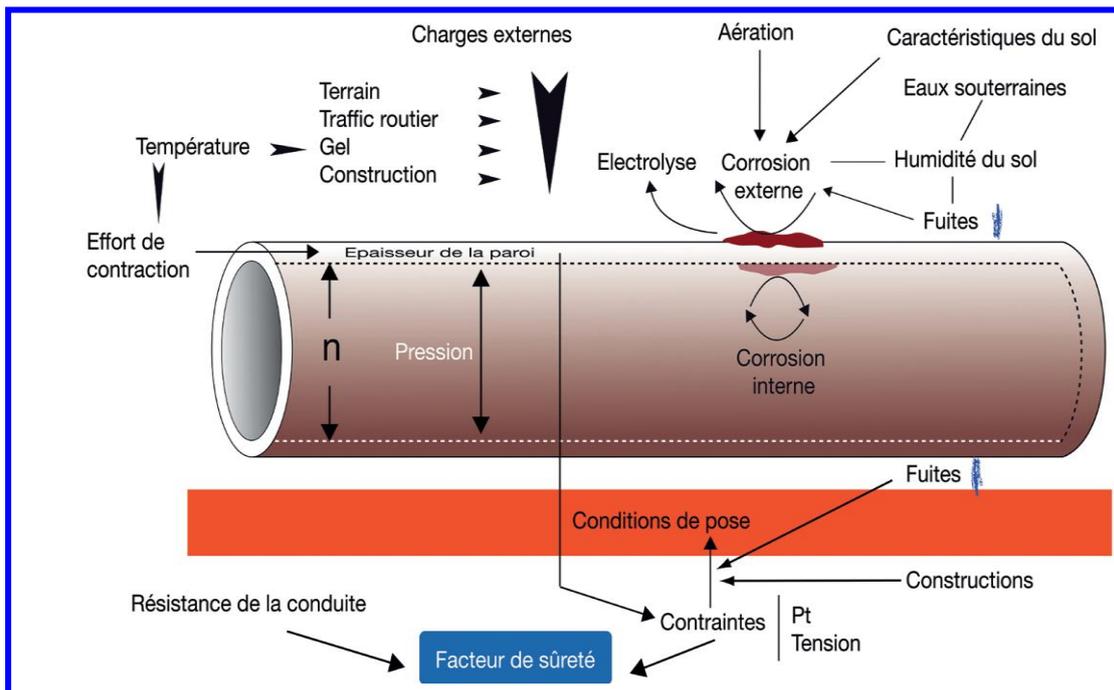


Figure 1.8 : Facteurs de défaillance d'une canalisation métallique
(Tirée d'O'Day et al. 1989)

Les défaillances sur les canalisations et les ouvrages peuvent être la source de dommages importants sur les biens et les personnes, suite par exemple à des glissements de terrain, des inondations de caves, des effondrements de voirie et ponts ou des dommages sur les réseaux électriques. Les plans d'actions de maintien et d'amélioration de la continuité de service peuvent intégrer une analyse des conséquences associées aux défaillances afin de maîtriser les risques pour les usagers et les infrastructures.

L'identification des phénomènes et des sources susceptibles de provoquer des défaillances sont une étape importante pour envisager une bonne gestion des ressources en eau et améliorer le rendement. Cette étape confirme que la performance dépend de différents paramètres. Le plus important parmi ces paramètres reste le matériau des conduites. Pour essayer de maîtriser les défaillances dans les canalisations d'eau, il est impératif de connaître et d'étudier les matériaux du réseau existant.

Nous nous intéresserons plus particulièrement à l'aspect défaillances sur le réseau. Nous définissons dans notre étude la défaillance comme correspondant à une fuite sur la conduite ou sur le joint qui a nécessité une réparation.

Lorsqu'une fuite importante et subite se produit sur le réseau, les conséquences peuvent être de plusieurs ordres. Il y a d'abord l'effet sur le fonctionnement hydraulique du réseau, la pression chute et peut devenir insuffisante pour desservir certains consommateurs : d'abord les immeubles à plusieurs étages à moins qu'il n'y ait présence d'un surpresseur en pied

d'immeuble, ensuite les gros débits, puis éventuellement les autres consommateurs. Peuvent être concernés les consommateurs situés à proximité de la conduite, mais aussi ceux situés sur une conduite desservie par la conduite défaillante; c'est là que la structure du réseau va intervenir.

L'existence d'un ou de plusieurs des phénomènes qui suivent indique que le réseau de distribution d'eau est détérioré :

- ➔ Une détérioration de la qualité de l'eau en raison de la corrosion interne des éléments constitutants métalliques sans revêtement, de la formation d'un film biologique ou de mauvaises pratiques d'entretien;
- ➔ Une réduction de la capacité hydraulique en raison de la corrosion interne (c'est-à-dire de la tuberculisation) des éléments constitutants métalliques sans revêtement ou des précipitations de carbonate de calcium;
- ➔ Un débit de fuite élevé en raison de trous produits par la corrosion dans les tuyaux ou de la détérioration des joints;
- ➔ Des ruptures fréquentes causées par la corrosion, la dégradation du matériau, de mauvaises pratiques de mise en place, des défauts de fabrication ou les conditions d'exploitation.

Les conduites de distribution se rompent habituellement lorsque l'étendue de la corrosion (ou de la dégradation) est suffisante pour empêcher la conduite de résister aux contraintes qu'elle subit. La **Figure 1.9** illustre les types de ruptures les plus courants dans le cas des conduites de distribution ainsi que les efforts qui s'exercent sur le tuyau et causent la rupture. Un tuyau qui subit une défaillance au niveau du cylindre peut connaître une rupture partielle, resté dans le sol pendant quelque temps et peut provoquer une fuite, et ensuite fendre complètement. Le tableau **1.3** résume les modes de défaillance structurale pour chacun des matériaux les plus répandus.

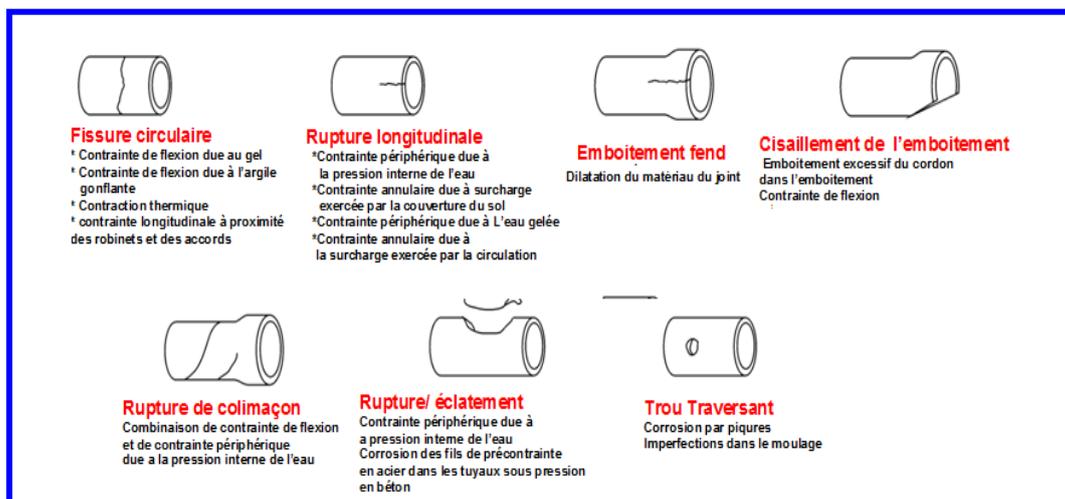


Figure 1.9: Les modes de défaillance

Tableau 1.3 : Les modes de défaillance structurale des différents matériaux de conduite

Matériau de conduite de distribution	Modes de défaillance structurale (voir la figure)
Fonte1 Petit diamètre (< 375 mm) Gros diamètre (> 500 mm) Diamètre moyen (de 375 à 500 mm)	Ruptures circulaires, emboîtement fendu et corrosion sous forme de trous traversant. Ruptures longitudinales, emboîtement cisailé et corrosion sous forme de trous traversant. Même chose que pour les tuyaux de petit diamètre, en plus de ruptures longitudinales et de fissures en colimaçon, et de tronçons éclatés.
Fonte ductile	Corrosion sous forme de trous traversant.
Acier	Corrosion sous forme de trous traversant; les tuyaux de gros diamètre sont vulnérables à l'effondrement.
Chlorure de polyvinyle	Ruptures longitudinales causées par de trop grandes contraintes mécaniques. Sensibilité aux ruptures à la suite d'impacts dans des conditions de froid extrême (grand Nord).
Polyéthylène haute densité (PEHD)	Imperfections au niveau des joints, dégradation mécanique en raison de mauvaises méthodes de pose et sensibilité à l'effondrement causé par le vide en présence d'indices de faible pression
Amiante-ciment (AC)	Ruptures circulaires et dégradation du tuyau dans de l'eau agressive. Fentes longitudinales.
Tuyau sous pression en béton	Les tuyaux contenant des fils précontraints peuvent se rompre en raison d'une perte de précontrainte à la suite de défaillances multiples au niveau des fils. Dégradation du tuyau dans des sols particulièrement agressifs, corrosion de l'âme en acier et béton endommagé en raison de mauvaises méthodes de pos.

Un grand nombre de facteurs peuvent avoir une incidence sur la vitesse de détérioration des réseaux de distribution d'eau et entraîner une défaillance. On trouvera dans le **tableau 1.4** et **1.6** le résumé d'un certain nombre de facteurs physiques, environnementaux et opérationnels

Tableau 1.4 : facteurs physiques

Facteurs	Explication
Matériau du tuyau	La nature de la défaillance varie selon le matériau du tuyau
Épaisseur de la paroi du tuyau	La corrosion pénètre plus rapidement dans une paroi moins épaisse.
Âge du tuyau	Les effets de la dégradation du tuyau deviennent plus visibles avec l'âge.
Époque de fabrication du tuyau	L'époque et l'endroit de fabrication d'un tuyau peuvent avoir une incidence sur sa vulnérabilité à la défaillance.
Diamètre du tuyau	Les tuyaux de petit diamètre sont plus sensibles à une défaillance au niveau du cylindre.
Type de joints	Certains types de joint ont connu une défaillance prématurée (p. ex. joints au plomb).
Retenue de la poussée	Si la retenue de la poussée est inadéquate, les efforts longitudinaux risquent d'augmenter.
Revêtements intérieur et extérieur du tuyau	Les tuyaux munis d'un revêtement sont moins sensibles à la corrosion.
Métaux dissemblables	Les métaux dissemblables sont sensibles à la corrosion galvanique.
Pose des tuyaux	De mauvaises pratiques en ce qui a trait à la pose peuvent endommager les tuyaux, les rendant ainsi plus vulnérables à la défaillance.
Fabrication des tuyaux	Les tuyaux peuvent être plus vulnérables la défaillance en raison d'imperfections dans les parois résultant d'erreurs de fabrication. Ce problème est plus fréquent dans les anciens tuyaux en fonte coulée en fosse.

Tableau 1.5 : facteurs Environnementaux

Facteurs	Explication
Assise du tuyau	Une mauvaise assise peut entraîner la défaillance prématurée du tuyau.
Matériau de remblai des tranchées	Certains matériaux de remblai sont sensibles à la corrosion ou au gel.
Type de sol	Certains sols sont corrosifs; dans le cas de certains sols, la modification de la teneur en humidité entraîne un important changement de volume, ce qui modifie le chargement des conduites. La présence d'hydrocarbures ou de solvants dans le sol risque de causer une certaine détérioration des tuyaux.
Eaux souterraines	Certaines eaux souterraines peuvent être agressives pour certains matériaux de tuyauterie.
Climat	Le climat a une influence sur la pénétration du gel et l'humidité du sol. On doit tenir compte du pergélisol dans les régions nordiques.
Emplacement du tuyau	La migration du sel routier dans le sol peut augmenter le taux de corrosion.
Mouvements	Certains mouvements souterrains dans l'environnement immédiat d'un tuyau peuvent endommager ou modifier la structure de charge et de soutien du tuyau.
Courant électrolytique	Les courants vagabonds causent de la corrosion électrolytique.
Activité sismique	L'activité sismique peut augmenter les efforts qui s'exercent sur un tuyau et causer des variations de pression.

Tableau 1.6 : facteurs opérationnels

Facteurs	Explication
Pression interne de l'eau et variation de la pression	Des modifications à la pression interne de l'eau auront une incidence sur les efforts qui s'exercent sur le tuyau.
Fuite	Une fuite corrode l'assise du tuyau et fait augmenter la teneur en humidité du sol dans les environs immédiats du tuyau.
Qualité de l'eau	Il existe de l'eau agressive qui favorise la corrosion.
Vitesse d'écoulement	Le taux de corrosion interne est plus élevé dans les conduites de distribution en cul-de-sac sans revêtement intérieur.
Possibilités de retour d'eau	Les connexions croisées avec des réseaux qui ne contiennent pas d'eau potable peuvent causer la contamination du réseau de distribution.
Pratiques d'exploitation et d'entretien	De mauvaises pratiques peuvent compromettre l'intégrité structurale des tuyaux et la qualité de l'eau

Le polyéthylène haute densité (PEHD) est un polymère thermoplastique semi-cristallin, ductile à température ambiante utilisé pour la production de tubes extrudés de transport d'eau potable et d'autres fluides. La durée de vie des conduites en PEHD est estimée à au moins 50 ans de services. Cependant plusieurs cas de rupture brusque sont constatés sur des conduites en PEHD fraîchement posées, causant des pertes économiques et environnementales graves. Cette problématique a poussé l'industrie pétrochimique à développer des résines plus tenace. De nombreux travaux scientifiques et technologiques ont été menés pour comprendre les mécanismes de rupture et développer des critères permettant de prédire la défaillance de ces matériaux (Peres and Schön , 2008).

L'essai le plus couramment utilisé pour caractériser les résines et pour estimer leurs comportements de rupture à long terme est de les soumettre à un test de résistance hydrostatique à long terme (Long-Term Hydrostatic Strength LTHS) (Standars and ISO, 2003) qui résultent en courbes bilogarithmiques connues sous l'appellation "courbes de régression" (Merah, et al. 2006).

Actuellement, les concepts de la mécanique de la rupture sont couramment utilisés pour examiner la ténacité des matériaux. Ces concepts ne se basent plus sur le processus de défaillance de la structure entière, mais plutôt sur la région de propagation de fissure.

Nous entendons par casse le phénomène qui, dès sa détection, conduit à la réparation de la conduite ou du branchement concerné. Il existe deux cas de figure :

- ➡ **Les casses manifestes:** la casse est localisée sans le recours à une opération spécifique de recherche de fuites et donc par simple observation. La casse peut se différencier selon qu'elle provient par exemple d'un joint, d'une fissure longitudinale, transversale ou annulaire (Rajani et Kleiner 2001) ;
- ➡ **Les casses non repérées:** la casse existe mais n'est pas détectée sans une campagne de recherche de fuites.

Des casses non repérées peuvent évoluer en casses manifestes sous l'effet de la dégradation progressive de la défaillance. Les casses manifestes peuvent également survenir brusquement sans aucun signe d'existence d'une fuite préalable (Kanakoudis 2004).

Les casses sont des phénomènes dont on cherche à prévoir le nombre et la localisation, selon la nature et l'environnement extérieur des conduites. Ainsi, plusieurs paramètres peuvent favoriser les casses comme l'indique l'OIEAU (Berland *et al.* 2005) :

- présence de nappe phréatique ;
- mouvements de terrain ;
- charges du trafic et du poids des terres transmis aux conduites ;
- qualité des remblais et du compactage des sols ;
- mouvements de déstabilisation des sols causés par la pose, le remplacement ou les interventions d'entretien d'autres réseaux techniques, ou bien par des travaux de voirie ;

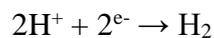
- présence de courants vagabonds générés par des installations électriques qui peuvent corroder l'extérieur des conduites et en faire diminuer l'épaisseur ;
- variations de températures extrêmes, dont l'influence a notamment été étudiée par (Rajani et Zahn 1996);
- fortes pluies ou alternance de sol très humide ou sec, faisant notamment travailler les argiles;
- agressivité naturelle de certains terrains ;
- présence dans le sol de produits corrosifs ou chimiques.

La qualité de l'eau transportée peut également favoriser des casses. Ses caractéristiques physico-chimiques la font interagir avec les matériaux des conduites qui peuvent dans certaines conditions se détériorer jusqu'à la casse.

Les variations brusques de débit engendrant des coups de bélier (ouverture/fermeture de vanne trop rapide ou mise en marche/arrêt de pompes) ou l'amplitude de variation de la pression, sont aussi des phénomènes potentiellement générateurs de casses.

1.4.1 La corrosion

La corrosion est un des principaux processus qui contribuent à la rupture des conduites d'eau potable en fonte. L'épaisseur de la paroi d'une conduite qui se corrode diminue dans le temps et se fragilise. Elle perd sa capacité de supporter la pression environnante et se rompt. La corrosion touche entre le quart et la moitié des canalisations, en particulier les anciennes canalisations en fonte grise et en acier non revêtues. Dans un environnement humide (**Figure 1.10**), la rouille est en pratique une réaction électrochimique. Elle implique un transfert d'électron entre une anode et une cathode. L'anode s'oxyde en perdant un électron. Au contraire, la cathode est réduite en gagnant un électron. En fonction des milieux et plus particulièrement de son PH, la réaction cathodique prédominante sera différente. On aura ainsi dans les milieux acides principalement une réaction de dégagement d'hydrogène et une réduction d'oxygène :



Dans les milieux basique ou neutre, une autre réaction de réduction d'oxygène sera prédominante : $\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- \rightarrow 4\text{OH}^-$

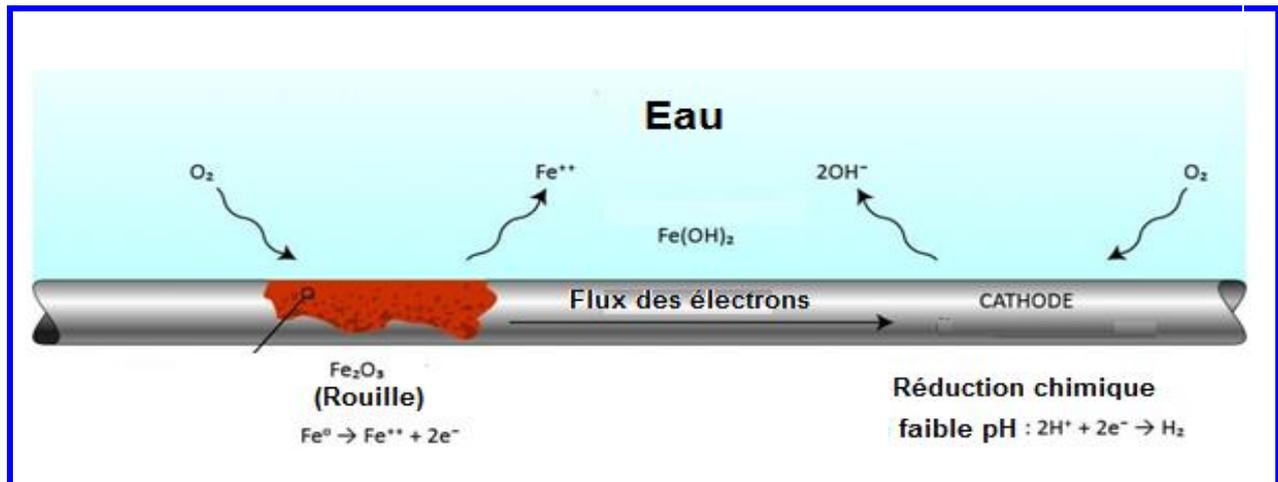


Figure 1.10 : La corrosion des conduites

Liée à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques la corrosion interne peut provenir :

- ▶ Du pH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à l'équilibre calco-carbonique;
- ▶ De l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de manganèse. Ce phénomène, qui génère une eau rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues ;
- ▶ Du développement d'un biofilm bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le biofilm se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée (**Figure 1.11**).

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et une fragilisation de la structure interne de la canalisation.



Figure 1.11 : Conduites ayant subi des dépôts ferriques de corrosion interne

La corrosion externe correspond à un échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite (**Figure 1.12**), avec des origines diverses telles que :

- ▶ **Les courants « vagabonds » du sol:** générés par la proximité d'installations électriques en courant continu (voies de chemin de fer, tramways, ouvrages miniers,...), augmentent les risques de corrosion des canalisations métalliques qui sont d'excellents conducteurs. En l'absence de protection, le phénomène de corrosion externe est accéléré ;
- ▶ **L'hétérogénéité du sol:** plus la texture du sol est fine, plus il retient l'eau et plus la corrosion est importante. L'évaluation de la corrosivité du milieu ambiant est définie sous la norme AFNOR NF 250 « Evaluation de la corrosivité des sols vis-à-vis des canalisations en matériaux ferreux »
- ▶ **L'hétérogénéité de surface :** lors de mauvaises conditions de pose des canalisations, une partie de la pellicule superficielle d'oxyde peut être enlevée, entraînant une discontinuité et la création d'un phénomène de pile électrique;
- ▶ **L'hétérogénéité de contact :** la présence de différents métaux, soit au niveau des raccordements de canalisation, soit au niveau des colliers et des vannes des branchements peut aussi générer des phénomènes de pile électrique.



Figure 1.12 : Conduites ayant subi une corrosion externe localisée

1.4.2 Le phénomène de vieillissement

Le vieillissement d'une canalisation d'eau potable et sa dégradation progressive se manifestent au fil du temps par une diminution des performances hydrauliques du réseau, et par des ruptures qui entraînent différents types de dommages. Le mauvais fonctionnement hydraulique du réseau suite au vieillissement se traduit par: une chute de pression lorsque la section utile de la canalisation diminue à cause de l'entartrage ou de protubérances dues à la corrosion; des fuites diffuses diminuant le rendement du réseau ; des ruptures dues à l'action combinée de la corrosion et des mouvements de sols. Quant aux dommages divers, on peut noter par exemple la mauvaise qualité de l'eau, les fuites diffuses qui déstabilisent la conduite en érodant le lit de pose, les ruptures qui provoquent des inondations, des coupures du trafic sur les chaussées, des coupures d'eau, des dommages chez les particuliers et des plaintes des abonnés.

Le vieillissement des canalisations et de leurs accessoires est, par nature, inéluctable : les matériaux se dégradent ou se fragilisent au fil du temps, l'environnement évolue et les terrains bougent. Cependant, le vieillissement ne dépend pas que de l'âge de la conduite mais aussi :

- ➡ **De son environnement:** il existe des canalisations de plus de cent ans d'âge en très bon état et d'autres de dix ans à peine qui sont déjà hors d'usage, car situées en terrain instable ou agressif ou encore mal posées...;
- ➡ **Des qualités intrinsèques des matériaux:** résistance à la corrosion insuffisante, mauvais revêtement de surfaces...
- ➡ **Des conditions d'exploitation et de pose du réseau:** remblayages exécutés avec des matériaux inadéquats et sans précautions, coups de bélier. Donc, l'âge du réseau, même s'il constitue un bon critère, ne permet que de suspecter l'état d'usure potentiel et ne doit pas être le prétexte d'un renouvellement systématique ; il n'est pas en soi un facteur de désordre, ni un facteur déclenchant. Mais il peut en devenir un, si aucun autre facteur ne se manifeste véritablement

Précisons également qu'une baisse de pression peut être le résultat d'une simple augmentation de la demande, par croissance de la consommation ou par lutte contre l'incendie.

Le vieillissement des réseaux se manifeste sous différentes formes :

- ➡ Accroissement du nombre de fuites dues aux malfaçons lors de la pose, à l'accroissement du trafic, à la nature du terrain, aux modifications de l'environnement, à la nature de l'eau transportée. Ces fuites peuvent être diffuses quand il y a perte d'eau sans interruption du transit. Ces fuites seront plus franches en cas de rupture, entraînant une importante perte d'eau, une coupure du transit et des dommages plus ou moins importants selon la taille de la conduite et sa localisation.
- ➡ Evolution de la tenue mécanique soit du fait de la corrosion, de malfaçons ou de modifications dans la tenue des sols.
- ➡ Modification des caractéristiques hydrauliques liée aux dépôts ou aux incrustations qui vont augmenter la rugosité et (ou) diminuer le diamètre.

Le vieillissement a des effets sur la qualité de service (ruptures, baisse de pression) et sur la qualité de l'eau (coloration, odeur). Selon l'âge de pose, le matériau, les caractéristiques du sous-sol et de la surface, entre autres, les conduites vieilliront différemment.

1.4.3 Les phénomènes biologiques

Dans le réseau, certains points offrent des voies d'entrée à la contamination par des microorganismes. C'est le cas des réservoirs où l'eau est en contact avec l'air, et où les orifices mal protégés peuvent permettre le passage de poussières ou d'insectes apportant des contaminations. Les interventions sur le réseau (réparations, branchements), les fuites (en cas de dépression) et les accidents tels que des retours d'eau ou des cassures peuvent également être responsables de l'introduction de microorganismes dans le réseau. La biomasse libre dans le réseau se fixe sur les parois des canalisations, qu'elle soit morte ou vivante et constitue un

premier support pour le développement de couches supérieures plus actives. Si ces organismes rencontrent des conditions ambiantes satisfaisantes, le développement du biofilm peut avoir lieu. On peut définir simplement le biofilm comme l'ensemble des micro-organismes et de leurs sécrétions macrocéllulaires présents sur la surface interne de la conduite. Le biofilm est cependant, un système dynamique où s'installe une chaîne alimentaire complexe. Le réseau peut être vu comme un véritable réacteur où l'eau et son contenant sont le siège d'interactions physico-chimiques et biologiques (**Figure 1.13**). Après son transit dans le réseau de distribution, l'eau délivrée au robinet peut ainsi avoir une qualité sensiblement différente de celle issue de l'usine de production. En effet, un système de distribution d'eau potable ne doit pas être seulement considéré comme un système inerte, mais comme un réacteur complexe, siège d'interactions physico-chimiques et biologiques.

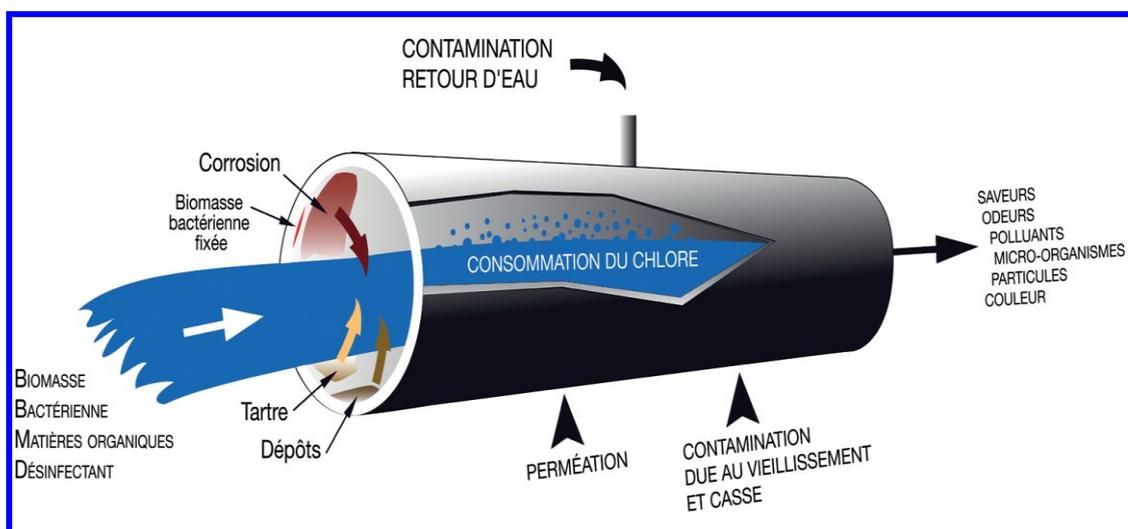


Figure 1.13 : Schéma d'un réseau réacteur (Levi, 1995)

Idéalement, la qualité de l'eau devrait changer le moins possible pendant son trajet jusqu'au point de consommation. Cela se produit lorsque l'eau est « biologiquement stable ». Pour atteindre la stabilité biologique, les services d'eau doivent produire une eau « biologiquement stable », et les réseaux de distribution doivent être exploités et entretenus de façon à réduire au minimum la détérioration de la qualité de l'eau. Il est important de reconnaître que l'eau traitée n'est pas stérile et contient des particules, des nutriments et une charge microbienne (**Figure 1.14**) (Liu et al., 2013a, 2013b). Lorsque cette eau entre dans les réseaux de distribution, diverses interactions et réactions biologiques et physico-chimiques ont lieu, auxquelles participent des microorganismes, des nutriments et des particules. C'est pourquoi les réseaux de distribution sont parfois qualifiés de « réacteurs ». Ces interactions dynamiques et complexes entraînent la formation de biofilms et de dépôts mobiles, lesquels contiennent des microorganismes. Par conséquent, cela peut entraîner une détérioration de la qualité de l'eau et causer divers problèmes, notamment des risques directs et autres pour la santé ainsi que des problèmes esthétiques, comme la couleur, la turbidité et un goût ou une odeur désagréable.

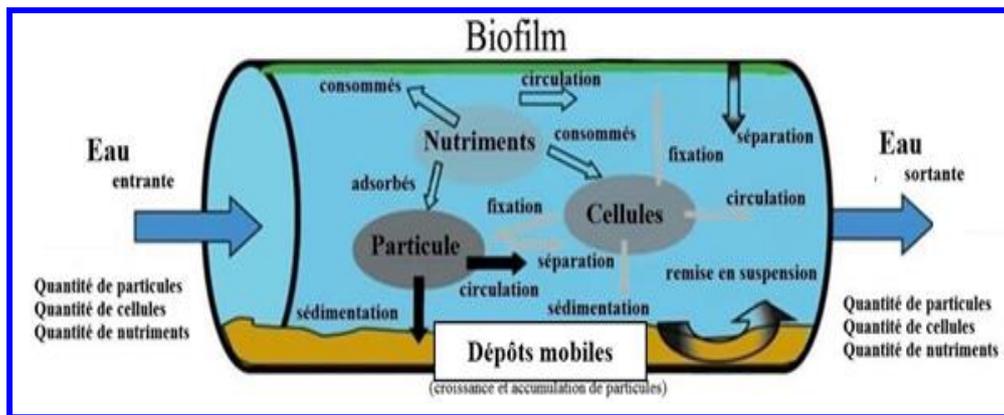


Figure 1.14 : Le réseau de distribution d'eau potable en tant que « réacteur » (source Santé Canada 2022)

La détérioration de la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution est complexe, et une multitude de facteurs et de mécanismes entrent en jeu (**Figure 1.15**). Pour de plus amples renseignements, on recommande de consulter Le Chevallier et al., (2015a, 2015b); (Prest et al., (2016 a))

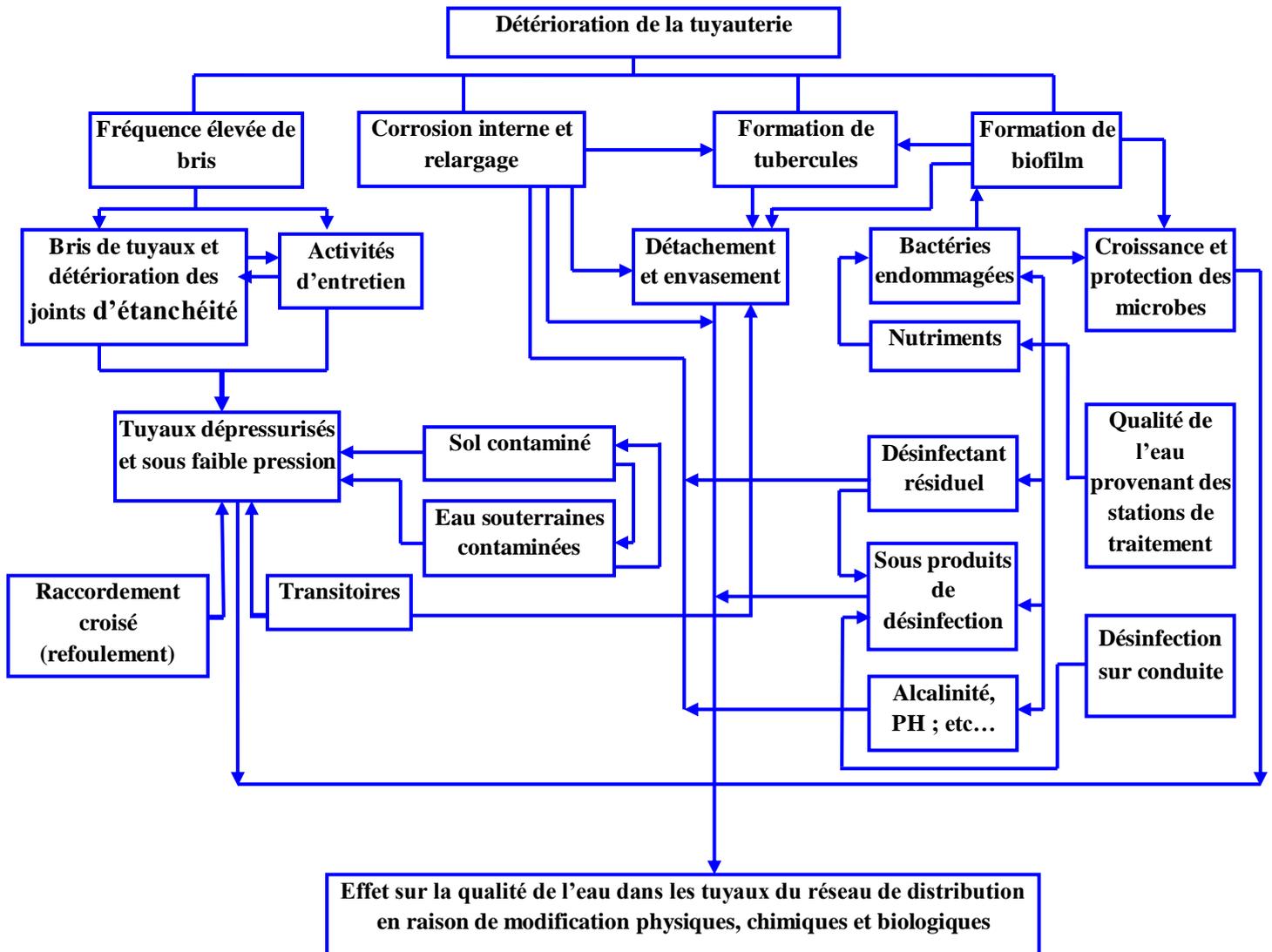


Figure 1.15 : Facteurs contribuant à la détérioration de la qualité de l'eau dans un réseau de distribution d'eau potable (source : Santé Canada 2022).

Le matériau de la tuyauterie peut influencer sur la croissance microbienne, ainsi que sur la formation de biofilms et la composition de ces derniers. Alors que des biofilms peuvent se former sur tous les matériaux de la tuyauterie, la biomasse des biofilms est généralement plus élevée sur les conduites en fer rouillées que sur les conduites en plastique non recouvertes, comme celles en PVC ou en polyéthylène (Wang et al., 2014a) Les différences dans les caractéristiques des surfaces (p. ex. la rugosité et la zone) ainsi que les propriétés chimiques de la tuyauterie influent sur l'adhérence microbienne.

1.5 Les effets des défaillances sur le fonctionnement des réseaux

La conséquence majeure des défaillances du réseau de distribution est sans aucun doute les pertes d'eau engendrées par ces dernières. Comme mentionné dans (Sturm *et al.* 2008b), la perte d'eau des réseaux de distribution est un problème universel dont le contrôle constitue un sujet d'actualité. Le NRW peut simplement être défini comme : « L'eau qu'une utilité de l'eau produit ou achète en vrac et distribué à ses clients pour laquelle elle ne produit aucun revenu ». La perte d'eau ou l'eau de Non-Revenu (NRW) représente l'inefficacité dans des opérations de la livraison et de mesure de l'eau dans des réseaux de transmission et de distribution et, pour quelques systèmes, peut s'élever à une importante proportion de production totale de l'eau. Les administrations de l'eau tentent de contrôler les valeurs du ratio d'eau non facturée (NRWR) dans des infrastructures de distribution d'eau durables et performantes. (Burak and Şişman 2021)

Les pertes d'eau, l'eau de non revenue (NWR) et l'eau non comptabilisée sont les termes les plus couramment utilisés pour désigner le gaspillage qui se produit dans le réseau d'approvisionnement. Le terme " eau non revenue " a remplacé le terme " eau non comptabilisée ", comme le suggère l'International Water Association (IWA) et comme le recommande l'American Water Work Association (AWWA, 2014).

En Algérie, l'état du réseau de distribution d'eau est tel que la maintenance corrective n'est effectuée qu'en cas d'éclatement des conduites et de fuites importantes. La surveillance des pertes d'eau au moyen de débitmètres et de capteurs de pression est assez coûteuse dans le cadre d'une infrastructure ancienne qui doit être remplacée. Une connaissance précise de la consommation d'eau permet de quantifier les volumes d'eau perdus sur le réseau. Mais même une évaluation exacte des pertes n'est pas encore suffisante pour éliminer toutes les fuites sur le réseau. Le calcul du NRW en tant que pourcentage de l'eau facturée par rapport à l'eau totale fournie au secteur est très imprécis (**équation 1.1**).

$$NRW = \left(\frac{\text{consommation facturée}}{\text{volume d'eau entré dans le réseau}} \right) \% \dots\dots\dots (1.1)$$

Pour être en mesure de gérer ce problème, il est important de comprendre les types de pertes qui se produisent dans les réseaux de distribution. Selon l'*International Water Association* (IWA), sur la base d'une différenciation purement physique, deux catégories majeures de pertes sont définies :

1.5.1 Les pertes vraies (physiques ou réelles)

Sont des pertes physiques de fuites, des éclatements et débordements du système pressurisé, jusqu'au point de doser sur les raccordements de service (**Figure 1.16**). Elles représentent la majorité des eaux non facturées, elle est définie comme étant la somme des fuites concernant

le réseau de distribution, et les défaillances des canalisations et des branchements, ainsi que sur les appareils et pièces spéciales (au niveau des joints et des emboitures des tés, cônes de réduction, divergents, brides ou plaques pleines....) . Les fuites proviennent essentiellement d'une mauvaise étanchéité des canalisations et de leurs accessoires. Les facteurs de risques sont multiples. Elles existent de façon systématique et ne peuvent jamais être éliminées complètement, même si tous les efforts de réduction sont mis en œuvre.



Figure 1.16 : Les pertes d'eau physiques

1.5.2 Les pertes apparentes (commerciales)

Elles résultent le plus souvent des fraudes de diverses natures touchant évidemment les branchements clandestins (non clientèle, fraudés, irréguliers), des erreurs concernant la gestion clientèle (le dysfonctionnement des compteurs, erreur lors de la relève de compteur, le forfait – contraire à la facturation au réel. (**Figure 1.17**).



Figure 1.17 : Les pertes d'eau apparentes

La Figure 1.18 regroupe l'ensemble des pertes physiques et apparentes d'eau dans les réseaux AEP :

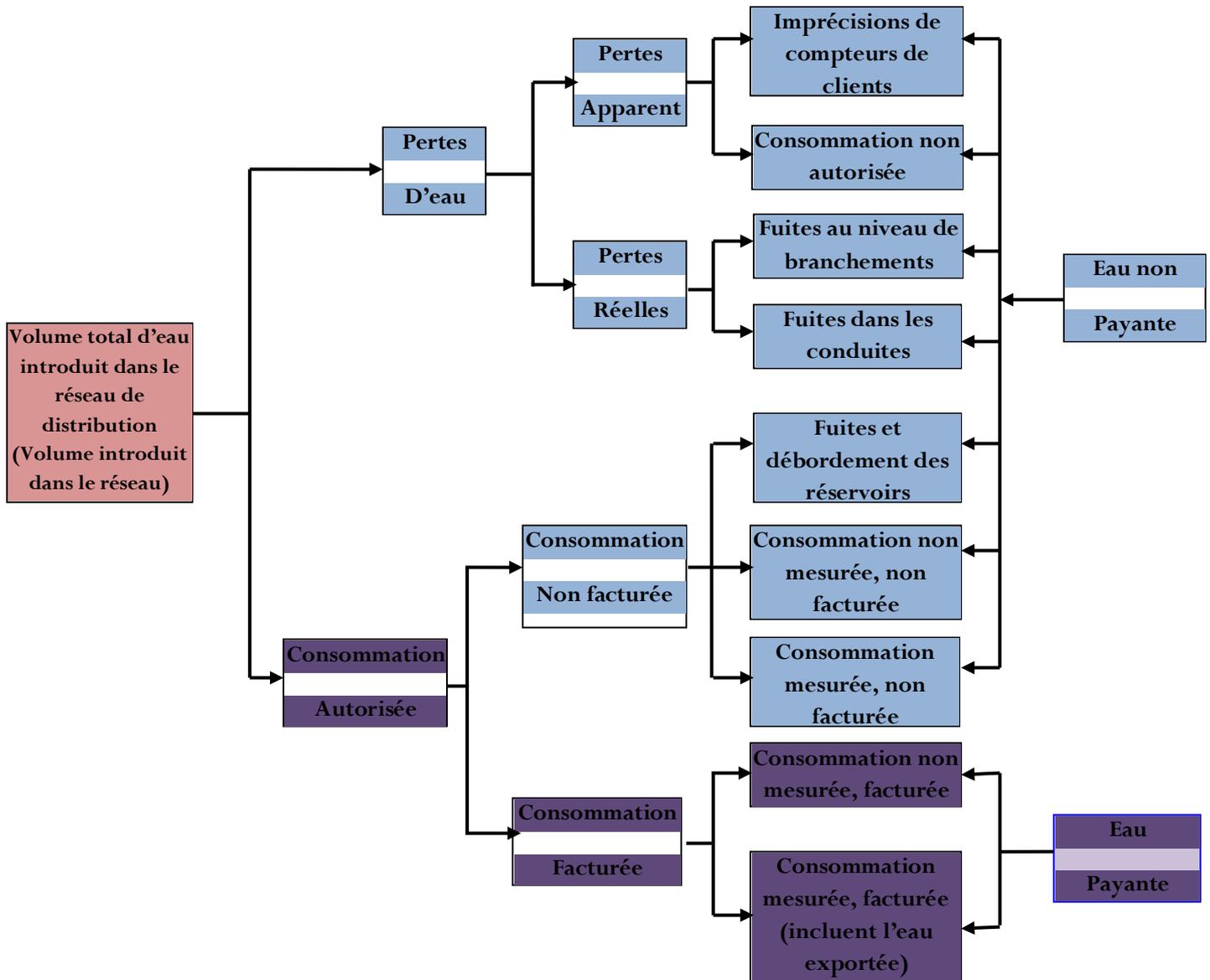


Figure 1.18 : Les pertes physiques et apparentes d'eau dans les Réseau AEP

La consommation non autorisée est rubrique difficile à estimer puisque nous n'avons aucune connaissance du nombre de branchements illégaux, nous en feront une estimation sur la base de la recommandation faite par Thorton selon laquelle la consommation non autorisée est estimable à **0,25%** du volume introduit dans le système.

Un niveau élevé de la perte vraie ou physique réduit la quantité de l'eau précieuse atteignant des clients, augmente les frais d'exploitation de l'utilité et rends les investissements de capitaux dans de nouvelles compréhensions de ressource plus grands. Un niveau élevé des

perdes apparentes ou commerciales réduit le courant de revenus principal à l'utilité. Le minimum théorique de pertes dans les RDEP est connu sous le nom de « pertes d'eau réelles inévitables » (AWWA, 2009). Tous les systèmes d'eau, même ceux qui sont nouvellement mis en service, présentent ces fuites inévitables. Cependant, le volume des pertes réelles qui est supérieur au minimum inévitable dépend des caractéristiques générales du réseau (types de conduites et mode d'assemblage) et de la politique de gestion de fuites appliquée par le service de l'eau. La **Figure 1.19** montre les composants typiques de l'eau de Non-Revenu dans un système de distribution

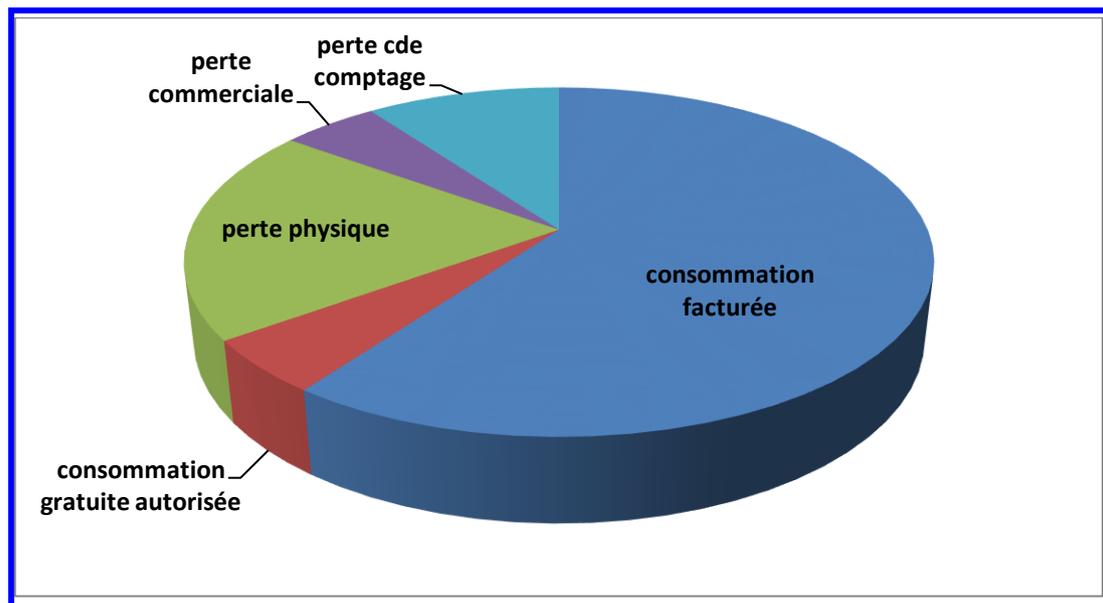


Figure 1.19 : composants du volume d'entrée de système de distribution

1.6 Pertes d'eau par les fuites

Il est important de faire la différence entre la perte totale d'eau et les fuites. Les fuites sont l'une des composantes de la perte totale d'eau dans un réseau, et comprend les pertes physiques quantitatives. Les fuites diffèrent par l'organe du réseau sur lequel elles apparaissent (branchements, canalisations), mais également par leur intensité. Certaines fuites sont de simples suintements alors que d'autres peuvent jaillir en surface générant des dégâts et des désagréments pour les riverains.

Trois grandes familles de fuites sont généralement admises :

- ❖ **Fuites signalées** : Appelées aussi fuites visibles ou localisées. La présence de ce type de fuites est caractérisée par un écoulement ou par une excavation en surface. Le débit de fuites est généralement important. (Renaud et al. 2009).

- ❖ **Fuites non signalées** : Appelées aussi fuites détectables non localisées. Ces fuites ne sont pas visibles en surface, elles n'apparaissent pas en surface ou qui échappent à l'attention du responsable, mais sont détectables lors de campagnes de recherches de fuites ou du suivi des débits de sectorisation
- ❖ **Fuites indétectables** : Appelées fuites diffuses. Il s'agit généralement du premier état d'une fuite. Ce type de fuite n'est pas détectable car le débit est très faible (suintement). Dans la littérature spécialisée, elles sont désignées comme des fuites de fond (background)

Cette décomposition est issue du concept BABE (Burst And Background Estimates), (Lambert, 1994). On peut considérer que chaque fuite passe successivement par ces trois états pendant un temps très variable (**Figure 1.20**). Un suintement peut mettre des années avant que l'orifice dont il est à l'origine devienne suffisamment gros pour entraîner un débit détectable puis visible en surface, tandis qu'une casse provoquée par un coup de bélier passera par l'état diffus et détectable pendant un temps quasiment nul.

Il peut être considéré que chaque fuite passe successivement par les trois états :

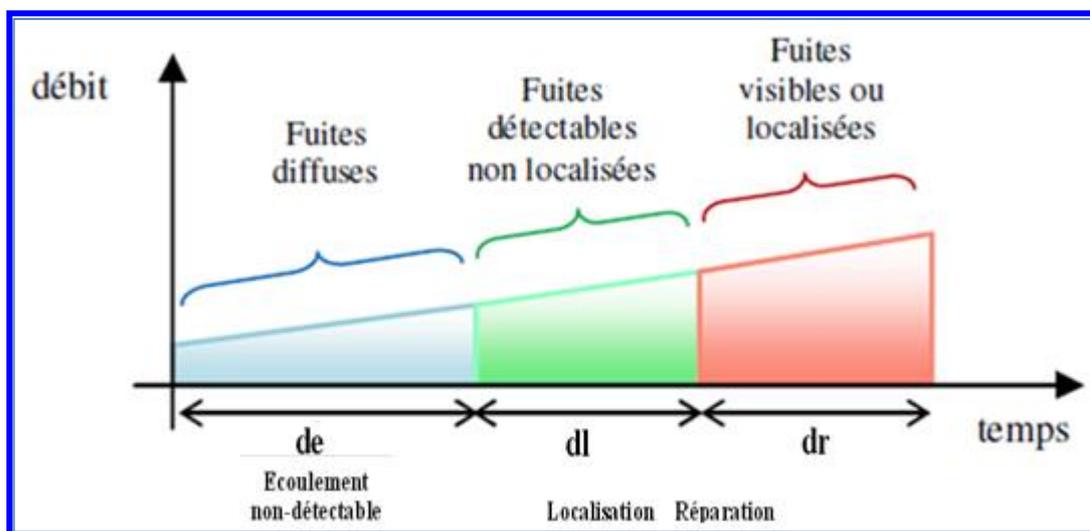


Figure 1.20 : Représentation des états successifs d'une fuite (RENAUD, et al. 2011)

Cette distinction entre les types de fuites est capitale dans la lutte contre les pertes car les actions à mettre en œuvre pour impacter les différentes classes diffèrent par leur méthode, leur faisabilité et leurs coûts. En effet, les casses manifestes vont être signalées rapidement en fonction de la réactivité du service et réparées dans un délai court, les fuites détectables ne seront détectées puis réparées que lors de recherche active de fuite, et enfin les fuites diffuses ne peuvent être éliminées que par renouvellement du tronçon et diminuée par baisse de pression (le lien entre la pression de service et le débit de fuite est exprimé dans de nombreux

travaux depuis l'élaboration du concept FAVAD par John May (1994). La définition et les méthodes d'interventions recommandées pour chaque type de fuite sont présentées dans la **Figure 1.21** :



Figure 1.21 : Types de pertes d'eau par les fuites et outils d'intervention associés

Tardelli Filho (2006) citée dans AWWA (2009)

De façon générale, plus la fuite est difficile à détecter, plus son débit sera faible et plus sa durée sera longue. Au fil du temps, il est probable que son débit augmente et qu'elle soit plus facile à détecter. De plus, la durée d'une fuite sur un branchement de service dont le Service des eaux n'est pas propriétaire est généralement plus longue. Par ailleurs, les fuites importantes sur les conduites de grand diamètre sont difficiles à détecter étant donné que le son se propage moins sur les conduites de grand diamètre. Le volume de fuite sur un territoire donné pour une période choisie, peut être schématiquement exprimé (voir **Figure 1.22**) selon la formulation suivante : (Renaud et al.2011)

$$V_{fuites} = \sum_{i=1}^n q_i(t) \cdot (de_i + dl_i + dr_i) \dots\dots\dots (2.2)$$

- ▶ V_{fuites} : Volume global des fuites ;
- ▶ V_i : Volume de la $i^{\text{ème}}$ fuite ;
- ▶ n : Nombre de fuites (canalisations et branchements) ;
- ▶ $q(t)_i$: Débit instantané de la $i^{\text{ème}}$ fuite
- ▶ de_i : Durée d'écoulement non détectable de la fuite ;

La formulation du volume de fuite permet d'identifier les facteurs sur lesquels il est possible d'agir pour réduire le volume des fuites et de faire le lien entre ces facteurs les types d'actions de lutte contre les fuites.

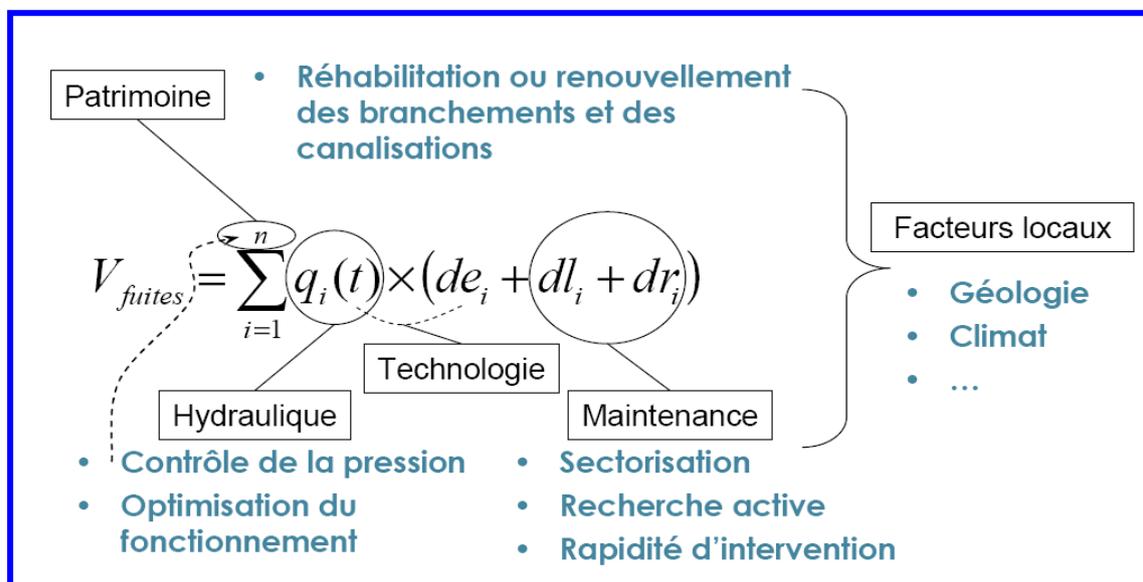


Figure 1.22: Facteurs d'influence du volume de fuite (Renaud et al.2011)

Cette formulation permet de mettre en évidence les leviers sur lesquels il va être possible de jouer pour réduire le volume de pertes :

- ▶ n , le nombre de fuites pourra être limité en rénovant le réseau et en limitant les stress hydrauliques ;
- ▶ $q_i(t)$, le débit de fuite peut être réduit en limitant la pression ;
- ▶ de_i , la durée d'écoulement non détectable est tributaire de la performance des technologies de recherche utilisées ;
- ▶ dl_i , la durée du seuil de détection à la localisation dépend de l'effort de recherche réalisé ;
- ▶ dr_i , la durée nécessaire à la réparation dépend des moyens mis en œuvre par l'exploitant pour réparer vite.

Il est à noter que les valeurs des débits et durées peuvent être très variables d'une fuite à une autre. Par exemple, une casse provoquée par un coup de bélier pourra avoir des valeurs de i et dl_i quasiment nulles et un débit très important tandis qu'à l'inverse, le suintement d'un joint pourra avoir une valeur de i de plusieurs années avec un débit très faible. Ces cas extrêmes sont illustrés dans les **Figures 1.23**.

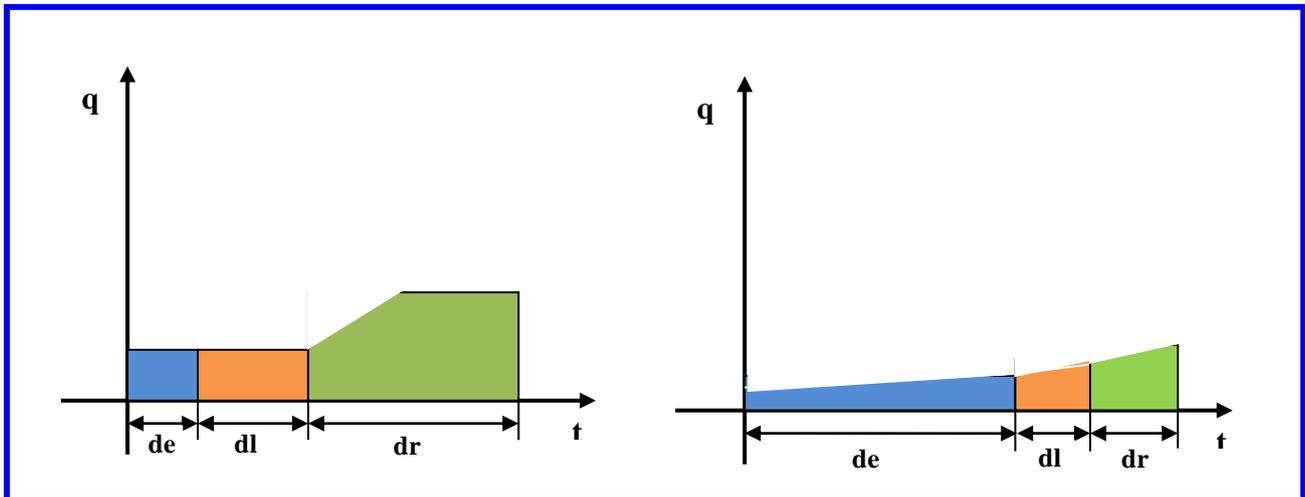


Figure 1.23 : Cas extrêmes d'une fuite (Renaud et al.2011)

L'évolution du niveau de vétusté d'un réseau dans le temps est fonction d'une multitude de facteurs, détaillés dans les sections précédentes. Ces nombreux facteurs vont venir, selon les conditions locales, accélérer ou ralentir les phénomènes de dégradation des infrastructures. Par ailleurs, l'optimisation des opérations d'exploitation et de maintenance des réseaux vont permettre un accroissement de la durée de vie des infrastructures. Un débit insuffisant peut faciliter la formation des dépôts dans les canalisations. Une pression trop faible posera des problèmes pour l'alimentation des points hauts mais n'engendrera pas de casses au niveau des conduites. En revanche, une pression trop forte provoquera des fuites et des casses au niveau des points les plus fragiles du réseau. Les variations brusques de débit engendreront, elles, des coups de bélier générateurs de fatigue progressive des tuyaux, d'endommagement des joints, voire de casses. L'entretien et la maintenance régulière des organes régulateurs de pression constituent donc des tâches essentielles pour la préservation du patrimoine « réseau d'eau potable ». Elles vont avoir un impact positif sur la durée de vie des infrastructures. Enfin le temps de séjour de l'eau, déterminé par le dimensionnement et le fonctionnement hydraulique du réseau, dégradera la qualité de l'eau s'il est trop élevé. Il sera alors nécessaire de modifier la configuration du réseau (abandon de conduites, sectorisation...) pour atteindre des temps de séjour acceptables en tout point du réseau. Ce type d'intervention sur le patrimoine peut être d'une grande ampleur et d'une certaine complexité lorsqu'il s'agit de corriger une longue évolution historique d'un réseau.

1.6.1 Les impacts des fuites

L'une des conséquences des fuites est la perte en eau. Les pertes en eau sont responsables de l'abaissement du rendement des réseaux de distribution dans le monde.

Généralement, le NRW est un indicateur de la performance opérationnelle du réseau de distribution. Un service public ne peut pas fonctionner efficacement s'il ne réalise pas des revenus. Cette notion est soutenue par "Kingdom et al (2006)" qui indiquent qu'une moyenne de 48 milliards de mètres cube d'eau est perdue chaque année, ce qui coûte aux services publics environ 14 milliards de dollars. Ils affirment, en outre, que sur le total de l'eau perdue dans le monde, 55 % sont perdus dans les pays en développement. Par conséquent, l'infrastructure et la performance opérationnelle dans les pays en développement sont fortement compromises. Les pertes d'eau n'ont pas seulement des dimensions économiques et environnementales, mais aussi des dimensions sanitaires et sociales. En particulier, les fuites entraînent souvent une interruption de service et peuvent entraîner une détérioration de la qualité de l'eau par l'intrusion d'agents pathogènes (Karim et al., 2003 ; Almandoz et al., 2005). L'eau contaminée peut s'infiltrer dans le réseau de canalisations par de petites fuites et fissures lorsque la pression de l'eau extérieure devient supérieure à la pression de l'eau dans la canalisation. La réduction des niveaux de NRW s'apparente à un défi de gestion crucial. Les services de distribution d'eau du monde entier doivent œuvrer afin de réduire le NRW au niveau économiquement soutenable de fuites. Les données actuelles (Liemberger & Alan Wyatt, 2019) indiquent que l'eau non facturée a un impact économique significatif. Selon "Liemberger & Alan Wyatt, 2019" les pertes d'eau à travers le monde est estimée à 126 milliards de mètres cubes d'eau, ce qui représente une perte économique d'un montant de 39 milliards de dollars chaque année (**Figure 1.24**).

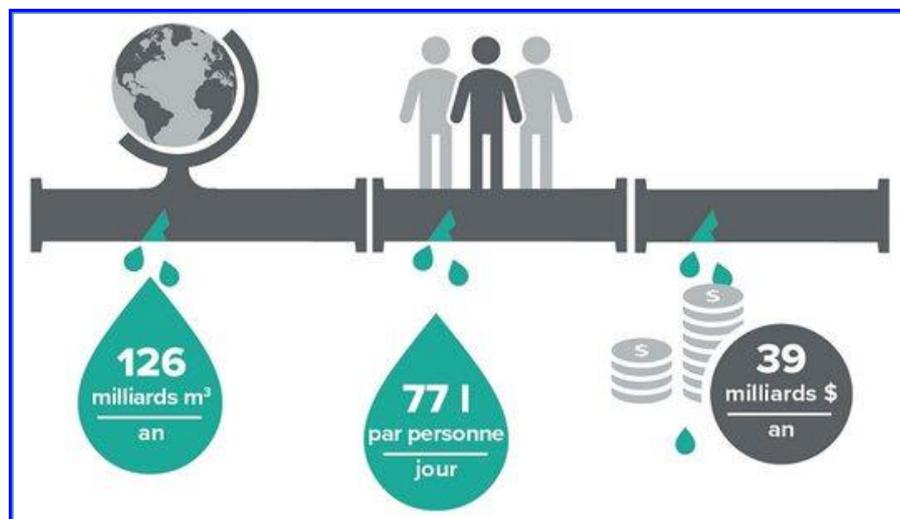


Figure 1.24 : pertes économiques produites par le NRW

Le volume global de NRW a été calculé à 346 millions de mètres cubes par jour ou 126 milliards de mètres cubes par an. Pour mettre cela en perspective, ce volume annuel représente environ 70 % du débit moyen du fleuve Niger – le principal fleuve d'Afrique de

l'Ouest, et près de 50 % du débit moyen du Gange en Inde. Mais plus important encore, l'ensemble NRW représente 30% des volumes d'entrée des systèmes d'eau à travers le monde. Dans le monde, les niveaux de NRW oscillent entre 5% environ et 80% ; la moyenne se situant à 40% et à 26% en Europe (Figure 1.25 et 1.26)

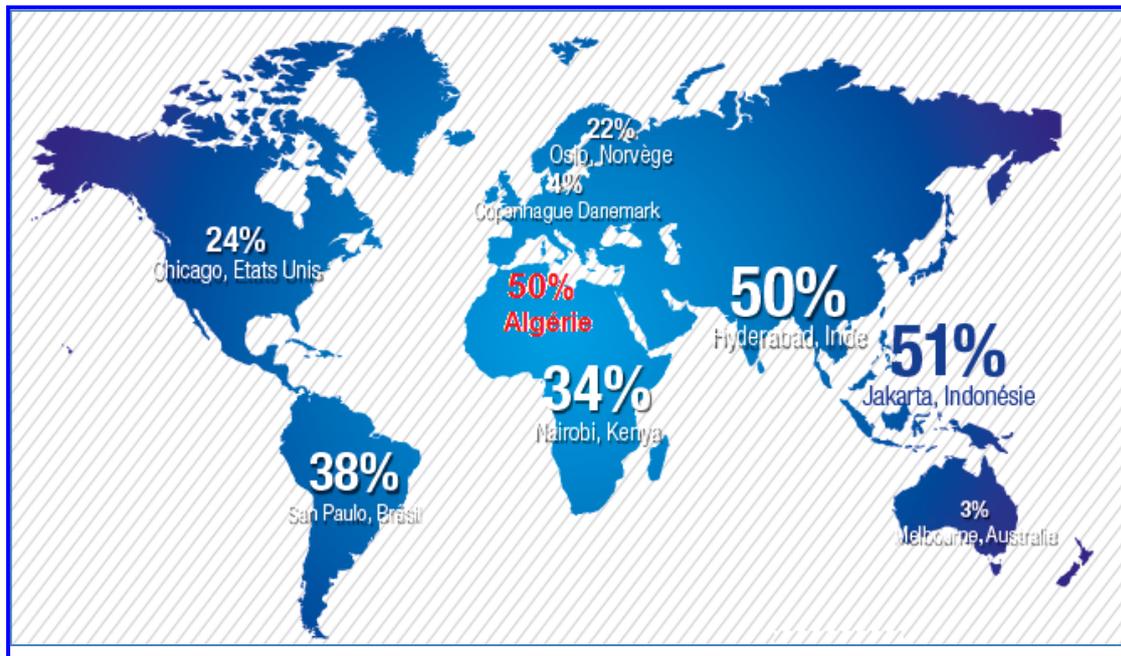


Figure 1.25 : Taux d'eau non génératrice de revenus dans le monde

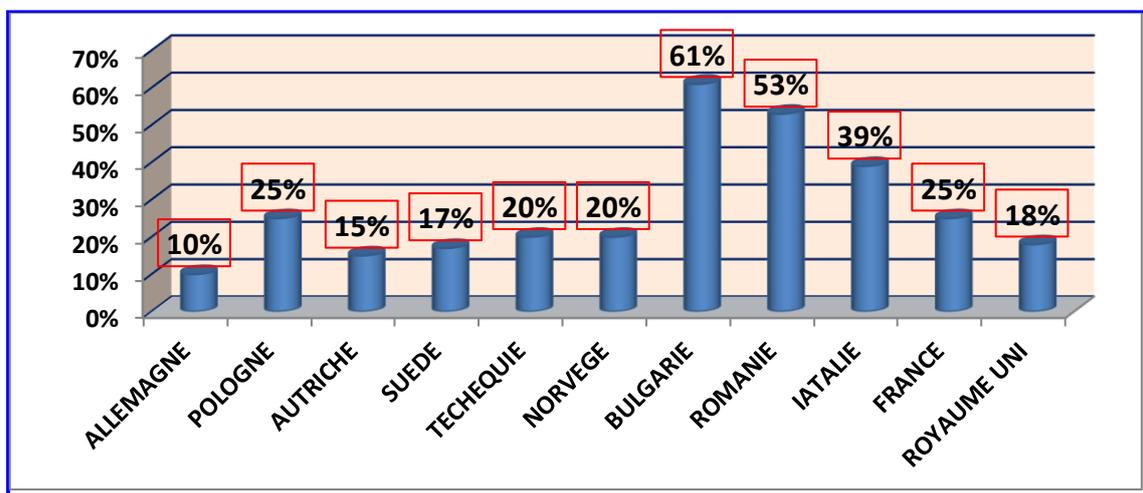


Figure 1.26 : Taux des NRW dans certains pays de l'Europe

Selon une nouvelle étude de l'observatoire des services publics d'eau et d'assainissement, sur les 5,1 milliards de mètres cubes d'eau mis en distribution en 2017, un milliard s'est perdu dans la nature à cause des fuites, soit 20 %. C'est l'équivalent de la consommation annuelle d'environ 18,5 millions d'habitants, note l'observatoire. Le taux de fuite se situe à 21 % au

Royaume-Uni ou 38 % pour l'Italie Chaque année, un total colossal de 1 300 milliards de litres d'eau sont perdus dans la nature soit l'équivalent de 430 000 piscines olympiques. Le taux de fuite est de 21%, au Royaume-Uni, la Belgique 27% et l'Italie 38%. L'amélioration en France du taux de rendement jusqu'en 2000 a néanmoins permis d'économiser 1,1 milliard de mètres cube d'eau potable par an alors même que la population a augmenté de 4,5 millions d'habitants. En moyenne, les pays de régions MENA ont entre 20% et 60% de pertes comme le montre la **Figure 1.27**.

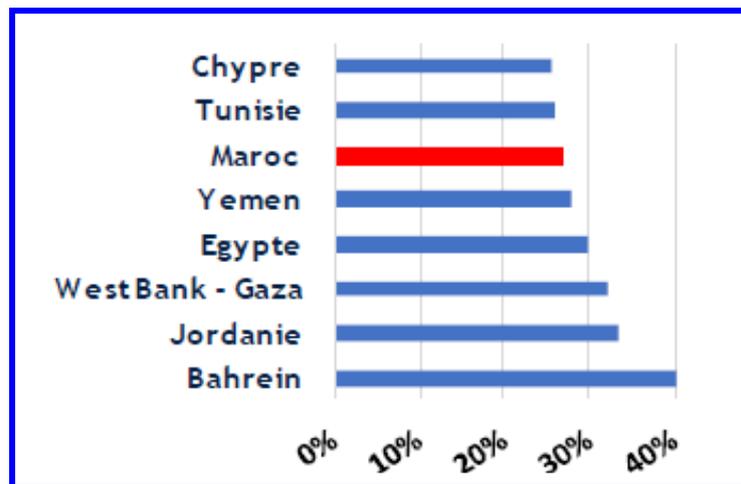


Figure 1.27: Pertes physiques moyennes dans les zones urbaine de la région MENA
(IBNet, Dahan Stephane. 2017)

Les scénarios de gestion des pertes d'eau dans les pays développés sont différents de ceux des pays en développement. La principale différence réside dans les stratégies des services publics d'eau de ces pays.

Les services d'eau des pays développés ont réussi à réduire leurs pertes d'eau à des niveaux acceptables et gérables. Dans la ville grecque de Larissa, la NRW a été estimée à 34 % (Kanakoudis et Tsitsifli, 2010), tandis que pour l'Italie le NRW se situe entre 15 et 60 % (Fantozzi, 2008). De plus, le NRW en Portugal oscille entre 20 et 50 % (Marques et Monteiro, 2003). Les Pays-Bas ont signalé des fuites de 3 % à 7 % de l'apport d'eau de distribution (Beuken et al., 2006). Les États-Unis ont un NRW moyen de 15% (Beecher, 2002). Au Royaume-Uni, environ 20 à 23 % de l'eau distribuée est perdue par fuite (OFWAT, 2010). Selon "Carpenter et al (2003)", les niveaux de NRW pour l'Australie varient de 9,5 à 22 %, avec une valeur moyenne de 13,8 %. D'autre part, les niveaux de fuite pour l'Ontario, au Canada, varient de 7 à 34 %. La grande variation des pertes d'eau dans un pays implique une incohérence dans la manière dont les pertes d'eau sont gérées au sein d'un même pays.

Dans les pays en développement, environ 45 millions de mètres cubes d'eau sont perdus chaque jour par les fuites d'eau dans les réseaux de distribution et 30 millions de mètres cubes sont distribués chaque jour aux clients, mais ils ne sont pas facturés pour des raisons

différentes, telles que le vol, la corruption des employés, mauvais compteur et contrebande d'eau (Kingdom et al., 2006). Un pourcentage élevé d'eau non payante indique normalement une gestion médiocre des services d'eau, une faible responsabilisation et le manque de compétences techniques et de gestion nécessaires.

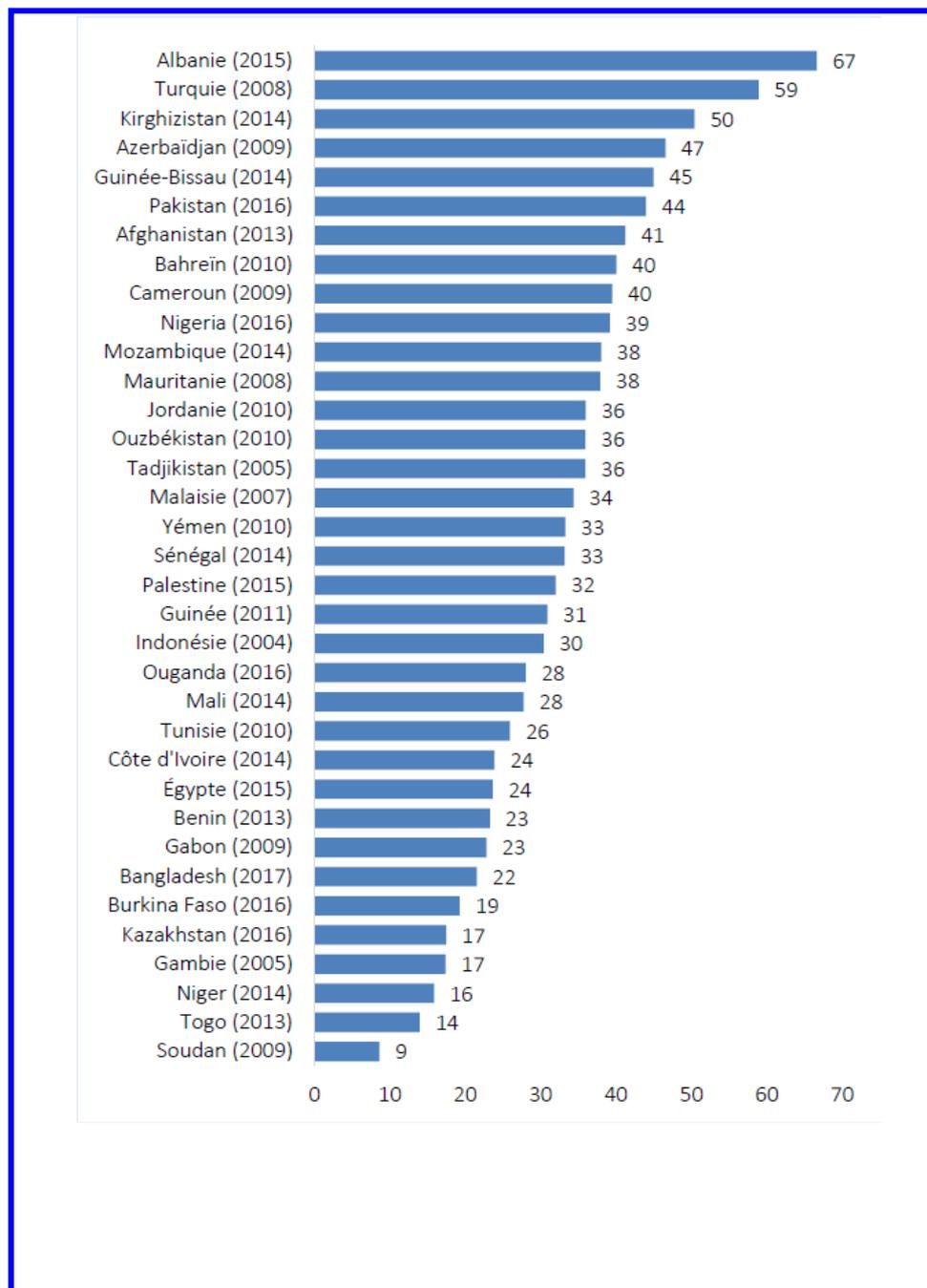


Figure 1.28: Taux de pertes dans différents pays

(Source: Base de données IBNET (International Benchmarking Network).

(<https://www.ib-net.org>)

Dans les services publics d'eau d'Amérique latine, des niveaux de NRW de 40 % à 55 % sont documentés. Au Brésil le NRW est de l'ordre de 39 %. Un NRW allant de 4,4 % à Singapour à 63,8 % à Maynilad. En Afrique, des chiffres de NRW allant de 5% dans certaines villes sud-africaines à 70% au Libéria ont été signalés (WSP, 2009). Le Zimbabwe a enregistré jusqu'à 60 % du NRW (Ville de Harare, 2011). La limite supérieure dans les pays en développement renseigne sur la gravité du problème de la perte d'eau. Cet état des lieux interpellent, les pays en développement de s'intéresser sérieusement à la problématique des pertes.

L'utilisation et la distribution de l'eau dans l'OCI (Organisation de Coopération Islamique) sont sous-optimales. Les niveaux de l'eau non facturée - *qui reflètent les volumes des pertes d'eau dues aux fuites, non facturés aux clients, ou les deux* - doit être réduite, en particulier dans les pays où les pertes sont élevées comme l'Albanie, la Turquie et le Kirghizstan, où les pertes annuelles d'eau dues aux fuites s'élevaient à plus de 50 %. En général, les gouvernements doivent reconnaître l'ampleur de la mauvaise utilisation de l'eau douce, l'abus et les crimes, et le prix de l'approvisionnement en eau et des services d'assainissement afin de refléter de façon plus appropriée leur valeur économique, tout en prévoyant des dispositions pour les personnes vivant dans la pauvreté. La religion islamique peut servir de puissant instrument permettant d'influencer les décisions des gens concernant l'eau dans leur vie quotidienne. Les organisations religieuses devraient plaider en faveur de la protection de l'eau douce d'un point.

Dans les réseaux d'alimentation en eau potable, l'eau non comptabilisée en Algérie est évaluée entre 40 et 50% (pertes techniques et pertes commerciales confondues, ces dernières occupant une partie relativement importante), ce qui est inacceptable aussi bien sur le plan écologique qu'économique.

La lenteur des progrès en matière de réduction des pertes en eau dans les pays en développement se caractérise par des interférences politiques et une résistance institutionnelle au changement (Savanije et van der Zaag, 2002 ; Gumbo et van der Zaag, 2002). L'une des principales causes de la lenteur des progrès est que les services publics et les compagnies d'approvisionnement en eau n'ont pas réinvesti les fonds nécessaires pour la réhabilitation du réseau. La plupart des revenus collectés par les opérateurs de l'eau sont détournés vers d'autres usages au lieu de les investir dans l'entretien et la modernisation des systèmes de distribution d'eau.

Les impacts sont nombreux et se retrouvent, par exemple, sous forme de :

- ▶ Prélèvements excessifs dans les cours d'eau et les nappes mettant en danger la ressource eau ;
- ▶ Coûts variables supplémentaires sur le traitement et la distribution d'eau potable ainsi que sur la collecte et le traitement des eaux usées ;
- ▶ Mobilisation inutile de la capacité des installations construites pour assurer ces mêmes fonctions. Investissements inutilement avancés pour augmenter la capacité des installations ;
- ▶ Dommages à la propriété publique et privée découlant des fuites (**Figure 1.29**);

- Détérioration de l'image de gestionnaire du réseau de distribution à la suite de fuites répétées.



Figure 1.29 : Impact des fuites

Chapitre II

La Performance des réseaux

Chapitre II :

La Performance des réseaux

2.1 Introduction

Le réseau constitue la pièce majeure du service d'eau. C'est une infrastructure importante à la fois par sa fonction (transporter l'eau jusqu'à chaque usager) et par sa valeur financière. Le réseau représente souvent l'investissement le plus important.

- ➡ Qu'est-ce qu'un service performant ?
- ➡ Comment des services publics peuvent-ils être considérés comme performants ? Qui peut en juger ?
- ➡ Sur quels critères ?

Ce sont évidemment ceux qui ont besoin d'eau potable, utilisateurs des services et ayants-droits non desservis, mais aussi ceux qui en supportent le coût, utilisateurs. Ils sont les mieux à même de dire si le service public leur paraît satisfaisant ou non. Ils peuvent juger de l'effectivité du service, de sa réalité et de sa qualité en particulier pour ce qui les concerne. Ils n'ont cependant pas forcément toutes les informations permettant de juger sa performance en termes d'efficacité ou de durabilité. Souvent, seuls les acteurs de la chaîne complexe permettant la délivrance du service disposent des compétences techniques, des moyens de comparaison et des informations permettant d'apprécier ces autres dimensions de la performance du service. Par ailleurs, on peut en toute simplicité, avancé qu'un réseau performant est un réseau où les fuites sont limitées.

L'une des conséquences des fuites est la perte en eau. Les pertes en eau sont responsables de l'abaissement du rendement des réseaux de distribution dans le monde. Ces pertes pousseraient les compagnies d'eau à hausser leurs productions avec le risque de surexploiter une ressource déjà fortement menacée par les bouleversements climatiques et les pollutions en tout genre.

Les indicateurs fournissent des éléments clés de décision. La mesure de performance par des indicateurs portant sur les résultats qualitatifs du service apparaît comme un outil propre à améliorer la maîtrise de la gestion (Schneider, 2001).

Les indicateurs techniques permettent aux décideurs d'avoir des grandeurs représentatives de l'état du réseau et de son fonctionnement. Les indicateurs doivent être analysés au regard de valeurs de référence et en fonction de leur évolution dans le temps. En reflétant l'état du réseau, les indicateurs permettent d'identifier les problèmes et de définir des zones à surveiller ou d'établir une stratégie d'intervention.

Les indicateurs, en nombre limité et souvent assez simples à calculer, sont hiérarchisés de manière à guider le choix des services d'eau. Pour une meilleure gestion et exploitation du réseau d'alimentation en eau potable, des indicateurs de qualité sont judicieusement choisis

pour évaluer l'état de fonctionnement du réseau et assurer la pérennité du service rendu (Abdelbaki et al., 2011) (Allal et al., 2012). Les indicateurs sont calculés en se basant sur les données des volumes produits, mis en distribution, consommés, comptabilisés au niveau du groupement urbain de la région d'étude...ainsi qu'à la qualité de service rendu aux abonnés, à la qualité des travaux de réparation et de réalisation et la pression de au niveau du réseau. L'analyse temporelle de l'évolution des rendements et indices semble adaptée pour traduire l'amélioration ou la dégradation de l'efficacité fonctionnelle du réseau(Masmoudi, 2009).

L'idée de la mesure de performance pour les services d'eau n'est pas nouvelle puisqu'elle remonte aux années 30 comme l'indique Paralez (2001). Cependant, des bases solides pour sa mise en pratique n'ont été formulées que récemment. Différentes études de l'IWA (Alegre et al. 2000), de Marques et Monteiro (2001) montrent l'intérêt porté à ce domaine au début des années 2000.

Schneider (2001) présente dans sa thèse la justification, les possibilités et les attentes liées à cet outil :

- ▶ permettre aux autorités concédantes d'évaluer la prestation du gestionnaire,
- ▶ déceler une situation anormale, orienter les actions correctives pour améliorer la performance,
- ▶ favoriser une communication claire entre les différents acteurs du service de distribution.

Elle souligne que l'utilisation des indicateurs de performance pour juger la performance peut prendre la forme d'une comparaison interannuelle (ne pas faire moins bien que l'année précédente) ou interservices (atteindre un niveau observé ailleurs).

En Algérie, l'indicateur usuellement retenu pour quantifier les pertes est le rendement qui représente le rapport entre les volumes introduits dans le réseau de distribution et les volumes consommés. Un second indicateur, beaucoup plus courant à l'étranger, est l'indice de pertes linéaire (ou par branchement), c'est-à-dire le volume de pertes rapporté à la longueur de réseau (ou bien au nombre de branchements). Un dernier indicateur vient d'être proposé récemment par Alan Lambert (Lambert et al. 1999) et repris par l'IWA. Baptisé Index International de Fuites (ILI pour International Leakage Index), il fait le rapport entre le niveau de perte constaté et le niveau minimum de perte correspondant aux caractéristiques du réseau concerné. Comment choisir parmi ces diverses possibilités ?

Cet indicateur est absolument inconnu en Algérie. Il est peu probable qu'un consensus s'établisse pour l'introduire de manière généralisée. Plus fondamentalement, il risque d'être difficile à calculer dans beaucoup de services.

La difficulté de mesure ne se pose pas en Angleterre, d'où Alan Lambert est originaire. Les comptages chez les usagers ne sont introduits que depuis quelques années et sont encore peu répandus si bien que les services d'eau ont dû systématiquement construire des modélisations des réseaux et des consommations. De plus, la pression fait partie des facteurs contrôlés par le régulateur. Les compagnies d'eau privatisées, qui ont une échelle bien supérieure à celle de nombreux services algériens, ont donc investi dans la modélisation hydraulique, intégrant des données fines sur la pression. Il leur est relativement facile d'obtenir les données nécessaires

au calcul de l'ILI. Ces conditions sont loin d'être remplies en Algérie. La connaissance des réseaux est, dans bien des cas, trop lacunaire. La distribution des pressions est exceptionnellement suivie et nécessiterait d'investir dans des systèmes de mesure supplémentaires (modélisation ou réseau de piézomètres). Or l'ILI est, par construction, extrêmement sensible à une erreur sur la pression.

Une approximation sur cette donnée entache le résultat final d'une incertitude élevée. La longueur des branchements est de même difficile à obtenir avec précision, ce qui ajoute encore à l'imprécision du résultat. Une dernière raison joue en la défaveur de cet indicateur. Dans un contexte de régulation, les indicateurs doivent être transparents et, autant que possible, vérifiables par un audit externe. L'utilisation d'un modèle hydraulique et la relative complexité du calcul rendent ce contrôle difficile. Le régulateur est contraint d'accepter les résultats de l'exploitant sans pouvoir facilement effectuer de vérifications. L'opacité joue en défaveur de cet indice dans un cadre de régulation. Il reste donc deux familles d'indicateurs à considérer : les rendements et les indices de pertes. Le groupe de travail "indicateurs de performance" de l'IWA a tranché en faveur de l'indice de pertes. Le rendement est un indicateur environnemental ou économique, avant d'être un indicateur de l'état du réseau. Le rendement est avant tout un indicateur du gaspillage de la ressource puisqu'il compare les volumes prélevés dans le milieu (volume produit directement par le service plus éventuellement volumes importés, produits par un autre service) avec les volumes consommés. Il peut également intervenir dans un calcul économique : plus le rendement est faible, plus le volume produit pour une consommation donnée devra être important et plus les charges proportionnelles au volume produit seront élevées. Cette approche a été particulièrement théorisée en Angleterre avec le principe du "niveau économique de fuite". La comparaison entre le surcoût de production et le surcoût de recherche de fuites, induits par une dégradation du rendement, permet de guider le choix entre différentes solutions techniques (réalisation ou non de recherche de fuites, réhabilitation du réseau ou construction de nouvelles infrastructures de production...). Le rendement est dépendant de la consommation. Le rendement, bon indicateur de gaspillage environnemental ou économique, ne traduit qu'indirectement l'état du réseau, car il est fonction de la consommation

2.2 Les volumes des réseaux d'AEP et les indicateurs de pertes

Il convient tout d'abord de se familiariser avec les différents volumes entrant en jeu dans l'étude des réseaux d'AEP et les indicateurs de pertes préconisés. Ces volumes sont schématisés dans de nombreux articles avec quelques variantes. Une présentation schématique simplifiée, localisant les principaux volumes dans le réseau est présentée en **Figure 2.1**

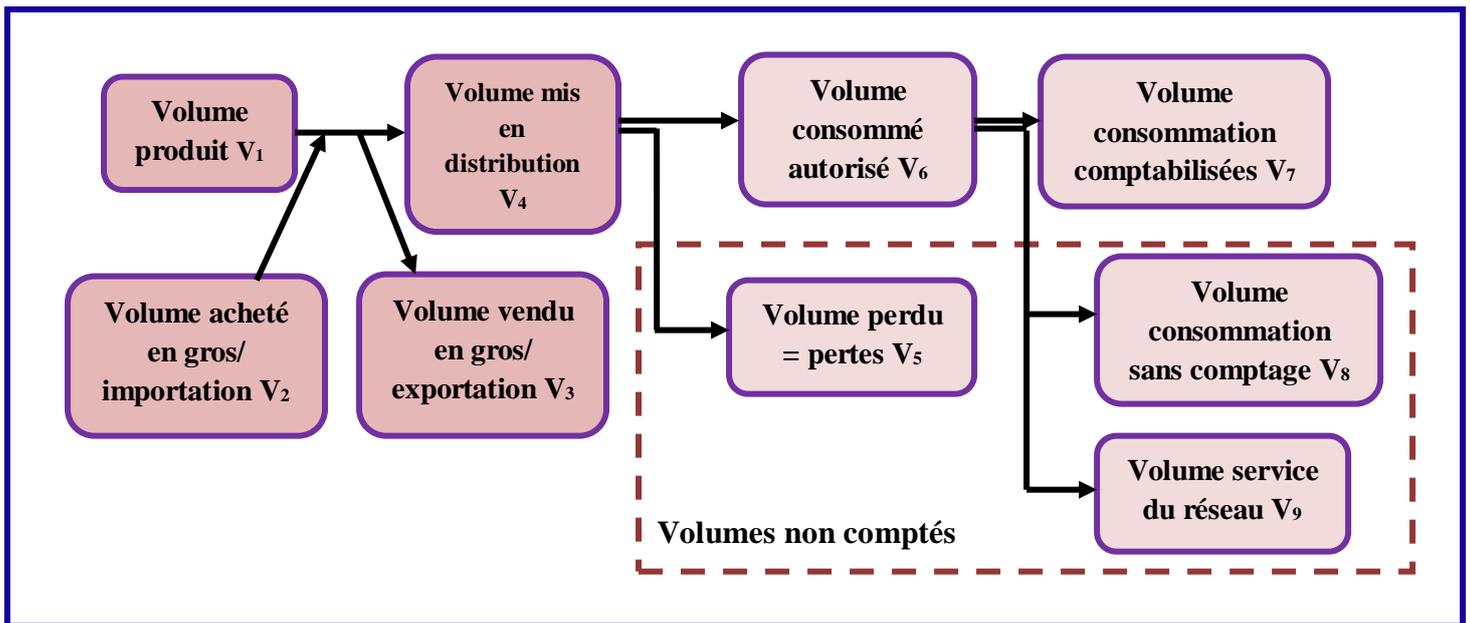


Figure 2.1 : Diagramme de représentation des volumes du système de distribution
(Renaud et al. 2012)

Ce système n'intègre pas la partie du système AEP qui concerne l'eau brute. On notera que : (Ettouhami ,2014)

- **V₁ ou volume produit** : Volume issu des ouvrages de production du service et introduit dans le réseau de distribution.
- **V₂ ou volume importé** : Volume d'eau potable en provenance d'un service d'eau extérieur.
- **V₃ ou volume exporté** : Volume d'eau potable livré à un service d'eau extérieur.
- **V₄ volume mis en distribution** : Il s'agit du volume introduit dans le réseau de distribution d'eau potable. Il résulte de la somme algébrique des volumes produits, importés et exportés :

Volume mis en distribution = volume produit + importé - exporté

$$V_4 = (V_1 + V_2 - V_3)$$

- **V₅ ou pertes** : Il s'agit de la différence entre le volume mis en distribution et le volume consommé autorisé.

$$V_5 = (V_4 - V_6)$$

- **V₆ ou volume consommé autorisé** : C'est la somme de tous les volumes utilisés sur le réseau de distribution. On distingue en général les volumes consommés

comptabilisés et les volumes non comptabilisés pour lesquels une estimation est réalisée :

$$V_6 = (V_7 + V_8 + V_9)$$

- ➔ **V₇ ou volume comptabilisé** : Il s'agit de la somme des volumes comptabilisés domestiques et non domestiques. Ce volume résulte des relevés des appareils de comptage des abonnés.
- ➔ **V₈ ou volume consommateurs sans comptage** : Volume estimé utilisé sans comptage par des usagers connus avec autorisation
- ➔ **V₉ ou volume de service du réseau**

2.3 La performance du réseau

Il n'est pas aisé d'apprécier objectivement la performance d'un service public d'eau. La performance peut être mesurée par une batterie d'indicateurs techniques rendant assez bien compte de la réalité du service rendu aux utilisateurs. Afin de réaliser ses objectifs, l'exploitant du service d'eau doit essayer d'atteindre un niveau élevé d'efficacité et d'efficacités.

- ▶ L'efficacité mesure la relation entre les ressources utilisées par l'exploitant du service et les objectifs.
- ▶ L'efficacités mesure la relation entre les résultats atteints et les objectifs.
- ▶ Les indicateurs de performance (IP), mesures quantitatives d'un aspect spécifique de la performance de l'exploitant ou de son service, permettent un suivi et une évaluation de l'efficacité et de l'efficacités de façon assez simple et efficace.

Ces outils d'évaluation sont utilisés couramment comme instruments de mesure dans de nombreux secteurs industriels dans le monde entier et, depuis une décennie, leur usage dans le secteur de l'eau s'est beaucoup développé.

Le but d'un indicateur de performance (PI) est double, il aide à mesurer des changements de performance de NRW avec l'heure et à permettre la comparaison inter-installations et à fournir des conseils sur fixant des objectifs. Il est important d'avoir normalisé les indicateurs de performance, calculé selon une méthodologie bien définie et employé la définition standard. Il y a plusieurs IPs traditionnels pour la mesure de la perte d'eau dans des systèmes de distribution, mais certains sont meilleurs que d'autres, et d'autres peuvent être inadéquats pour des circonstances particulières. (Lambert et al 1999).

Les manuels IWA comportent un système complet d'indicateurs de performance qui peut être utilisé tel qu'il est, complété par d'autres éléments ou simplifié à travers la sélection d'une partie de ses éléments, afin de répondre aux besoins particuliers des utilisateurs. L'utilisation de ces données chiffrées peut répondre à plusieurs objectifs :

- ▶ aider la collectivité à suivre l'évolution du service et à contrôler sa gestion,
- ▶ évaluer la qualité des prestations à travers des indicateurs communs,
- ▶ faciliter les négociations lors de l'attribution des contrats de délégation,
- ▶ informer les usagers à travers des indicateurs Synthétiques.

Les indicateurs de performance sont de nature à faciliter la maîtrise des services d'eau par les collectivités locales, mais, aussi pertinents soient-ils, ces quelques chiffres ne peuvent pas suffire à traduire la qualité du service (Alegre et al 2000).

Pour atteindre ces objectifs, il est indispensable de retenir des indicateurs simples, pertinents, représentatifs et reconnus par l'ensemble des acteurs : collectivités, exploitants, usagers, services de l'Etat... L'intérêt essentiel de ces outils réside dans le suivi de leur évolution. Les indicateurs peuvent être un outil intéressant de gestion à condition de les utiliser avec prudence (Liemberger 2005):

➡ **Le Pourcentage de volume d'entrée de système:**

Est facilement calculé et fréquemment cité. Cependant, l'IWA ne contrôle pas son utilisation pour évaluer l'efficacité de la gestion des systèmes de distribution parce que les valeurs calculées du pourcentage de NRW ne distinguent pas de pertes vraies (fuite) et apparentes (commerciales). Elles sont fortement influencées par la consommation et sont difficiles à calculer pour des situations de l'offre intermittentes. C'est utile, pourtant, comme un instrument de communication avec une 'valeur de choc'. (Liemberger 2005).

➡ **Par propriété facturée, par unité de temps :**

Dans beaucoup de pays, un raccordement à usage unique peut servir un grand nombre de propriétés c.-à-d. de résidences. Le calcul d'équilibre d'eau est habituellement basé sur la fuite jusqu'à un seul mètre principal sur le raccordement de service. Par conséquent ce PI n'est pas recommandé.

➡ **Par longueur des conduits, par unité de temps :**

Des pertes de distribution exprimées dans de m^3/km des conduits /jour sont très fortement influencées par la densité des raccordements. De l'expérience le PI de longueur est appropriée où il y a moins de 20 raccordements par kilomètre de conduit c.-à-d. une situation rurale. Ci-dessous quelques valeurs réalistes de fuite des réseaux d'eau en condition moyenne quand la fuite est exprimée dans m^3/km de conduit par jour : (Alegre et al., 2000)

- ▶ Performance bonne $<10 m^3/km$ de conduit par jour
- ▶ Performance moyenne $10 - 20 m^3/km$ de conduit par jour
- ▶ Performance pauvre $> 20 m^3/km$ de conduit par jour

➡ **Par raccordement de service, par unité de temps :**

L'Association International de l'Eau (AIE) estime que de tous les PI traditionnels celui-ci est recommandé pour les systèmes avec plus de 20 raccordements de service/

km de conduit. Ci-dessous quelques valeurs typiques de performance quand la fuite est exprimée en litres/raccordement/jour avec une pression moyenne supposée de 50 m colonne d'eau :

- ✚ Performance bonne < 125 litres/raccordement/jour
- ✚ Performance moyenne 125 – 250 litres/raccordement/jour
- ✚ Performance pauvre > 250 litres/raccordement/jour

Calculer des indicateurs de performance n'est pas suffisant pour évaluer correctement la performance d'un service d'eau. Il faut assurer une bonne fiabilité des données utilisées pour le calcul, et connaître les facteurs qui peuvent avoir une incidence sur les valeurs obtenues. Il faut aussi savoir combiner les indicateurs entre eux pour les interpréter.

Les indicateurs sont calculés et vont servir de critères pour analyser, comparer et identifier les différents gisements d'eau potable conventionnels ou non. Ces indicateurs sont regroupés en trois catégories : les indicateurs sur le réseau, sur l'empreinte et sur les volumes prélevés. Ces indicateurs couvrent l'ensemble des domaines liés à la gestion durable des services d'eau : techniques, économiques et relationnels. Sans être exhaustif, on peut considérer que les valeurs suivantes (**tableau 2.1**) constituent une base de données indispensable. (Merzouk, 2005)

Tableau 2.1 : bases de données indispensables

Données	Commentaires
Nombre de branchements	Le branchement est matérialisé par la canalisation reliant le réseau public aux installations privées
Nombre d'abonnés	Peut différer du nombre de branchements en cas d'immeubles collectifs bénéficiant d'abonnements individuels.
Longueur du réseau (km)	Longueur de la totalité des conduites à l'exception des branchements. Il serait intéressant de distinguer les différents matériaux ainsi que les périodes de pose.
Longueur de réseau renouvelé	La réhabilitation est prise en compte si elle prolonge la durée de vie de façon à peu près équivalente
Volume prélevé	Volume d'eau prélevé dans le milieu naturel
Volume produit	Volume d'eau potable issu des ouvrages de production de la collectivité
Volume importé	Volume d'eau potable provenant d'un service extérieur.
Volume exporté	Volume d'eau potable livré à un service extérieur.
Volume mis en distribution	Volume introduit dans le réseau = volume produit + volume importé – volume exporté
Volume consommé comptabilisé	Volume résultant des relevés des compteurs abonnés

Remarques

1- Les périodes de relèves des différents volumes doivent correspondre entre elles. Si ce n'est pas le cas, des ajustements sont indispensables et constituent des sources d'erreurs...

2- Pour l'enregistrement des volumes, il faut disposer d'un système de comptage fiable, c'est-à-dire bien dimensionné, bien installé et entretenu.

Ces données peuvent permettre de calculer quelques indicateurs clés regroupés dans le **tableau 2.2** :

Tableau2.2 : Indicateurs clés

Indicateurs	Mode de calcul
Continuité de la fourniture d'eau (nombre/1000 abonnés)	Nombre d'arrêts d'eau programmés ou non programmés divisé par le nombre d'abonnés et multiplié par 1000
Indice linéaire de pertes et d'eau consommée non comptée (m³/j/km)	Volume mis en distribution moins le volume consommé comptabilisé, divisé par la longueur du réseau et par 365.
Rendement primaire du réseau(%)	Volume consommé comptabilisé divisé par le volume mis en distribution
Indice linéaire de réparations (nombre/km/an)	Nombre de réparations effectuées divisé par la longueur du réseau en km.

Pour faciliter le calcul, on un découpage des volumes du système de distribution est indispensable (**Figure 2.1**).

2.3.1 Le rendement du réseau

Concernant la production et la distribution de l'eau potable, la première des économies à réaliser est bien sûr le **rendement du réseau** puisque chaque mètre cube d'eau produit, a consommé des kilowattheures perdus suite aux fuites dans le réseau (Guyard,2011) (Carravetta et al., 2012 et 2013). Les rendements des réseaux sont rarement inférieurs à 70% dans les pays développés, cependant ils peuvent descendre à moins de 30% dans certaines exploitations urbaines en déshérence (Deruel, 2010). L'optimisation du service de distribution d'eau pour un rendement élevé implique la mise en place d'une gestion adaptée et efficace, qui combine à la fois les aspects de maintenance rapide du réseau, de renouvellement du réseau et d'amélioration de la gestion commerciale (Seligman, 2007). Le rendement de réseau est un indicateur simple et très utilisé qui permet d'apprécier la qualité d'un réseau. Il représente le rapport entre la quantité d'eau utilisée par les abonnés et la quantité d'eau

introduite dans le réseau. Il existe de nombreuses définitions du rendement qui dépendent des volumes pris en compte pour son calcul. Dans notre analyse, il s'agit plus précisément du rendement dit primaire (Agence de l'eau. 2005).

➡ Rendement primaire

Le rendement primaire (%), est utile pour analyser les pertes en eau. En effet il permet de comparer l'eau consommée par les abonnés et l'eau injecté dans le réseau. C'est le rendement le plus simple à calculer, il ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés. (Liemberger, 2002)

Le rendement primaire (RP) est le rendement le plus simple à calculer, il ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés, il est calculé par l'équation 2.1 :

$$R_P (\%) = \frac{\text{Volume d'eau consommé comptabilisé}}{\text{Volume mis en distribution}} \dots\dots\dots (2.1)$$

Le **tableau 2.3** nous permet d'apprécier le rendement d'un réseau.

Tableau 2.3 : Evaluation du rendement primaire

De 50% à 60%	Mauvais
De 60% à 70%	Médiocre
De 70% à 75%	Moyen
De 75% à 80%	Bon
De 80% à 85%	Très bon
De 85% à 90%	Excellent

C'est un élément important pour la gestion d'un réseau d'alimentation en eau potable, et généralement supérieur à 65% et peut atteindre 90% (Gomella, 1985). Les fuites indétectables, qui généralement abaissent le rendement d'un réseau, ne lui permettent pas d'avoir une valeur supérieure à 90% (Eisenbeis 1996).

➡ Rendement net

Le rendement net (R_N) est le rendement, parfois appelé rendement technique, traduit bien la notion d'efficacité du réseau, puisqu'il compare la totalité de l'eau utilisée avec celle introduite dans le réseau. (Godart, 2000).

Pour le calcul du volume consommé, il faut additionner le volume consommé comptabilisé et le volume consommé non comptabilisé.

$$R_N (\%) = \frac{\text{Volume d'eau consommé}}{\text{Volume mis en distribution}} \dots\dots\dots (2.2)$$

Le calcul et l'interprétation du rendement nécessitent quelques précautions: (Omar 2020)

- ▶ **Périodes de relève** : Les périodes de relève sont souvent différentes pour un même secteur et sont à cheval sur deux années, le choix de la date de référence ainsi que la méthode d'annualisation des consommations doivent faire l'objet d'une réflexion pour limiter l'erreur sur le calcul des indicateurs de performances.
- ▶ **Estimation des volumes non comptés** : Il est parfois difficile d'estimer certains volumes non comptabilisés (protection incendie, lavage des rues, arrosage, purges,...) ce qui peut fausser notablement le calcul du rendement net.
- ▶ **Gros consommateurs** : La prise en compte des gros consommateurs peut gonfler artificiellement la valeur du rendement. Dans ce cas, il est recommandé de faire un suivi de ce type de consommateurs afin de bien interpréter les résultats.

2.3.2 Indicateurs de pertes

La notion de rendement d'un réseau à l'inconvénient de ne pas tenir compte du linéaire sur lequel se produisent les pertes. il ne permet pas de comparer l'état de fonctionnement des réseaux, d'où l'intérêt de calculer l'indice linéaire de perte. (Merzouk, 2005). Le rendement du réseau de distribution est un indicateur qui est fortement impacté par les variations des consommations ainsi que par le niveau des volumes achetés et vendus à d'autres services publics d'eau potable. Ainsi, certaines de ses variations ne sont pas imputables à des variations des pertes. (Alegre et al. 2006). Par exemple une baisse importante des volumes consommés occasionne une baisse du rendement, quand bien même le niveau des pertes reste stable. Il est donc utile de suivre d'autres indicateurs de pertes pour parfaire l'analyse de la situation du service. Deux autres indicateurs de pertes sont prévus; il s'agit de l'indice linéaire des volumes non comptés (**ILVNC**) et de l'indice linéaire de pertes en réseau (**ILP**). Chacun des indicateurs de pertes présente des avantages et des inconvénients, c'est pourquoi il est conseillé d'en faire une analyse conjointe afin d'améliorer la compréhension de la performance du service et d'éviter des interprétations hâtives que pourrait susciter l'examen d'un seul d'entre eux, ils sont définis comme suit :

2.3.2.1 L'indice linéaire de perte

Le rendement n'est pas un indicateur toujours pertinent pour apprécier l'état d'un réseau. Pour ce faire, on utilise de préférence l'indice linéaire de pertes d'eau (ILP) exprimé en mètre cube par jour et par kilomètre de canalisation. Il constitue un indicateur intéressant, car il prend en compte la longueur du réseau et le degré d'urbanisation d'une collectivité. (Liemberger, 2002) Ce paramètre permet de comparer des réseaux différents par leur longueur et leur configuration, « *L'indice linéaire de pertes en réseau est égal au volume perdu dans les réseaux par jour et par kilomètre de réseau (hors linéaires de branchements). Cette perte est calculée par différence entre le volume mis en*

distribution et le volume consommé autorisé. Il est exprimé en m³/km/jour. » (Renaud et al. 2012)

$$\text{ILP} = \frac{\text{Volume annuel des pertes}}{\text{linéaire} \times 365} \quad (\text{m}^3/\text{j}/\text{Km}) \dots \dots \dots (2.3)$$

Volume des pertes = Volume annuel distribué – Volume annuel consommé autorisé

Le linéaire de réseau ne comprend pas la longueur des branchements. Cet indice traduit bien la notion d'efficacité du réseau, puisqu'il compare la totalité de l'eau utilisée avec celle introduite dans le réseau.

➔ **L'indice linéaire de perte primaire**

On ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés.

$$\text{ILP}_{\text{primaire}} = \frac{V_d - V_c}{\text{linéaire du réseau} \times 365} \quad (\text{m}^3/\text{j}/\text{km}) \dots \dots \dots (2.4)$$

V_d = le volume annuel mis en distribution

V_c = le volume annuel comptabilisé

➔ **L'indice linéaire de perte net**

$$\text{ILP}_{\text{net}} = \frac{V_d - V_c}{\text{linéaire du réseau} \times 365} \quad (\text{m}^3/\text{j}/\text{Km}) \dots \dots \dots (2.5)$$

V_d = le volume annuel mis en distribution

V_c = le volume annuel consommé

Il n'existe pas actuellement de référentiel unique de valeurs de l'ILP qui soit largement partagé par les acteurs du domaine de l'eau potable. En revanche il existe de nombreux référentiels utilisés ici ou là. Les différents seuils sont définis conformément au **tableau 2.4** : (Document technique .suez-environnement.2003).

Tableau 2.4 : Référentiel ILP utilisé pour l'étude

Caractérisation	Seuil
Faible	$ILP < 0,24 \times ILC$
Modéré	$0,24 \times ILC < ILP < 0,4 \times ILC$
Elevé	$0,4 \times ILC < ILP < 0,68 \times ILC$
Très élevé	$ILP > 0,68 \times ILC$

2.3.2.2 L'indice de consommation

L'indice de consommation, exprimé par le rapport entre les volumes consommés et la longueur totale des canalisations d'adduction et de distribution, Il est calculé par la formule suivant :

$$\text{ILC} = \frac{\text{Volume consommé}}{\text{linéaire du réseau} \times 365} \quad (\text{m}^3/\text{j}/\text{Km}) \dots \dots \dots (2.6)$$

Les valeurs de référence de l'ILP sont en fonction de la densité des abonnés, qui classe le réseau dans une catégorie (rural, intermédiaire et urbain).

$$\text{Densité des abonnés} = \frac{\text{Nombre d'abonnées}}{\text{linéaire du réseau}} \quad (\text{abonnée}/\text{Km}) \dots \dots \dots (2.7)$$

Le **tableau 2.5** présente le référentiel « ILP » de l'Agence de l'Eau Garonne (2005) :

Tableau 2.5: Classement des indices linéaires de pertes en fonction de la catégorie du réseau

ILP (m ³ /j/Km)	Catégorie du réseau		
	Rural	Intermédiaire	Urbain
Bon	< 0.06	< 0.13	< 0.3
Acceptable	<0.1	< 0.2	< 0.4
Médiocre	0.1 < ILP < 0.16	0.2 < ILP < 0.33	0.4 < ILP < 0.63
Mauvais	>0.16	>0.33	>0.64

Dans le cas où l'indice des pertes est élevé, il est souhaitable de déterminer l'indice linéaire de réparation (Winarni, 2009).

2.3.2.3 Indice linéaire de réparation

L'indice linéaire de réparation est un indicateur sur l'état de dégradation des équipements et des canalisations du réseau d'alimentation en eau potable (Lambert et al., 1999) donné par la **formule 2.8** :

$$\text{ILR} = \frac{\text{Nombre total annuel de réparation}}{\text{linéaire du réseau}} \quad (\text{rép}/\text{Km.an}) \dots \dots \dots (2.8)$$

- **Remarque**

L'indice linéaire de pertes devient indice linéaire de fuites si l'on ne considère que les fuites et le gaspillage. On obtient une bonne indication de cet indice par la mesure du débit minimum nocturne, en général entre 2h et 4h, déduction faite des consommations nocturnes permanentes. (Omar 2020).

2.3.2.4 Indice Linéaire de Volume Non Consommé (ILVNC)

« L'indice linéaire des volumes non comptés est égal au volume journalier non compté par kilomètre de réseau (hors linéaires de branchements) (Equation 3.9 et 3.10). Le volume non compté est la différence entre le volume mis en distribution et le volume comptabilisé. L'indice est exprimé en $m^3 / \text{jour} / \text{km}$ ». (Renaud et al. 2012). À la différence de l'ILP, l'ILVCN ne prend pas en compte le volume consommé autorisé mais le volume consommé mesuré. Sa valeur est donc supérieure à l'ILP car le volume consommé autorisé est la somme du volume consommé mesuré et des volumes de service et non comptés (pompiers). Il a été montré que l'Indice Linéaire des Volumes Non-Comptés (ILVNC) est très fortement lié à la densité d'abonnés D (Nombre d'abonnés par rapport au linéaire du réseau). La relation issue de régressions linéaires passant par l'origine, bâties sur de nombreuses données collectées à l'échelle nationale et agrégées par classe est la suivante :

$$ILVNC = 0.150 \times D \dots\dots\dots (2.9)$$

$$ILVC = \frac{V_d - V_{Cc}}{\text{linéaire} \times 365} = \frac{V_{NC}}{L \times 365} \quad (m^3/j/Km) \dots\dots\dots (2.10)$$

V_d = le volume annuel mis en distribution

V_C = le volume annuel consommé comptabilisé

V_{NC} = le volume annuel non compté

L'intérêt des indicateurs **ILP** et **ILVC** est de rapporter les volumes perdus, ou non comptés, à la longueur et donc à la taille du réseau. Ils présentent en outre l'avantage d'être insensibles aux variations interannuelles des volumes consommés, achetés et vendus à d'autres services publics d'eau potable. Leur inconvénient majeur réside dans l'impossibilité d'apprécier leur valeur indépendamment du caractère urbain ou rural du service : plus le réseau est urbain plus la valeur de ces indicateurs est élevée.

2.3.2.5 Concept des pertes incompressibles et les indicateurs IWA

Au niveau international, l'International Water Association (IWA) préconise une batterie d'indicateurs pour mesurer la performance des services d'alimentation en eau potable. (Alegre et al., 2006). Parmi d'autres, deux indicateurs de pertes sont préconisés :

➡ Water losses per connection

Traduisible par « pertes annuelles par branchement » rapporte le volume annuel de pertes défini pour l'ILP, au nombre de branchements du réseau. Il est exprimé en m³ par branchement et par an. Son utilisation est préconisée lorsque la densité de branchement (nombre de branchement rapporté au linéaire des canalisations principales) est supérieure à 20 branchements par kilomètre ; dans le cas contraire, l'équivalent de l'ILP est préconisé (en m³ par an et par kilomètre). (Renaud et al 2014)

$$\mathbf{WLC} = \frac{\mathbf{VP}}{\mathbf{Nb}} \text{ (m}^3\text{/an/Km) (2.11)}$$

WLC = Water loss per connection

VP = volume de pertes

Nb = Nombre de branchement

➡ Infrastructure Leakage Index, ILI

Un groupe travaillant pour IWA a eu l'idée de comparer la perte physique annuelle (**CARL** « Current Annual Real Loss ») à la perte minimale « inévitable » susceptible d'être enregistrée sur un réseau de distribution (**UURL** pour « Unavoidable Real Loss »).

On définit ainsi un « Infrastructure Leakage Index » (**ILI**). Appelé parfois improprement « International Leakage Index » qui peut être traduit par « indice de fuites structurelles » qui est un indicateur de performance adimensionnel défini comme le rapport entre **CARL** et **UURL** (tels qu'ils sont définis ci-après et après conversion dans la même unité). Par définition, **ILI** doit avoir une valeur supérieure ou égale à 1. Plus la valeur de **ILI** est proche de 1, plus le niveau des pertes réelles est proche des pertes incompressibles donc meilleure est la performance. (Renaud et al 2014).

$$\mathbf{ILI} = \frac{\mathbf{CARL}}{\mathbf{UURL}} \text{ (2.12)}$$

CARL = Current Annual Real Losses

UURL = Unavoidable Annual Real Losses

CARL et **UURL** ont la même unité par exemple : m³/an.

➔ **CARL (Current Annual Real Losses)**

Peut être traduit par « pertes réelles annuelles ». L'évaluation de **CARL** dans le respect des standards préconisés par l'IWA diffère de l'évaluation des pertes intervenant dans le calcul de l'ILP : Les « pertes réelles annuelles » au sens de l'IWA sont obtenues en déduisant le volume lié aux vols d'eau et le volume résultant du sous-comptage des compteurs domestiques du volume des pertes. (Renaud Eddy et al 2014)

$$\mathbf{CARL} = \mathbf{VP} - (\mathbf{V}_{CV} + \mathbf{V}_{SC}) \dots\dots\dots (2.13)$$

VP = Volume de pertes

V_{cv} = Volume Consommé Volé

N_c = Nombre de branchement

V_{sc} = Volume Résultant du Sous-Comptage des compteurs domestiques

➔ **Unavoidable Annual Real Losses (UARL)**

Cet indicateur a été défini par Allan Lambert (Lambert et al., 1999). Au cours de ses recherches, il a défini le volume de pertes par kilomètre ou par branchement et par heure en fonction des trois états d'une fuite (fuites diffuses, détectables non localisées, visibles ou localisées). On peut traduire par « pertes réelles annuelles inévitables ». L'hypothèse centrale de ce concept est de considérer que pour tout réseau en bon état et exploité dans les règles de l'art, il existe un seuil minimal de pertes en dessous duquel on ne peut descendre dans des conditions économiquement acceptables. Allan Lambert propose une méthode d'évaluation de l'UARL d'un réseau en fonction de la longueur des canalisations principales, du nombre et de la longueur des branchements et de la pression moyenne de service. Enfin, il obtient la formulation globale des URL en l/jour.

$$\mathbf{UARL} = (\mathbf{18L}_m + \mathbf{0.8N}_c + \mathbf{25L}_p) \cdot \mathbf{P} \text{ (l/j)} \dots\dots\dots (2.14)$$

N_c = Nombre de branchement

L_p = Linéaire de conduite (branchement) en Km

L_m = Linéaire de conduite (canalisation) en Km

P = Pression moyenne de service en m.c.e

Cet indicateur est difficilement applicable aux réseaux ruraux et intermédiaires. En effet, il a été montré que, pour les réseaux peu denses, les pertes constatées sont souvent inférieures aux pertes supposées incompressibles (Renaud, 2009).

Remarque :

- **ILI = 1** ; Pour un réseau qui a été « parfaitement » géré depuis sa création – ce qui suppose la mise en œuvre de plans de maintenance et de plans de renouvellement optimisés.
- **ILI = x > 1** ; dans ce cas la perte physique sera **x** fois plus importante ce qu'elle pourrait être dans le cadre de la gestion optimisée.
- La « perte inévitable ou minimales » URL n'est pas un concept entièrement objectif, mais il est défini de manière à prendre en compte les paramètres classiques qui caractérisent un réseau de distribution.
- Les paramètres retenus sont: la longueur du réseau de distribution (Lp en Km), le nombre de branchements (Nc), la longueur moyenne des branchements mesurée entre le bord de la rue et le compteur Client (Lm en Km) et enfin la pression de service (pa en m).

Après la privatisation de l'industrie de l'eau en Angleterre et au Pays de Galles dans 1989 le régulateur désigné par le gouvernement, les bureaux des services de l'eau (OFWAT) a présenté un système de rendement effectif. Ce système a été conçu comme méthode de comparer l'exactitude et la robustesse des composants d'équilibre d'eau. OFWAT emploie un système d'évaluation de confiance se composant des bandes de fiabilité A – D. Ceci est montré dans le **tableau 2.6**. L'institut de banque mondiale a adopté le système comme méthode de comparer la performance entre les utilités et l'a incorporé à la matrice de cible (**Tableau 2.6**). (IWA, 2000):

Tableau 2.6 : la matrice simplifiée de cible de perte physique

(institut de banque mondiale ; Liemberger, 2005)

Performance technique	ILI	Litres/ branchements/ jour, a une pression moyenne de :					
		10m	20m	30m	40m	50m	
Pays développés	A	1-2		< 50	< 75	< 100	< 125
	B	2-4		50-100	75-150	100-200	125-250
	C	4-8		100-200	150-300	200-400	250-500
	D	> 8		> 200	> 300	> 400	> 500
Pays en voie de développement	A	1-4	< 50	< 100	< 150	< 200	< 250
	B	4-8	50-100	100-200	150-300	200- 400	250 - 500
	C	8-16	100-200	200-400	300-600	400-800	500 - 1000
	D	> 16	> 200	> 400	> 600	> 800	> 1000

Les différentes explications des catégories de performance sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2.7 : Les différentes catégories

Catégorie	Performance
A	Bonne : Une réduction supplémentaire des pertes peut ne pas être rentable, une analyse minutieuse est nécessaire pour identifier des améliorations rentables
B	Moyenne : Envisager la gestion de la pression, de meilleures pratiques de contrôle actif des fuites et un meilleur entretien
C	Mauvaise : Tolérable seulement si l'eau est bon marché et abondante; même alors intensifier les efforts de réduction de NRW
D	Très mauvaise : utilisation inefficace des ressources; Le programme de réduction de la NRW est impératif et devrait être une priorité

2.3.2.6 Autres indicateurs

➔ Volume à économiser pour pertes faibles (m³/an)

Correspond au volume qu'un réseau, dont le niveau de pertes est classé comme "modéré" à "très élevé", doit économiser pour atteindre le seuil de classification faible. Il est également interprété comme le volume ou le gisement d'eau qui serait économisé si l'ILP était caractérisé comme faible.

$$\text{Volume}_{\text{économisable}} = (\text{ILP}_{\text{actuel}} - \text{Seuil ILP}_{\text{faible}}) \times 365 \times \text{lineaire} \dots\dots\dots (2.15)$$

➔ Empreinte eau potable (m³/hab/an)

Cet indicateur est l'un des plus importants. Il correspond au volume mis en distribution par le service d'eau par habitant. Ce volume se subdivise en deux parties, la partie réelle consommée et la partie perdue (fuites).

$$\text{Empreinte} = \frac{\text{Volume}_{\text{produit}} + \text{Volume}_{\text{importé}} - \text{Volume}_{\text{exporté}}}{\text{Nombre d'habitant}} \dots\dots\dots (2.16)$$

$$\text{Empreinte} = \text{Part de consommation} + \text{part de fuites} \dots\dots\dots (2.17)$$

$$\text{Empreinte} = \frac{\text{Volume}_{\text{consommé autorisé}}}{\text{Nombre d'habitant}} + \frac{\text{Volume}_{\text{fuite}}}{\text{Nombre d'habitant}} \dots\dots\dots (2.18)$$

- ▶ Part de fuites sur empreinte ($\text{m}^3/\text{hab}/\text{an}$) : correspond au volume de fuites ramené à l'habitant.

$$\text{Part de fuite} = \frac{\text{Volume}_{\text{fuite}}}{\text{Nombre d'habitant}} \dots\dots\dots (2.19)$$

- ▶ Part de la consommation sur empreinte ($\text{m}^3/\text{hab}/\text{an}$) : correspond au volume consommé autorisé par habitant

$$\text{Part de consommation} = \frac{\text{Volume}_{\text{consommé autorisé}}}{\text{Nombre d'habitant}} \dots\dots\dots (2.20)$$

2.4 Bilan d'eau

Compléter un bilan d'eau de qualité permet de savoir où va l'eau. En d'autres termes, le bilan d'eau permet de partager le volume d'eau occasionné par la consommation de l'eau et les pertes d'eau. En fonction des résultats, les actions appropriées pourront être mises en place pour une saine gestion de l'eau. La méthodologie proposée par l'International Water Association (IWA) et l'American Water Works Association (AWWA) permet d'outiller efficacement les Services des eaux en normalisant le bilan d'eau et les indicateurs de performance qui s'y rattachent. Cette méthodologie a été développée en tenant compte des différentes conditions de réseaux possibles et en synthétisant les meilleures pratiques internationales. On effectue un bilan d'eau pour se comparer, pour savoir si la consommation est normale, si les fuites le sont aussi et sinon, pour identifier les priorités d'intervention et mesurer les résultats. (Laneuville 2016)

2.4.1 Les objectifs du bilan d'eau ou L'équilibre d'eau

Les bilans d'eau permettent de déterminer les quantités d'eau qui se perdent dans les réseaux de distribution. Ils peuvent être effectués sur l'ensemble du réseau ou par secteur. Sur l'ensemble du réseau, ils donnent une idée globale des pertes d'eau. Ils exigent une comptabilité détaillée des quantités d'eau entrant dans le réseau et en sortant, et ils sont généralement basés sur les relevés des compteurs et sur la vérification de leur précision. Par nature, ces bilans demandent des efforts importants, en particulier lorsqu'il s'agit de grands réseaux. (Hunaidi 2000)

Le bilan de l'utilisation de l'eau consiste à chiffrer les différentes composantes de la consommation et des pertes pour :

- ▶ établir un diagnostic pour chacune des composantes en les comparant avec des valeurs de référence ;
- ▶ orienter les interventions de réduction des différentes composantes ;

- ▶ suivre l'évolution de la consommation et des pertes à la suite de la mise en œuvre de mesures de réduction dans ces deux domaines ;
- ▶ établir les coûts associés aux pertes ;
- ▶ répartir les coûts aux usagers.

La quantité de perte d'eau d'un système peut être déterminée en construisant un équilibre d'eau. Ceci est basé sur la mesure ou l'évaluation quant à la quantité de l'eau produite (tenant compte de toute eau importée et/ou exportée), consommée et perdue. (Alegre H, et al 2000). Sous sa forme la plus simple l'équilibre d'eau est :

$$\text{La perte d'eau} = \text{l'eau produite} - \text{la consommation autorisée}$$

Il est important de faire la différence entre la perte d'eau et les fuites. L'International Water Association a défini la perte de l'eau comme :

$$\text{La perte d'eau} = \text{pertes réelles} + \text{pertes apparentes.}$$

Le volume d'eau perdu se compose de pertes réelles, appelées communément '**fuites**'. Le volume perdu dépendra en grande partie des caractéristiques du réseau et de la politique pratiquée. Le volume d'eau perdu se compose aussi de pertes apparentes.

Le calcul d'un équilibre d'eau est très important parce que :

- ▶ C'est la base d'évaluer le niveau de la perte d'eau pour n'importe quelle utilité.
- ▶ Un premier calcul indique la disponibilité et la fiabilité des données et le niveau de compréhension.
- ▶ Mécanisme pour l'évaluation.
- ▶ La compréhension d'un équilibre d'eau est essentielle pour prioriser des actions et des investissements.

D'important progrès ont été enregistrés dans l'élaboration des bilans d'eau, les principaux développements dans ce domaine datent de la fin des années 1990 en Grande-Bretagne et ont été repris par l'International Water Association (IWA). (AWWA 1990). Ils ont été expérimentés en Amérique du Nord dans les années 2000 pour se concrétiser sous la forme de la troisième édition du Manuel M36 de l'AWWA (AWWA 2000): Audits, bilans d'eau et programmes de réduction des pertes, de l'American Water Works Association (AWWA) parue en anglais en 2009 et traduite en français en 2010 par Réseau Environnement, la section Québec de l'AWWA. La méthode est maintenant désignée sous le vocable IWA-AWWA et est appliquée à grande échelle. (AWWA. 2009) Un tableur Excel y est associé et est accessible gratuitement en français.

L'IWA propose une répartition des volumes selon l'eau qui génère des recettes (revenue water) et l'eau qui n'en génère pas (non-revenue water), (**Tableau 2.8**).

Ce Tableau montre les divers composants du bilan d'eau qui sont utilisés durant l'audit annuel d'un réseau de distribution. Chacun de ces composants peut être mesuré, estimé ou calculé à partir d'autres composants.

Tableau 2.8 : Bilan d'eau IWA/AWWA (Alegre et al. 2000 citée dans AWWA 2009)

	B	C	D	E
Volume introduit	Consommation autorisée	Consommation autorisés facturée	Consommation mesurée et facturée (y compris l'eau exportée)	Eau payante
			Consommation non mesurée, facturée	
		Consommation autorisés non facturée	Consommation mesurée, non facturée	Eau non payante
			Consommation non mesurée, non facturée	
	Pertes en eau	Pertes apparentes	Consommation non autorisée	
			Imprécision de compteur de clients	
		Pertes réelles	Fuites dans les conduites d'adduction ou de distribution	
			Fuites et débordement dans les réservoirs d'emménagement de l'entreprise de service public	
	Fuites dans les branchements, entre la conduite et le compteur du client			

Les éléments de l'équilibre d'eau standard d'AEI sont :

► **Le volume d'entrée de système**

Est le volume annuel de l'eau traitée entrée dans cette partie du système d'approvisionnement en eau auquel le calcul d'équilibre d'eau se rapporte

► **La consommation autorisée**

Est le volume annuel de l'eau mesuré et/ou non mesuré pris par les clients enregistrés, le fournisseur de l'eau et d'autres qui implicitement ou explicitement sont autorisé par le fournisseur de l'eau à faire ainsi pour des buts résidentiels, commerciaux et industriels.

$$\text{Consommation autorisée} = \text{consommation facturée} + \text{consommation non facturée.}$$

► **Les pertes d'eau**

Sont la différence entre le volume d'entrée de système et la consommation autorisée. Des pertes d'eau peuvent être considérées comme volume total pour le système entier, ou pour les systèmes partiels tels que des ensembles de transmission ou de distribution, ou de zones individuels. Les pertes d'eau se composent de pertes vraies et de pertes apparentes.

► **La Consommation facturée**

Est le volume d'eau consommé par les clients; celui-ci est mesuré par compteurs ou non et inclut l'eau exportée. La consommation facturée non mesurée est une estimation du volume d'eau consommé par chaque client et qui sert de base pour une tarification forfaitaire.

► La consommation non facturée

Est la portion de la consommation autorisée qui n'est pas facturée aux clients. La raison de la non-facturation de cette consommation dépend de la municipalité, en générale la consommation non facturée est typiquement celle destinée à l'usage de la municipalité pour le nettoyage des rues, la lutte aux incendies,...

► L'eau payante

Est le volume d'eau facturé aux clients et qui inclut la consommation mesurée par compteurs ainsi que la consommation non mesurée.

► L'eau non payante

Le volume d'eau non payante, inclut toutes les pertes apparentes, toutes les pertes réelles et toute la consommation non facturée (CNRC 2003).

► Les pertes apparentes

Expliquent tous les types d'inexactitudes liées à la mesure de la production et du client aussi bien que des erreurs de manipulation de données (lecture et facturation de compteur), et la consommation non autorisée (vol ou utilisation illégale).

► Les pertes vraies

Se composent des pertes d'eau physiques du système pressurisé, jusqu'au point d'utilisation de client. Dans les systèmes dosés c'est le mètre de client. Le volume annuel perdu par tous les types de fuites, éclats et débordements dépend des fréquences, des débits, et de la durée moyenne de différentes fuites, éclats et débordements.

► L'eau de Non-Revenu (NRW)

Est la différence entre le volume d'entrée de système et la consommation autorisée facturée; NRW se compose des pertes de consommation autorisées non facturées (normalement seulement une proportion très petite de l'équilibre d'eau), des pertes apparentes et vraies.

Le Manuel M36 de l'AWWA et le tableur Excel permettent également de calculer des indicateurs de performance qui on été abordés précédemment.

Le passage au bilan IWA-AWWA est justifiable en raison des points suivants :

- En premier lieu, pour que tout le monde utilise le même vocabulaire et la même grille d'analyse.
- En deuxième lieu, parce que la documentation du Manuel M36 de l'AWWA supporte bien l'utilisation de la grille en question.
- En troisième lieu, afin d'utiliser des indicateurs de performance robustes et uniformes.
- En quatrième lieu, à cause du logiciel gratuit et simple à utiliser qui comprend de nombreuses aides.

A priori, un opérateur de réseau a tout intérêt à réaliser un bilan d'eau comme le conseille l'International Water Association (**Tableau 2.8**) pour évaluer correctement les pertes du réseau. Cette méthodologie, très rigoureuse, lui permettra de bien évaluer les pertes apparentes (volumes détournés et erreurs de mesures) qui doivent absolument être éliminées de l'évaluation des performances des conduites en elles-mêmes. Pour que l'équilibre d'eau puisse être calculé les morceaux constitutifs de données doivent être mesurés ou estimés. Tandis que certaines des composantes clés peuvent être mesurées d'autres devraient être estimées. Dans la plupart des cas il y aura un mélange d'exactitude de données et il sera nécessaire d'estimer la précision de chacun de ces composants. Il y a neuf étapes claires pour calculer un équilibre d'eau :

- ▶ **Etape 1:** Définir le volume **introduit** (prélèvement et importation d'eau brute et d'eau potable) dans la colonne A.
- ▶ **Etape 2:** Définir le volume **consommé mesuré facturé** (y compris volume exporté) et le volume **consommé non mesuré** et **facturé** en colonne D ; déduire de la somme le volume **consommé facturé** (y compris volume exporté) (colonne C) et le volume **d'eau vendue (eau payante)** (colonne E).
- ▶ **Etape 3:** Calculer le volume **d'eau non vendue** (non payante) (colonne E) par différence entre le volume introduit dans le système (colonne A) et le volume **d'eau vendue** (eau payante) (colonne E).
- ▶ **Etape 4:** Définir le volume **consommé mesuré** et **non facturé** et le volume **consommé non mesuré non facturé** dans la colonne D ; déduire de la somme le volume **consommé non facturé** hors volume détourné colonne C.
- ▶ **Etape 5:** Additionner le volume **consommé facturé** (y compris volume exporté) et le volume **consommé non facturé** hors volume détourné dans la colonne C ; déduire de la somme le volume consommé pour tous les usages normaux (colonne B).
- ▶ **Etape 6:** Calculer les **pertes d'eau** (colonne B) par différence entre le volume introduit dans le système (colonne A) et le volume **consommé** pour tous les usages normaux (colonne B).
- ▶ **Etape 7:** Estimer le **volume détourné** et les erreurs de mesure (colonne D) au mieux selon les moyens disponibles, déduire de la somme les pertes apparentes (colonne C).
- ▶ **Etape 8 :** Calculer les **pertes réelles** (colonne C) par différence entre des pertes d'eau (colonne B) et les **pertes apparentes** (colonne C).
- ▶ **Etape 9 :** Estimer les composantes des **pertes réelles** (colonne D) au mieux selon les moyens disponibles (analyses de débit nocturne, calculs de fréquence des ruptures/débits/durées, modélisations, etc.), additionner ces résultats et vérifier avec le volume de pertes réelles de la colonne C.

Chapitre III

Méthodes de contrôle des pertes réelles

Chapitre III :

Méthodes de contrôle des pertes réelles

3.1 Stratégies recommandées par l'IWA

En fonction des indicateurs le service d'eau est en mesure d'évaluer si des interventions sont nécessaires afin de réduire les pertes d'eau réelles. Si tel est le cas, l'IWA Water Loss Task Force et l'AWWA Water Loss Control Committee recommandent l'utilisation de l'une ou de plusieurs des quatre principales méthodes d'intervention présentées au sein des flèches de la Figure 3.1.

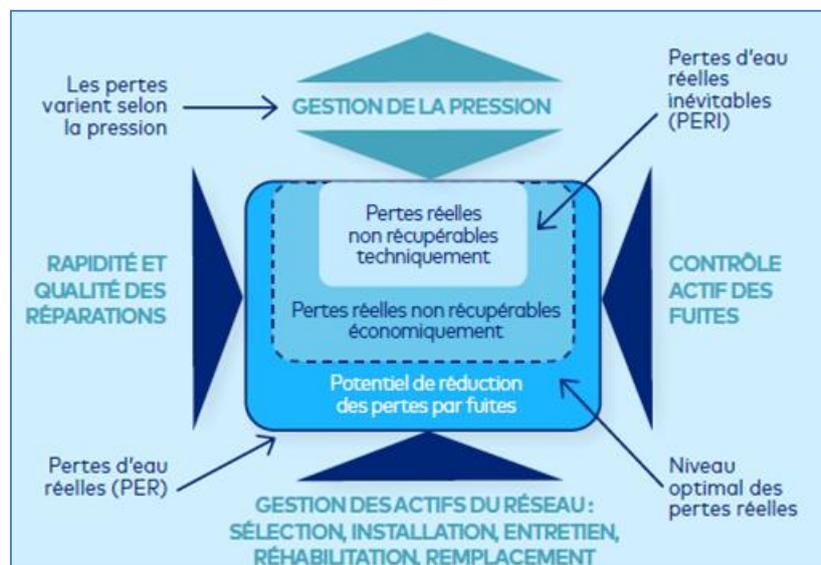


Figure 3.1 : Quatre principales méthodes d'intervention pour réduire les pertes d'eau réelles (Lambert, 1999)

Comme l'indique la **Figure 3.1** tout en sachant qu'il y a des pertes d'eau réelles inévitables (rectangle blanc), l'objectif des quatre méthodes d'intervention (inscrites dans les quatre flèches) est de réduire les pertes d'eau réelles actuelles à un niveau économiquement optimal.

Le contrôle actif des fuites a pour but de localiser les fuites non signalées. Cette méthode d'intervention comprend deux approches :

- ▶ La première est l'auscultation acoustique qui permet de localiser une fuite par le bruit qu'elle produit. Pour ce faire, des équipements tels qu'un amplificateur, un corrélateur, des enregistreurs de bruits et des hydrophones sont utilisés.
- ▶ La seconde est la mise en place de secteurs de suivi de la distribution. Cette approche permet notamment de cibler les endroits sur le réseau où les pertes d'eau réelles sont

élevées. Ainsi l'équipe de recherche de fuites peut être déployée rapidement aux bons endroits.

La rapidité et la qualité des réparations ont pour but de minimiser la durée des fuites signalées et non signalées ainsi que de réaliser des réparations durables. La durée d'une fuite se sépare en trois périodes: le temps pour prendre connaissance qu'elle existe, le temps pour la localiser et le temps pour la réparer. La première période peut être relativement longue pour une fuite non signalée si le réseau n'est pas ausculté périodiquement. Heureusement, les secteurs de suivi de la distribution permettent non seulement de rechercher les fuites aux bons endroits, mais aussi de les rechercher au bon moment. En effet, en analysant le débit de nuit minimum d'un secteur donné, il est possible de repérer rapidement une nouvelle fuite ou une consommation anormale.

La gestion des actifs du réseau a pour but de réduire les pertes d'eau causées par les fuites, mais aussi d'assurer la fiabilité du service et la pérennité des infrastructures. Cette méthode d'intervention inclut la sélection, l'installation, l'entretien, la réhabilitation et le remplacement des infrastructures. L'optimisation de la durée de vie des actifs est recherchée afin de limiter les coûts économiques, sociaux et environnementaux.

La gestion de la pression a pour but de minimiser les coups de bélier ainsi que les pressions excessives inutiles à certains endroits et à certains moments tout en respectant les niveaux de service nécessaires afin de répondre à la demande en eau, dans le respect des normes de protection incendie et de qualité de l'eau. Les trois principaux bénéfices de la gestion de la pression sont de réduire le débit des fuites, de diminuer l'apparition de nouvelles fuites et de prolonger la durée de vie du réseau de distribution d'eau potable. Les outils d'intervention suggérés, pour le contrôle des pertes, diffèrent suivant le type de fuite; une liste est proposée pour chaque type au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Les outils d'intervention pour le contrôle des pertes
(Thornton *et al.* 2008)

Fuites signalées	Fuites non-signalées	Fuites indétectables
Stabilisation de la pression Réduction de la pression Remplacement de conduites et branchements de service		
Diminution du nombre de joints et raccords		
Temps de réparation	Recherche proactive et réparation	

Sur les quatre méthodes proposées par l'IWA et adoptées par l'AWWA pour la gestion des fuites et la prévention de la détérioration du réseau (**Figure 3.1**), la gestion de la pression et la réhabilitation/remplacement des infrastructures sont les méthodes qui peuvent agir sur les fuites indétectables pour les réduire.

Bien que le remplacement et la réhabilitation des infrastructures soient les façons les plus efficaces pour réduire les pertes dans les réseaux de distribution, elles sont assez coûteuses. Pour diminuer les pertes réelles, en agissant même sur les fuites indétectables et pour ralentir la détérioration du réseau, la gestion de la pression présente une bonne alternative en particulier pour les réseaux qui présentent un fort débit de fuites indétectables ou un coût d'eau élevé. La gestion de la pression est une approche qui se pratique depuis longtemps mais ce n'est que depuis quelques années qu'un contrôle avancé de la pression est appliqué pour la réduction des pertes dans les réseaux de distribution (Thornton *et al.* (2008). Tout comme l'IWA et l'AWWA, Thornton *et al.* (2008), et Mutikanga *et al.* (2013) suggèrent l'instauration de la gestion de la pression en plus des activités usuelles de gestion des fuites dans les réseaux.

3.2 Gestion de la pression

L'IWA affirment que la gestion de la pression a un impact sur les activités liées aux autres méthodes illustrées à la **Figure 3.1**. En effet, elle consiste à stabiliser la pression et ainsi réduire les pressions excessives, ce qui peut réduire la fréquence des bris des conduites et donc augmenter la période entre les interventions pour la réparation, la réhabilitation, l'entretien ou autres. Aussi, grâce à la gestion de la pression, il est possible d'agir sur les pertes réelles du réseau, notamment les fuites indétectables, sans même avoir à les repérer.

Gérer les pressions consiste à assurer les valeurs minimales de service en tout point du réseau, y compris lorsque la demande est maximale. Cela peut se faire sur la totalité du réseau, sur un secteur ou une antenne. Pour y parvenir, on utilise une vanne de régulation de pression, qui permet à partir d'une pression variable à l'amont, de maintenir une pression inférieure ou égale suivant le profil de consommation. Le **Tableau 3.2** résume les avantages de la gestion de la pression pour les services des eaux, pour les clients ainsi que pour la protection des ressources en eau. La gestion de la pression peut être une solution immédiate et peu onéreuse pour la réduction des pertes réelles d'eau dans les réseaux de distribution, même à des niveaux de pressions initiales faibles.

Tableau 3.2 : Avantages de la gestion de la pression
(Lambert, and Fantozzi, 2010)

Avantages	Description
Ressources en eau	<ul style="list-style-type: none"> ● Réduction de la consommation et donc diminution du stress hydrique, ainsi que des coûts d'exploitation additionnels ● Taux d'écoulement à partir des fuites et des ruptures plus faible
Service des eaux	<ul style="list-style-type: none"> ● Coût de réparation des conduits et des services plus faible ● Remplacements différés et prolongation de la durée de vie ● Réduction des coûts des contrôles actifs des fuites ● Réduction de la fréquence des ruptures et des fuites
Client	<ul style="list-style-type: none"> ● Service plus stable ● Moins de problèmes pour la plomberie et les appareils des clients ● Réduction des risques sanitaires

Il n'y a pas de solution standard en ce qui concerne la gestion de la pression. Chaque réseau de distribution a ses propres caractéristiques et doit être étudié individuellement afin de développer une solution optimale prenant en compte les aspects techniques, financiers, environnementaux et sociaux. Cependant, la gestion de la pression sera économiquement efficace si au moins deux des six critères listés ci-après s'appliquent à votre système :

1. Pertes réelles en eau > 15%
2. Pertes > 200 l/jour/branchement
3. Amplitude de la pression > 10 m (1 bar)
4. Ruptures fréquentes des conduites
5. Age moyen des conduites du réseau > 15 ans
6. Branchements domestiques > 2 000

3.2.1 Relation Pression/Débit de fuite

La perspective d'une amélioration potentielle de la gestion a généré un plus grand intérêt pour la gestion de la pression au niveau international. La référence à la pression comme étant un paramètre ayant un impact majeur sur les fuites dans les réseaux de distribution et, par conséquent, la reconnaissance de la gestion de la pression comme un fondement essentiel pour la bonne gestion des fuites et des infrastructures, ne s'est établie que récemment, suite aux différents travaux qui ont mis en évidence l'effet de la pression sur l'augmentation, d'une part, de la fréquence des bris des conduites et, d'autre part, des débits des fuites déjà présentes

(Mutikanga *et al.*, 2013). La Figure 3.2 illustre l'effet de la gestion de la pression sur les fuites réelles :

- ▶ la réduction de la fréquence et des débits des fuites signalées,
- ▶ la réduction de la vitesse d'apparition des fuites non signalées et
- ▶ la réduction du volume des pertes diffuses (bruit de fond du réseau).

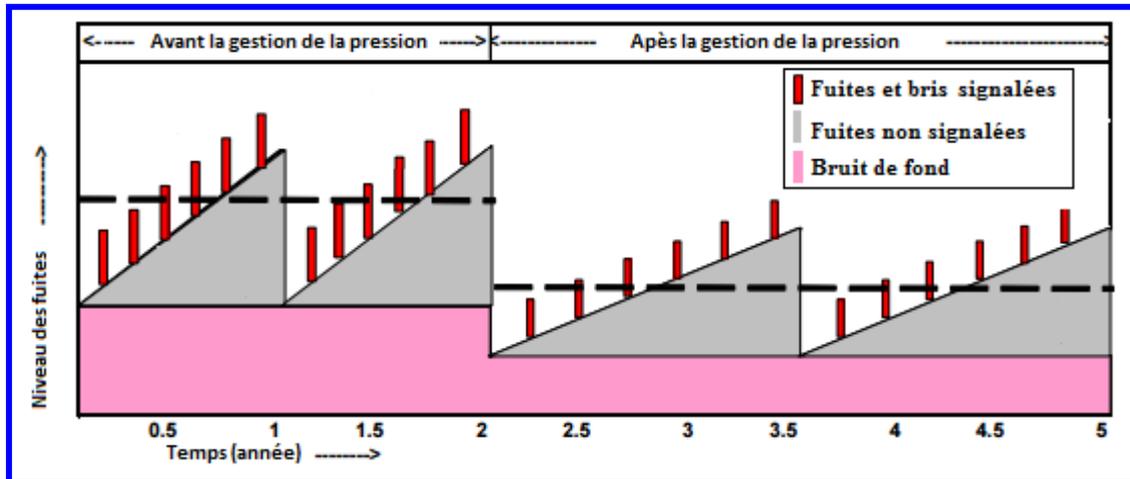


Figure 3.2 : Influence de la gestion de la pression sur les composantes des pertes réelles
(adaptée de Fantozzi and Lambert, 2007)

Le constat initial est que le débit de fuite dépend de la pression : plus la pression est élevée, plus le débit de fuite est important, et vice-versa. La relation liant le débit de fuite à la pression a d'abord été décrite par l'équation de Wiggert (1968), inspirée de la formule de Torricelli. En effet, les fuites qui peuvent être considérées comme un écoulement de l'eau par un orifice, sont dépendantes de la charge qui leur est imposée. La vitesse d'écoulement d'un fluide au travers d'un orifice dépend de la pression qui lui est appliquée. La formule de Torricelli permet notamment de calculer cette vitesse (voir **Figure 3.3**).

$$\text{Formule de Torricelli } V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

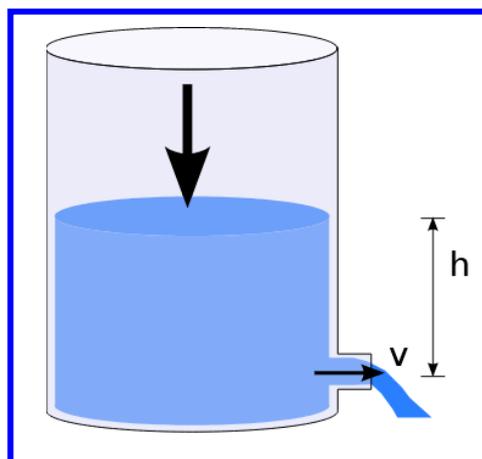


Figure 3.3 : Illustration de la formule de Torricelli

Le débit théorique est le produit de la vitesse théorique de l'écoulement par la section apparente de l'écoulement, S qui prise égale à celle de l'orifice. Littéralement ce dernier peut être défini par la formule suivante :

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (3.1)$$

Des études expérimentales ont montré que la relation racine entre le débit et la perte de charge dans **l'équation 3.1** est valide seulement pour les écoulements turbulents c'est-à-dire pour un nombre de Reynolds compris entre 4000 et 5000 ($4000 < Re < 5000$) pour des écoulements laminaires à travers un orifice ($Re < 10$), le coefficient de perte de charge devient une fonction de la pression. Les orifices des fuites dans les conduites peuvent obéir à **l'équation 3.1**. Il est maintenant établi que la relation entre les fuites et la pression n'est pas une fonction de la racine carrée de la pression, mais suit plutôt une loi de puissance. Dans la pratique, l'utilisation de cette équation ne donne pas satisfaction pour la modélisation du comportement de la fuite avec la pression. Alors une équation plus générale a été adoptée sous la forme :

$$Q = Ch^N \dots\dots\dots (3.2)$$

C: le coefficient de la fuite

N: l'exposant de fuite

Les facteurs qui peuvent être responsables de la valeur élevée de cet exposant sont les suivants :

- Le comportement du matériau de la conduite
- L'hydraulique de la fuite
- L'hydraulique du sol
- La demande en eau

Le tableau suivant donne les débits de différents orifices à 50 m de pression.

Tableau 3.3 : Les débits de différents orifices à 50 m de pression (Samadoulougou , 2017).

Diamètre de l'orifice (mm)	Débit (l/h)
0.5	20
1	58
2	190
3	490
4	890
5	1340

Le tableau suivant donne Les valeurs de N pour différentes conduites de diamètres d'orifices.

Tableau 3.4 : Les valeurs de N pour différents diamètres d'orifices (FARES, 2010)

Conduite en PVC		Conduite en acier		Conduite très flexible	
Diamètre de la fuite (mm)	N	Diamètre de la fuite (mm)	N	Diamètre de la fuite (mm)	N
1.6	0.5248625	1.6	0.51914091	1.6	0.75356925
2	0.51725638	2	0.51290284	2	0.65038747
2.4	0.51170266	2.4	0.50832924	2.4	0.59023163
2.8	0.50760169			2.8	0.56515691

La plupart des ouvrages hydrauliques mentionnent que l'équation d'écoulement turbulent traversant un orifice fixe de section suit le principe de la racine carrée, en vertu duquel le débit est proportionnel à la surface d'orifice et la vitesse de fluide qui varie avec la racine carrée de la pression statique, et le coefficient de perte de charge. Toutefois, si la superficie de l'orifice, et ou le coefficient de perte de charge, changent avec la pression, le débit à travers l'orifice sera plus sensible à la pression que la relation racine carrée prédite. Pour connaître l'influence de la pression sur le débit de fuite, l'utilisation de l'équation du débit selon la surface des ouvertures fixes et variables, qui a été introduite par May (1994), est recommandée par l'IWA Water Loss Task Force (Thornton, 2003) :

$$Q_1/Q_0 = (P_1/P_0)^N \dots\dots\dots (3.3)$$

Avec : Q_1 = pression finale, Q_0 = débit initial, P_1 = hauteur de pression finale et P_0 = hauteur de pression initiale.

L'équation (3.3) qui a été abondamment utilisée en pratique, renferme un paradoxe; la théorie des orifices fournit un coefficient N constant égal à 0.5, alors que plusieurs études expérimentales et des relevés de terrain révèlent des valeurs de N supérieures ou inférieures à 0.5. La valeur de l'exposant N dans l'équation (3.3) à un effet direct sur la réduction de la fuite par la modulation de la pression. Plus grand est l'exposant N, plus le programme de contrôle des fuites sera rentable. Ce n'est donc pas surprenant que la valeur du paramètre N soit très controversée selon les sources et les solutions défendues. La Figure 3.4 et le tableau 3.5 fournissent la correspondance entre la réduction de pression ΔP et la diminution du débit de fuite ΔQ pour différentes valeurs de N.

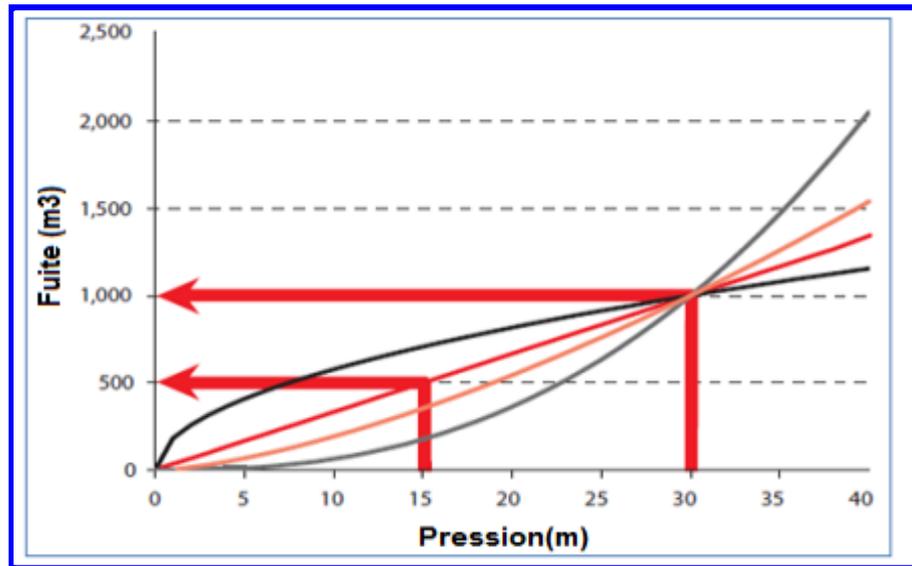


Figure 3.4 : Le taux de réduction du débit de fuite en fonction du taux de réduction de la pression. (Liemberger,2008)

Quand $N=1$, une réduction de pression produit exactement la même réduction du débit de fuite. Quand N est supérieur à 1, en l'occurrence $N=1.5$, une réduction de pression produit une réduction supérieure du débit de fuite. Inversement, quand N est inférieur à 1, en l'occurrence $N=0.5$, une réduction de pression produit une réduction de débit de fuite inférieure.

Tableau 3.5 : La réduction du débit de fuite en fonction de la réduction de la pression pour différentes valeurs de N

$\Delta P\%$ N	5%	10%	15%	20%	25%	30%	50%
0.5	3%	5%	8%	11%	13%	16%	29%
1	5%	10%	15%	20%	25%	30%	50%
1.5	7%	15%	22%	28%	35%	41%	65%
2	10%	19%	28%	36%	44%	51%	75%
2.5	12%	23%	33%	43%	51%	59%	82%

Ainsi si la valeur du coefficient N est égale à **0.5**, une réduction de la pression de **10%** produira une réduction du débit de fuite de **5%**. Mais si la valeur de N était de **2.5**, la réduction du débit de fuite aurait été de **23%** pour le même pourcentage de réduction de la pression.

Des valeurs de $N1$ peuvent être estimées sur le terrain en réduisant par palier la pression à l'entrée d'une zone de distribution durant la nuit. En effet, en calculant le taux de fuite par l'analyse du débit de nuit minimum et en mesurant la pression moyenne de la zone, il est possible d'estimer les valeurs de $N1$. (Lambert et al., 1999).

La valeur de l'exposant N peut être obtenue à partir des essais dans les réseaux de distribution, en réduisant les pressions d'entrée la nuit, pendant la période de consommation minimum. Les débits de fuite (Q_0 , Q_1 et Q_2) obtenus peuvent être comparés à des pressions (P_0 , P_1 , P_2) mesurées, pour obtenir des estimations de l'exposant N . Des essais effectués à ce jour en Amérique du Nord ont donné des valeurs de N de **0,5** à **1,5**. Le taux de fuites dans les systèmes de distribution est généralement beaucoup plus sensible à la pression quand la valeur de N est supérieure à **0,5** (Fantozzi et al. 2005). Une explication physique de ce paradoxe apparent a été proposée par May (1994), en utilisant le concept FAVAD. May a réfléchi à ce qui se passerait si la superficie de certains types de fuite change avec la pression, tandis que la vitesse a changé avec la racine carrée de la pression. Cela signifierait que les différents types de fuites peuvent avoir des relations différentes de pression; débit. Parmi les facteurs qui influencent la valeur de l'exposant N , on retrouve le matériau et la condition de la conduite, la forme et la dimension de la fuite, la pression initiale et le sol environnant. Par exemple, la valeur de N peut être de l'ordre de **0,5** pour une fuite avec ouverture fixe sur une conduite métallique épaisse, de l'ordre de **1,5** pour une fuite avec une ouverture longitudinale variable sur une conduite non métallique et de l'ordre de **2,5** pour une fuite avec une ouverture longitudinale et transversale variable sur une conduite non métallique (Thornton et Kunkel, 2008). D'ailleurs, la **Figure 3.5** illustre un exemple d'ouverture fixe sur une conduite métallique à gauche et un exemple d'ouverture variable longitudinale sur une conduite non métallique.



Ouverture fixe

Ouverture longitudinale

Figure 3.5: Exemples d'ouverture fixe et variable (Tirée de Thornton 2015)

Les aires des différents types de fuites (rondes longitudinales, circonférentielles) varient de façon linéaire avec la pression indépendamment des dimensions de la conduite, du matériau et des conditions de charge. En utilisant l'analyse par éléments finis sous déformation élastique linéaire, Cassa et Van Zyl (2013), ont montré que la zone de fuite varie linéairement avec une

pression indépendamment du type de fuite, des conditions de charge, du matériau du tuyau et des propriétés de la section. Quelques études expérimentales comme Ferrante et al., (2012 et 2013), ont également confirmé ces résultats. Ssozi et al (2015) ont également étudié l'impact de viscoélasticité sur la relation pression - fuite en utilisant l'analyse par éléments finis et ont trouvé une relation linéaire. Ainsi, la relation entre la zone de fuite et la pression peut être décrite avec l'équation;

$$\mathbf{A} = \mathbf{A}_0 + \mathbf{m}h \dots\dots\dots (3.4)$$

Où

- ▶ \mathbf{A}_0 : L'aire initiale de la fuite (sous une pression nulle)
- ▶ \mathbf{m} : la pente de la courbe aire-perte de charge
- ▶ \mathbf{h} : perte de charge

Si nous remplaçons cette relation dans l'équation 3.4 nous obtenons l'équation FAVAD (décharges à zone fixe et variable);

$$\mathbf{Q} = \mathbf{C}_d \cdot \sqrt{2g}(\mathbf{A}_0 \cdot \mathbf{h}^{0,5} + \mathbf{m}h^{1,5}) \dots\dots\dots (3.5)$$

L'équation FAVAD a été introduite pour la première fois en mai (1994). Cette équation qui est pratiquement identique à celle de FAVAD ne considère pas le cas où l'aire est fixe mais considère que pour toutes les fuites leurs aires vont augmenter avec la pression. . Pour des fuites ayant une pente aire-perte de charge (m) faible, le premier terme de l'équation 3.5 sera dominant et inversement pour des fuites flexibles avec m élevée le second terme sera dominant. L'équation FAVAD fournit une description plus réaliste du comportement des fuites.

Tel que mentionné ci-haut, en réalité, le coefficient de décharge varie avec le nombre de Reynolds de l'écoulement à travers l'orifice, lequel est très sensible aux changements de pression pour les petits débits de fuite (Lambert 2000), et potentiellement aussi pour les petits débits d'intrusion. L'aire de l'orifice dépend de l'amplitude de l'expansion ou de la contraction de l'orifice avec la pression, qui à son tour dépend principalement du comportement du matériau constituant la conduite et de la forme de l'orifice (Van Zyl and Clayton 2007). Par exemple, les déformations de l'orifice sont plus importantes dans les conduites en plastique que dans celles en fonte. En ce qui a trait à la forme de l'orifice, l'exposant apparent est plus grand pour les orifices avec un périmètre mouillé plus long et pour les fentes longitudinales. En effet, les contraintes circonférentielles dans les conduites sont plus grandes que les contraintes longitudinales, et tendent donc à ouvrir davantage les fentes longitudinales que les fentes circonférentielles (Van Zyl and Clayton 2007). La température de l'eau peut influencer significativement cette expansion/contraction dans les conduites métalliques. L'hypothèse d'orifices de forme circulaire semble appropriée pour les conduites métalliques, qui fuient typiquement par des orifices de corrosion souvent circulaires. En modélisant par éléments finis la déformation élastique d'une paroi de conduite sous l'influence de la pression interne dans ladite conduite, Cassa et al. (2010) ont démontré

que l'aire de tous les orifices de fuite augmente linéairement avec la pression et que l'impact de la pression sur un orifice de fuite circulaire croît exponentiellement avec le diamètre de l'orifice. Une telle relation pression-surface peut expliquer des exposants de pression d'au plus 1.5, suggérant l'importance de l'impact sur le débit de fuite de la déformation plastique de la paroi des conduites (fort probablement non linéaire) et du comportement hydraulique du sol autour de la conduite (Van Zyl and Clayton 2007). Cassa et al. (2010) ont aussi montré que les orifices circulaires présentent la plus faible expansion sous pression avec une augmentation maximale de l'aire de l'orifice de 1.4% pour un orifice de 12 mm (diamètre) sur une conduite de 110 mm (diamètre) en PVC soumise à une pression interne de 60 m. Cette faible influence de la pression sur l'aire des orifices circulaires va dans le même sens que l'observation de Greyvenstein et Van Zyl (2007) comme quoi les orifices circulaires ont des exposants de pression très près de la valeur théorique de 0.5.

3.2.2 Modes de contrôle de la pression

La pression chez les consommateurs dépend aussi des frottements de l'eau dans la conduite (pertes de charge). Pour compenser cette perte, la pression d'alimentation est généralement supérieure à la pression minimale requise. Cependant, les pertes de charge dépendent du débit et varient donc en fonction de la quantité d'eau prélevée par chacun. La pression va donc varier tout au long de la journée. Cela signifie que la pression chez les consommateurs sera plus élevée aux moments où ils ont le moins besoin d'eau. À l'inverse, la pression sera plus basse lorsqu'ils utilisent beaucoup d'eau, par exemple le matin et le soir (**Figure 3.6**).

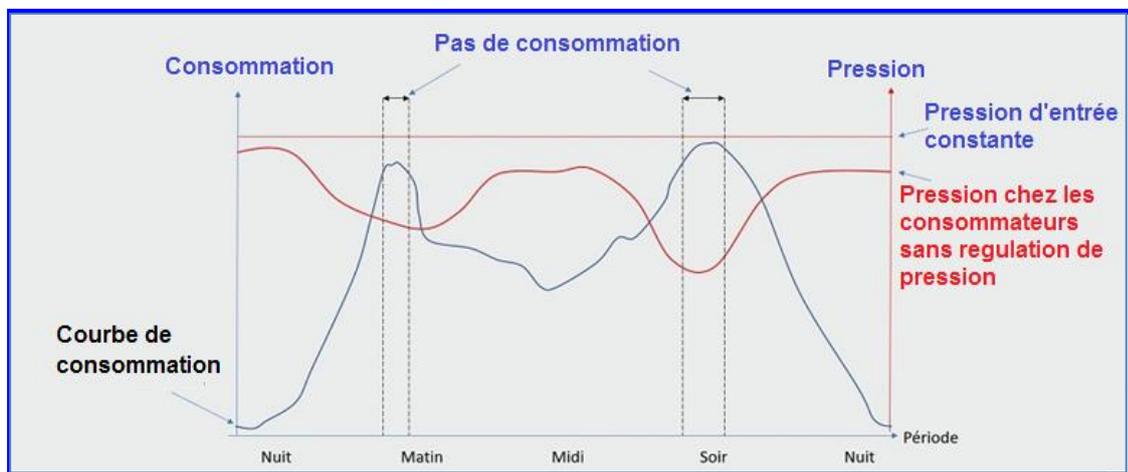


Figure 3.6 : variation de la pression

Pour s'assurer que le consommateur n'ait jamais une pression trop basse, la pression d'entrée est généralement réglée en fonction des pics de consommation. Le schéma type montre que la consommation n'est élevée que pendant une courte période de la journée. Bien sûr, il peut y avoir des exceptions, comme une usine consommatrice d'eau à proximité. En général, ce pic de consommation ne dépassera pas deux heures par jour. *Une pression d'alimentation*

constante entraîne en réalité une pression plus élevée que nécessaire pendant le reste du temps, soit environ 22 heures. Une pression élevée a un impact énorme sur le réseau de distribution : aussi bien sur la longévité du matériel de robinetterie que sur le nombre de ruptures de conduites.

Il existe une corrélation entre la pression et le nombre de ruptures de conduites. Une étude internationale a montré qu'une réduction de 37 % de la pression moyenne entraîne une réduction de 51 % du nombre de ruptures de conduites (Thornton and Lambert, 2006).

A l'inverse, une pression élevée entraîne également une augmentation du débit des fuites. Par exemple, un trou de 5 mm à une pression de 5 bars, entrainera une perte de 11520 m³ par an. Si, en revanche, la pression est abaissée à 4 bars, la perte annuelle d'eau sera réduite de 11%, correspondant à 1 267 m³.

Réduire la pression inutile dans un réseau est logique, et cela peut facilement être fait sans compromettre la qualité de service. La pression d'alimentation est réduite pendant les périodes de faible consommation et une pression minimale acceptable est maintenue pour les utilisateurs. Cela permet de réduire les ruptures de tuyaux. Tout au long de la journée, la pression doit être régulée de manière équilibrée pour assurer un service régulier aux consommateurs. Les vannes de régulation sont généralement installées à l'entrée d'un quartier ou de toute autre zone afin de contrôler efficacement la pression en fonction du moment de la journée ou du débit (**Figure 3.7**).



Figure 3.7 : Régulation de la pression

La pression est ajustée dans la zone en fonction du point de consigne. De cette façon, la vanne peut diminuer la pression pendant les périodes de faible consommation et la remonter lorsque celle-ci augmente. Ainsi, la pression moyenne peut être considérablement réduite. Pour le consommateur, le contrôle de la pression en fonction du débit est le meilleur moyen de réguler la pression. En fonction de la consommation courante, le signal d'un débitmètre ajuste la pression de sortie de la vanne de régulation. Cela permet de réduire la pression moyenne et celle-ci sera stable pour les utilisateurs. Une telle régulation prend en compte les changements de consommation qui sortent des créneaux habituels, comme les périodes de vacances,

l'utilisation d'un poteau incendie ou d'autres types de consommations irrégulières. Une pression élevée permet de distribuer l'eau sur tout le réseau et à tous les usagers, mais une pression élevée est également à l'origine de l'augmentation du nombre et du volume des fuites. Par ailleurs, une canalisation soumise à ce type de « stress interne » peut casser plus vite et plus souvent. Afin d'y remédier, on procède à l'installation de vannes pour moduler la pression heure par heure. La modulation de pression diminue le débit des petites fuites invisibles et non détectables. Elle va aussi réduire le « stress interne » sur le réseau, donc prolonger la durée de vie du patrimoine.

La pression au sein d'un réseau varie dans l'espace et dans le temps du fait de la topographie, des pertes de charges et du fonctionnement des différents organes du réseau. Pour garantir une bonne qualité du service, il est nécessaire de garantir en tous points du réseau et à tout moment une pression minimale (qui est couramment estimée à 20 mètres de colonne d'eau ou 2 bars). Un réseau comporte souvent un ou plusieurs points critiques qui connaissent de basses pressions tandis que les autres points du réseau sont soumis à des pressions confortables voire élevées.

Lorsque la pression au point critique dépasse le minimum requis, il est possible de réduire de façon globale la pression de service. Souvent, cela consiste en pratique à installer un stabilisateur de pression aval en tête de réseau (**Figure 3.8**).



Figure 3.8 : Stabilisateur de pression aval

Dans bien des cas, la réduction de pression ne peut concerner qu'une partie du réseau, le dispositif de réduction de pression doit alors être installé sur la canalisation alimentant la zone concernée.

Les pertes de charges dans le réseau croissent en même temps que le débit qui transite, de telle sorte qu'elles sont généralement moins fortes en période nocturne lorsque la demande est faible. Ainsi, lorsque le système est conçu pour garantir une pression suffisante en tout point et à tout moment, la pression en période de faible demande est excédentaire, y compris au point critique. Il est donc envisageable de réduire la pression de desserte quand la demande est faible, on parle de modulation de pression. En pratique, il s'agit de mettre en place des stabilisateurs avals dont la consigne de pression varie selon une commande. Les systèmes d'asservissements peuvent être une horloge, une mesure de débit sur la canalisation qui porte le dispositif, ou une mesure de pression en un point critique. La plupart des réseaux peuvent

bénéficiaire de la modulation de pression suivant la demande, si l'amplitude de cette modulation est supérieure ou égale à 15 m sur 24 h.

Les réseaux particulièrement sensibles seront ceux présentant au moins l'une des caractéristiques suivantes :

- joints au plomb.
- réseau vieillissant.
- plastique de mauvaise qualité ou fragilisé par oxydation.
- points de corrosion (micro-fuites).

Pour évaluer l'efficacité d'un mode de gestion proposé, un suivi de la pression est généralement effectué au niveau de certains nœuds spécifiques qui sont :

- ▶ soit le point critique, qui représente le nœud ayant, en général, la plus basse pression du secteur;
- ▶ soit le point représentatif du secteur, qui se définit comme le nœud qui reflète, par la variation de sa pression, la variation moyenne de la pression du secteur.

Il ne faut pas confondre la modulation de pression avec la réduction de pression, qui consiste simplement à installer un réducteur de pression à l'entrée d'un secteur et qui, pour pouvoir satisfaire les demandes de pointes, délivre une pression presque toujours supérieure à celle réellement nécessaire.

Grâce à la modulation, le système fournit au contraire la pression qui permet de satisfaire la demande de pointe habituelle (été) ou exceptionnelle (incendie), uniquement lorsque celle-ci est vraiment nécessaire. Par conséquent, la pression est toujours inférieure à ce qu'elle était avant la mise en œuvre de la modulation. Le **Tableau 3.6** explique la différence qui existe entre la régulation et la modulation de pression.

Tableau 3.6 : différence entre la régulation et la modulation de pression.

Régulation de pression	Modulation de pression
Vanne de régulation de pression	Vanne de modulation de pression
Consigne d'entrée constante	Consigne d'entrée variable selon la demande
On régule (diminue) Lorsque la variation de la pression sur 24h n'est pas très importante	On module lorsque la variation de la pression sur 24h dépasse les 20m et que le débit moyen soit le double que celui de nuit.

3.2.3 Apports de la sectorisation dans la lutte contre les pertes

Un secteur de suivi de la distribution (aussi connu sous les termes de sectorisation ou District Metered Area en anglais) est une zone du réseau de distribution d'eau potable où le suivi du débit distribué est effectué en continu, tel qu'illustré à la **Figure 3.9**. La sectorisation des réseaux s'est imposée comme outil de connaissance des pertes du réseau. La sectorisation est

très utile pour le suivi des débits de nuit. De nombreuses références présentent les paramètres à prendre en compte lors de la mise en place d'une sectorisation (Aubin, 2001 ; Cambrezy, et Cousin, 2009). Certaines indiquent comment déterminer des frontières optimales du secteur en se basant sur un SIG (Système d'Information Géographique) (Lambert, 2009). Les zones sectorisées sont définies en fonction des infrastructures (réservoirs, stations de pompage) ainsi que des débitmètres existants.

Les secteurs doivent être formés des entités hydrauliques. La pression et les possibilités de démaillages sont les principales caractéristiques prises en compte lors de la réalisation d'une sectorisation. Les DMA (District Metered Areas) subdivisent une ville ou une zone en plusieurs sections plus petites. Une section compte une vanne principale et plusieurs vannes de secours. Les flux d'entrée et de sortie sont continuellement mesurés dans chaque zone. Idéalement, toutes ces vannes sont pourvues d'un logiciel de détection de fuite permettant de détecter immédiatement et de manière très précise l'ampleur d'une fuite éventuelle.

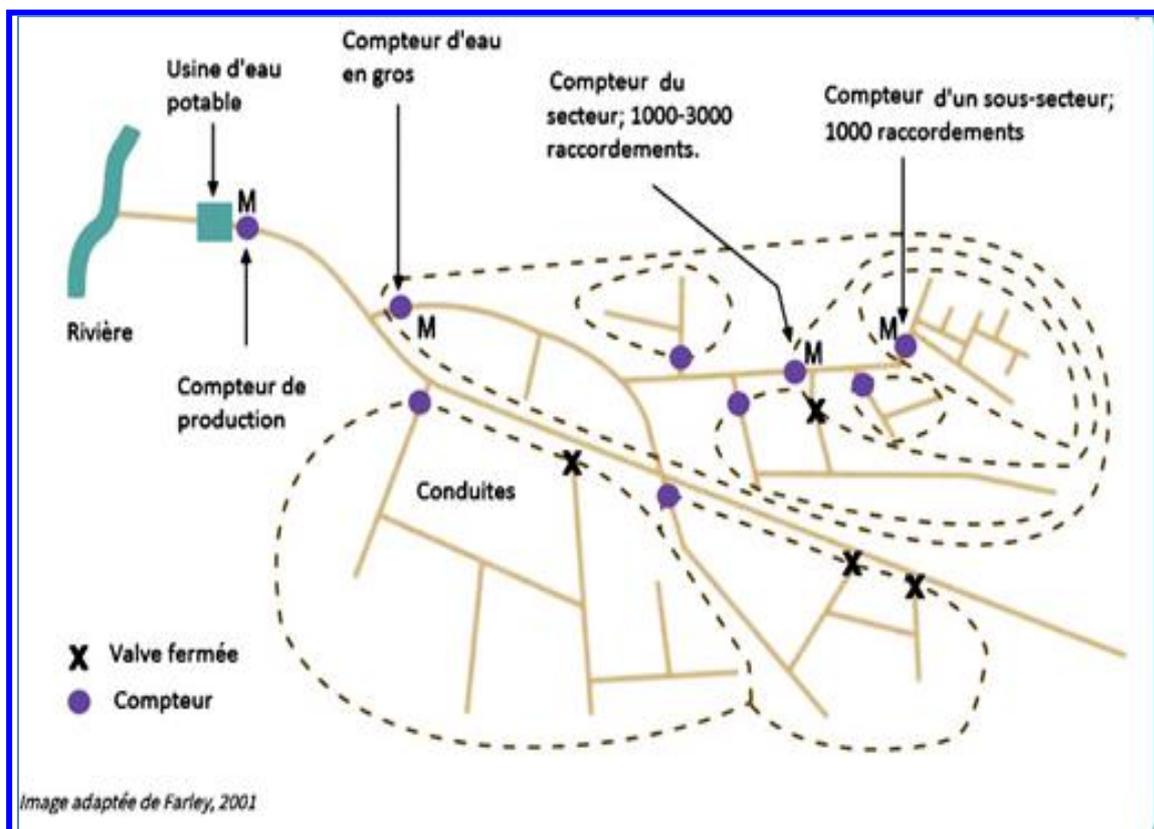


Figure 3.9 : Réseau de distribution divisé en secteurs de suivi de la distribution
IWA (2007) citée dans Fares (2010)

Les secteurs sont créés en plaçant et ouvrant/fermant des vannes d'isolation/de séparation sur certaines conduites raccordant une DMA à une autre (raccord fermé) et en plaçant un débitmètre sur les tuyaux de raccordement (raccord ouvert). Sur la base des relevés effectués à l'entrée et à la sortie de chaque DMA, et tenant compte des capacités de stockage, il est possible de déterminer le bilan hydrique de la DMA et de contrôler le débit nocturne minimal (DNMin), éléments d'information précieux pour détecter les fuites dans la zone. En outre, les données relatives à la demande recueillies au niveau de la DMA peuvent être utilisées de

manière efficace dans le contexte d'une gestion du système en temps réel, et permettent d'améliorer la mise en correspondance des données de production et des données de consommation.

Le découpage d'un réseau en secteur est l'étape la plus importante d'une sectorisation: il s'agit de trouver une taille d'un secteur qui soit suffisamment faible pour donner des informations précises mais également, assez vaste pour limiter le nombre de secteurs nécessaires pour couvrir une zone donnée. La taille de la DMA (par ex., le nombre de raccordements, généralement entre 500 et 2500).

L'emplacement des structures visuelles pouvant servir de limites logiques de la DMA, telles que les rivières, les canaux de drainage, les voies de chemins de fer, les autoroutes, etc.

L'analyse du débit de nuit minimum d'un secteur de suivi de la distribution est particulièrement intéressante pour estimer les pertes d'eau réelles, car c'est généralement entre 1 h et 4 h que la consommation est à son plus bas et que la proportion du débit des pertes d'eau réelles par rapport au débit distribué est la plus élevée. Les pertes d'eau réelles peuvent être estimées par la différence entre le débit de nuit minimum et la consommation de nuit légitime. La consommation de nuit légitime inclut les utilisations de nuit exceptionnelles (ex. : industries et hôpitaux), les utilisations de nuit non résidentielles (ex. : commerces) et les utilisations de nuit résidentielles. L'analyse du débit de nuit minimum doit aussi tenir compte de la possibilité d'arrosage automatique pendant l'été et des purges pour contrer le gel en hiver qui peuvent influencer considérablement le débit de nuit minimum.

La mise en place des DMA permet d'abord de diriger la recherche de fuite vers les secteurs où les pertes d'eau réelles sont les plus élevées, ce qui améliore l'efficacité du contrôle actif des fuites. La DMA permet aussi d'identifier les possibilités de consommation nocturne illégitime qu'il faudra distinguer des fuites. Ensuite, lorsque le niveau optimal des pertes d'eau réelles est atteint dans une DMA, l'analyse du débit de nuit minimum permet de prendre connaissance plus rapidement de l'existence de nouvelles fuites, ce qui aide à réduire la durée des fuites. De plus, l'analyse du débit de nuit minimum permet d'estimer les pertes d'eau réelles selon l'approche ascendante et de valider ainsi l'estimation obtenue selon l'approche descendante.

Lors de la conception de DMA, il importe de localiser, mesurer et enregistrer la pression au point critique et au point représentatif de la zone pour assurer les pressions requises et faire un suivi des conditions de pression. Étant donné que la demande peut varier en fonction des saisons, il peut être pertinent de recueillir les données de pression au point critique et au point représentatif de la zone sur une année. Le point critique est situé à l'endroit où la pression est la plus faible et sa position peut varier avec le temps. Son emplacement dépend de la topographie, des diamètres et de l'état des conduites, des habitudes de consommation et des besoins spécifiques de certains usagers (ex. : hôpital). En assurant la pression requise au point critique, la pression sera adéquate à tous les autres points du secteur. Le point représentatif de la zone est l'endroit où la pression est la plus près de la pression moyenne de la zone. La pression moyenne de la zone peut être obtenue à l'aide d'un modèle hydraulique étalonné ou

par un calcul de l'élévation moyenne de la zone, suivi d'une mesure en continu au point représentatif de la zone (AWWA, 2009).

Les indicateurs actuellement utilisés pour analyser l'état d'un réseau sont annuels et à l'échelle du service. Il est donc nécessaire d'utiliser une échelle d'espace et de temps plus restreinte afin d'optimiser la gestion des réseaux. La sectorisation permet de réaliser un suivi journalier des débits sur des secteurs définis. Le débit de nuit est représentatif du débit de fuites car durant cette période les consommations sont relativement faibles. Un suivi journalier des débits de nuit sur chaque secteur constitue un premier niveau de prélocalisation. Ce suivi permet de :

- ▶ détecter plus rapidement les fuites
- ▶ prioriser les campagnes de recherche de fuites
- ▶ suivre plus précisément l'évolution d'un réseau

Les gestionnaires de l'eau contrôlent généralement les fuites la nuit ; la perte d'eau est continue alors que la demande des clients est minimale la nuit. Le graphique (**Figure 3.10**) illustre la configuration du débit dans une DMA classique incluant essentiellement des clients domestiques.

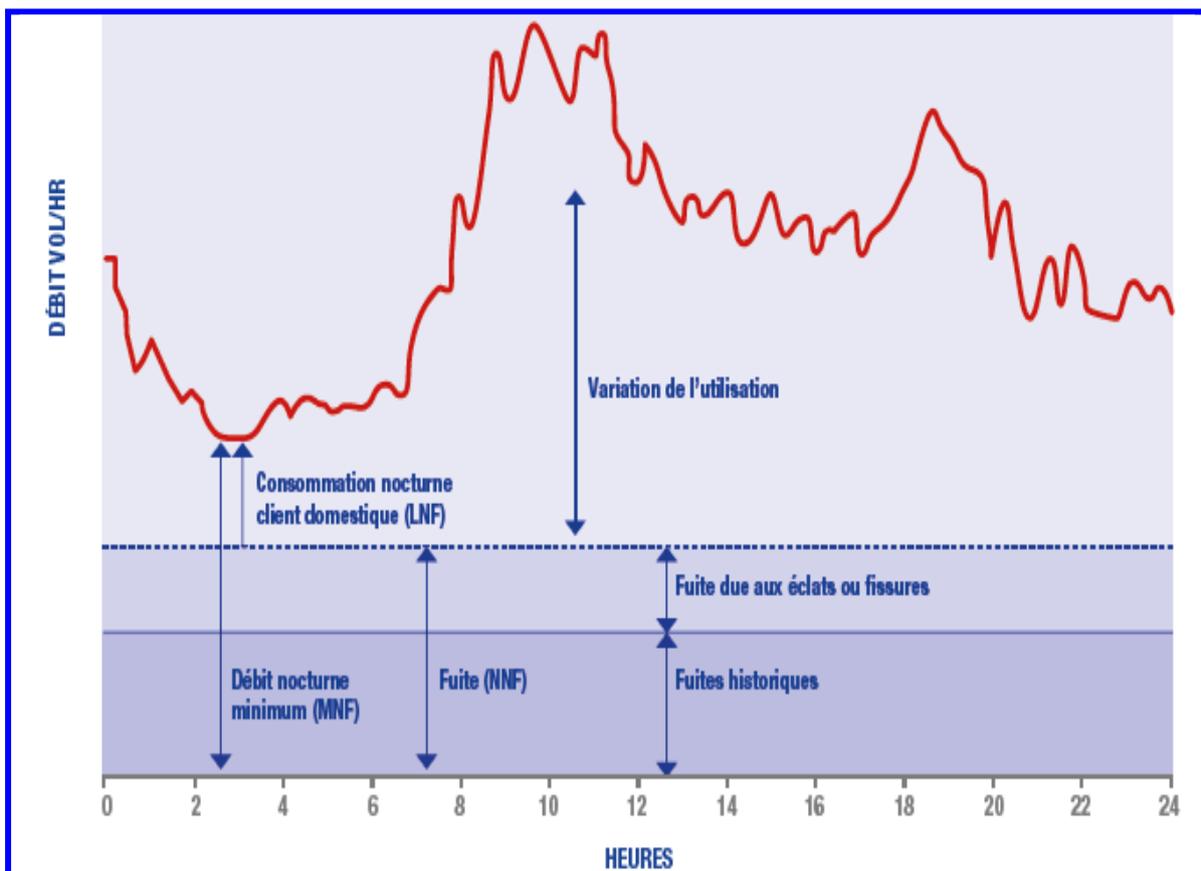


Figure 3.10 : Profil de débit classique d'une DMA durant 24 heures

Des références présentent des méthodes d'évaluation des consommations nocturnes à partir des débits de nuit issus de la sectorisation. Les débits mis en œuvre dans un réseau

d'alimentation en eau potable sont liés à l'activité des usagers, ainsi, classiquement les débits sont minimum la nuit et connaissent des pointes à la mi-journée et en soirée (**Figure 3.11**).

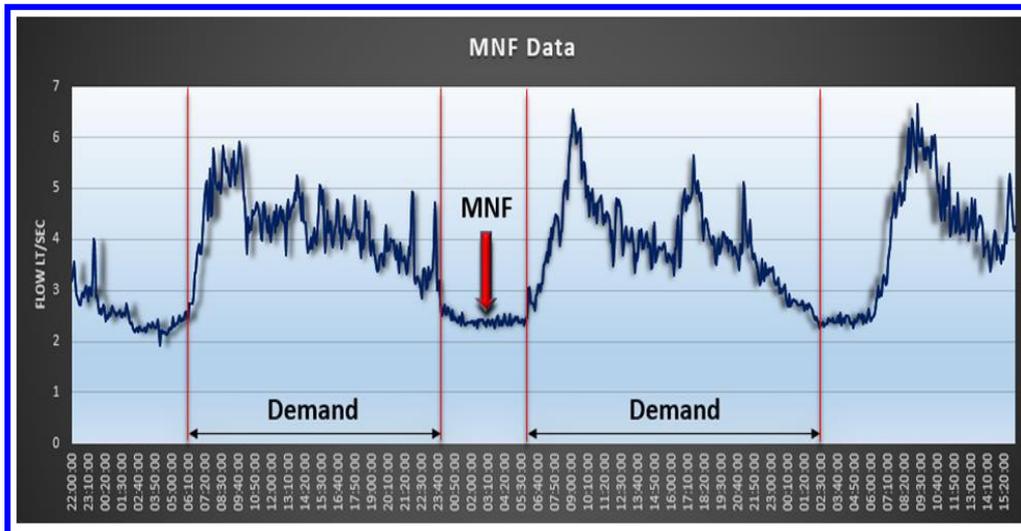


Figure 3.11 : cycle de consommation d'eau type

Souvent, le débit de consommation est négligé et les pertes sont alors directement considérées comme étant de l'ordre du débit de nuit. Cette approximation, utile par défaut, donne une première appréciation du volume de pertes mais pour une évaluation plus précise, le débit de nuit doit être décomposé de façon plus fine.

La **Figure 3.12** représente les différentes composantes du débit de nuit mesuré, supposé inclure uniquement la consommation et les fuites, diffuses et non repérées. L'interruption dans la chronique correspond à la durée de la campagne de recherche de fuites.

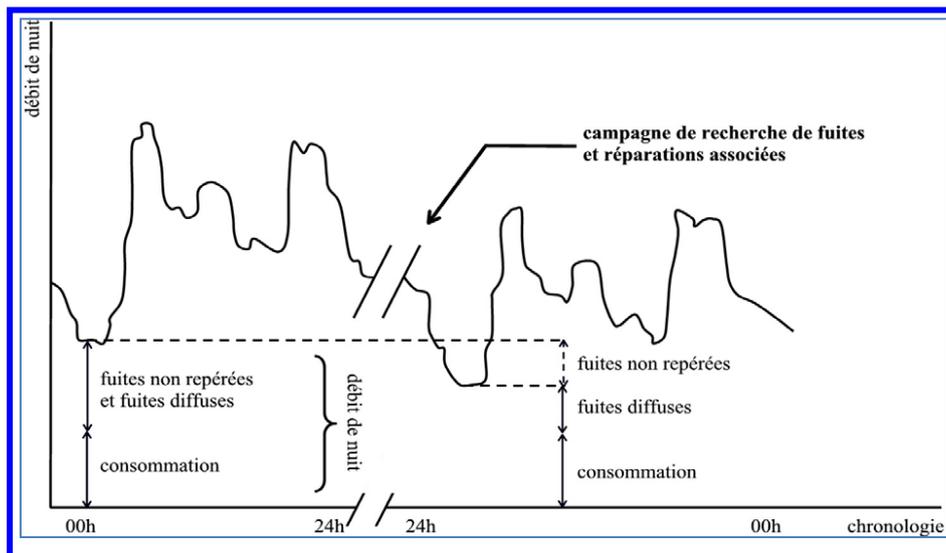


Figure 3.12 : Méthodologie envisagée pour la décomposition du débit de nuit.

Lorsque l'on observe la partie gauche du graphique, on note que les pertes dues au débit lié aux fuites diffuses et celles dues aux fuites non repérées ne sont pas différenciables.

La solution envisagée pour établir cette distinction consiste à supprimer la part des fuites non repérées. Par définition, une fuite non repérée est détectable par une opération de recherche de fuites, dans les limites imposées par le seuil de détection de la technologie utilisée. Afin d'être certain d'éliminer la totalité de ces fuites non repérées, il faut alors soumettre l'intégralité du secteur à une opération de recherche de fuites. Immédiatement après avoir réparé toutes ces casses, et en supposant que l'opération ne se déroule pas sur une période trop longue, on peut affirmer que le débit mesuré n'est plus constitué que de la consommation nocturne et des fuites diffuses (partie droite de la **Figure 3.10**).

La distinction entre les deux types de fuites est ainsi rendue possible par ce procédé. Malheureusement, il s'agit d'un processus lourd à mettre en œuvre, coûteux en temps et en moyens. Les secteurs ayant fait l'objet d'une telle action demeurent des cas exceptionnels. L'IWA propose une approche détaillée du débit de nuit (Fantozzi, 2010). Toutefois, l'information usuellement disponible (chronique du débit global du secteur au pas de temps horaire) ne permettant pas de mesurer les différentes composantes du débit de nuit, il est nécessaire d'adopter une vision plus schématique. La représentation proposée est alors la suivante (**Tableau 3.7**) :

Tableau 3.7 : composition du débit de nuit

Débit de nuit	Consommations nocturnes après compteur (usages et fuites)	Exceptionnelles	Consommations nocturnes exceptionnelles
		Courantes	Consommations nocturnes courantes
	Fuites (partie Service des Eaux)	Exceptionnelles	Fuites exceptionnelles non réparées
		Courantes	Fuites détectables non détectées
			Fuites difficilement détectables

Cette représentation prend en compte deux critères principaux :

- ▶ La séparation entre les consommations (en aval du point de livraison) sur lesquelles le service ne peut intervenir directement, et les fuites (en amont du point de livraison) sur lesquelles peut agir le service ;
- ▶ La distinction entre les parts courantes et exceptionnelles des débits constatés (sont en général considérés comme exceptionnels, des débits enregistrés sur de courtes durées).

Les composantes exceptionnelles des fuites et des consommations occasionnent une part importante des variations du débit de nuit d'un jour à l'autre.

Les minima observés sur des périodes courtes (de l'ordre de la semaine) permettent d'évaluer le niveau cumulé des fuites et des consommations courantes. Le débit minimum observé après une campagne de recherche active suivie de réparations permet d'évaluer le niveau cumulé des fuites difficilement détectables et des consommations courantes.

Tandis que les indicateurs de pertes présentés dans le **chapitre 2** ne permettent une estimation des pertes qu'annuellement, l'observation des débits minimum nocturnes apparaît donc comme un moyen d'évaluation des fuites à des pas de temps plus court (journalier,

hebdomadaire, ...). Pour affiner cette approche, les débits nocturnes peuvent être mesurés à une échelle plus petite que le réseau dans sa globalité, il s'agit de la «sectorisation» du réseau.

Les pertes physiques au sein d'une DMA résultent de fuites tant dans les canalisations principales que sur les raccordements domestiques. La fuite apparaît en cas de trous ou de fissures dans les canalisations ou de vannes défectueuses. Afin d'estimer le niveau de la fuite dans la DMA, l'exploitant doit calculer le Débit Nocturne Net (DNN) du système, qui est déterminé en déduisant le Débit Nocturne Légitime (DNL) du Débit nocturne minimum (DNM). Le DNM est mesuré comme étant le débit le plus faible dans la DMA au cours d'une période de 24 heures et généralement constaté la nuit quand la plupart des consommateurs sont inactifs. Bien que la demande des clients soit minimale la nuit, les gestionnaires de l'eau doivent toujours tenir compte de la petite quantité du Débit nocturne légitime (DNL)

Afin de déterminer le niveau du Débit nocturne net (DNN) ou la partie du débit nocturne directement lié à une fuite, déduisez le DNL du DNM enregistré. La fuite est proportionnelle à la pression dans le système. A l'instar de l'eau qui s'écoule vers la DMA, la pression moyenne dans la DMA changera d'une manière directement proportionnelle au débit au cours d'une période de 24 heures.

En d'autres termes : si la DMA affiche le flux d'entrée le plus bas, la pression sera à son niveau le plus élevé. Dès lors, le DNN ou la fuite calculée pour le débit nocturne minimum ne fournit pas une représentation fidèle de la fuite sur une période de 24 heures. Les gestionnaires doivent également déterminer un facteur de pression, également dénommé le facteur T, qui génère une valeur moyenne et réelle de fuite durant 24 heures quand il est appliqué au DNN.

Le facteur T est calculé en utilisant un enregistreur de données afin d'enregistrer la pression pendant une période de 24 heures et en utilisant ensuite ces mesures pour calculer la pression moyenne durant 24 heures. Cette pression moyenne durant 24 heures est comparée à la pression du système pendant la période nocturne minimale avec un facteur appliqué. Le niveau des pertes totales d'eau (NRW) dans une DMA peut être calculé en déduisant la consommation mesurée du débit d'entrée.

Les pertes commerciales correspondent à une simple déduction de la fuite physique (DNN) de la NRW. Les gestionnaires doivent examiner les compteurs défectueux, les compteurs sabotés ou les raccordements illégaux dès qu'ils identifient les DMA présentant des pertes commerciales très élevées. Ils peuvent ainsi procéder à une série d'analyses clients de chaque raccordement au sein de la DMA afin de vérifier l'enregistrement du logement dans la base de données de facturation, d'interroger les habitants et d'évaluer la précision du compteur d'eau.

Chapitre IV

**Présentation de la
zone d'étude et
diagnostic**

Chapitre IV :

Présentation de la zone d'étude et diagnostic

4.1 Introduction

L'eau est un bien précieux et le sera certainement encore plus au cours des années à venir. La protection des eaux est donc un véritable défi pour l'ensemble des collectivités locales et centrales de notre pays. Pendant plusieurs décennies, la croissance démographique induit une forte augmentation de la consommation d'eau pour ses différents usages, notamment pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation. Face à cette consommation croissante, la gestion des eaux souterraines et des eaux superficielles constitue un domaine particulièrement sensible.

La commune de **Bendjerrah** est une zone semi rurale distante de quelques encablures du chef-lieu de wilaya. Elle compte **8 630 habitants**, et son voisinage avec le relief montagneux de **Djebel Maouna** lui confère une grande fraîcheur et des hivers rigoureux. Dans le cadre du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU), **Bendjerrah** a enregistré ces dernières années la réalisation d'un important programme de développement, qui a touché plusieurs secteurs.

Les ménages de cette localité se réjouissent des efforts déployés en matière d'alimentation en eau potable et de raccordement aux réseaux d'énergie électrique et de gaz naturel qui ont connu une amélioration substantielle. Cette commune, mitoyenne de **Djebel Halouf**, se trouve dans la direction privilégiée du plan d'extension de la ville de Guelma qui s'opère en direction de ce site et lui offre un vaste espace foncier constructible. D'importants chantiers et ouvrages sont en cours de réalisation. Des centaines de logements toutes formules confondues, des installations universitaires avec leurs infrastructures d'accompagnement et plusieurs autres projets sont en voie de concrétisation. L'on cite à titre illustratif la réalisation d'une **unité de sécurité** qui sera rattachée à la **DGSN**, un **pénitencier** et une **école de formation de la Gendarmerie nationale**. Ainsi, l'aménagement urbain semble être une orientation stratégique du développement économique dans cette commune. Les autorités locales ont prévu une zone d'extension (nouveaux POS) de plusieurs hectares.

En dépit de ces efforts consentis par les pouvoirs publics, le potentiel de la région de Bendjerrah demeure manifestement sous-exploité, il est susceptible d'être développé par la réalisation d'importantes infrastructures, notamment dans la région boisée. Il peut faire l'objet de projets ambitieux d'intérêt régional et national.

en effet, dans un contexte de développement économique soutenu et donc d'augmentation progressive des besoins en eau potable, conjointement à l'apparition de nouvelles contraintes pour l'exploitation des ressources existantes et/ou potentielles, la réduction des pertes des volumes non comptabilisés représente un enjeu considérables pour la commune, en vue de

pérenniser la gestion des réseaux de distribution aussi bien au centre de **Bendjerrah** qu'au niveau des zones éparses et limiter les prélèvements illicites. De ce fait, la demande progressive en eau potable représente également un enjeu économique important pour l'APC en charge de la gestion du réseau.

L'intérêt est donc de pouvoir atteindre :

- Le minima du rendement du réseau d'eau potable fixé à **75%**.
- La mise en place d'un comptage de la production et des consommations.
- La mise en place d'une politique de contrôle permanent de la ressource et de la distribution d'eau de la commune.

Pour ce faire, la principale problématique pour l'étude du réseau d'A.E.P de Bendjerrah est d'établir un diagnostic viable de son fonctionnement :

Dans un premier temps, l'objectif est d'établir un inventaire aussi précis que possible sur le patrimoine hydraulique de la commune et donner un aperçu sur l'état physique du réseau de la commune (*Diagnostic physique*) ;

Le second objectif est d'évaluer et de cerner les problèmes susceptibles de nuire au bon fonctionnement de l'alimentation en eau de la commune, par la mise en place d'une modélisation du réseau d'A.E.P grâce au logiciel **Epanet**. Le calage du modèle sera réalisé en faisant concorder les résultats aux mesures réalisées sur le terrain. Ceci doit permettre d'analyser le fonctionnement actuel du réseau et d'en dégager toutes les insuffisances (*Diagnostic fonctionnel*).

A toutes ces insuffisances, des réponses adaptées et spécifiques seront apportées, qu'il s'agisse de renforcements de canalisations, de pose d'appareillages spécifiques (stabilisateurs ou réducteurs de pressions, surpresseurs...) ou encore de la mise en place de maillages supplémentaires.

4.2 Diagnostic du réseau de Bendjerrah

4.2.1 Problèmes inhérents au réseau d'AEP de Bendjerrah

Le réseau de **Bendjerrah** est un réseau relativement ancien qui a toujours souffert d'un manque d'entretien ces dernières années. Le gestionnaire (ADE) ne possède pas d'indicateurs de performance (rendement, l'indice linéaire de pertes,...) concernant le réseau.

➔ Qualité de données disponibles assez médiocre

La gestion du réseau de **Bendjerrah**, actuellement géré par l'ADE, présente une particularité qui se révèle être un inconvénient assez sérieux. En effet, la partie production appartient à l'ADE et est gérée par cette dernière. Or, il est difficile de maîtriser un réseau si on ne maîtrise pas la totalité de ses constituants.

Dès lors, l'ADE dispose de données sur les volumes produits et facturés, ainsi que sur la tranche horaire de distribution pour les différents quartiers. Néanmoins, aucune indication sur la cadence des relevés débitométriques (journaliers, hebdomadaires, mensuels ou trimestriels..)

n'est perceptible. A cet effet, des données nous ont été transmises par l'ADE qui concerne les volumes de production et les volumes facturés des trois dernières années.

De plus, l'APC ne dispose actuellement d'aucune archive concernant les consommations et les particularités du réseau en période estivale sachant que la commune voit, à cette période, des pics de chaleur assez importants.

A tout cela, s'ajoute le fait que notre réseau possède également d'autres dysfonctionnements majeurs dont nous ne connaissons pas beaucoup d'éléments :

La conduite d'amenée DN250, à partir de la station de pompage R1500 jusqu'aux réservoirs R3X500 du centre de Bendjerrah, subit des piquages « illicites » et des ramifications aléatoires le long de son parcours, aussi bien par les riverains que certains équipements du centre de la ville.

➡ Absence de maillage conséquent

La typologie du réseau permet de se rendre compte de l'absence d'un maillage conséquent et approprié dans le réseau car il devrait permettre certes de proposer plusieurs alternatives d'alimentation en cas de problème de fuites ou autre. Il permet également de faire en sorte que l'eau ne stagne pas dans les parties basses du réseau et diminue ainsi les risques de mauvaise qualité d'eau.

Cependant, les ramifications aléatoires est la source d'un manque de clarté qui nuit à la compréhension du réseau et à sa gestion. En effet il est difficile d'appréhender les sens d'écoulement dans les canalisations et de repérer les zones fuyardes.

Enfin, le fait que le réseau ne soit pas sectorisé conduit à des disparités de pression mais également à une gestion ardue pour les fontainiers en place.

➡ Objectifs et intérêts de l'étude de diagnostic du réseau d'eau potable

Une bonne appréciation des différents objectifs fixés par la commune de Bendjerrah est nécessaire dans l'optique de la réalisation d'une étude fructueuse ; ces objectifs se résument en cinq points essentiels :

- ▶ Sécuriser et augmenter la capacité de production d'eau potable pour la ville de Bendjerrah et des mechtas environnantes par le renforcement des installations existantes ;
- ▶ Améliorer la capacité de transfert du réseau d'adduction vers la ville de Bendjerrah ;
- ▶ Augmentation du rendement du réseau jusqu'à la valeur conventionnelle de plus de 75%.
- ▶ Minimiser les pertes d'eau.
- ▶ Rationaliser la distribution d'eau 24/24h par la sectorisation du réseau et le renforcement du maillage dans les différents quartiers et lotissements de la ville et les couloirs d'urbanisations futures.

Optimisation du réseau

L'objectif principal est d'équilibrer et rationaliser la distribution sur l'ensemble du réseau en période estivale et hivernale tout en assurant une homogénéisation des pressions en tout point du réseau. Si l'on devait chiffrer ces propos, il faudrait faire en sorte qu'à n'importe quel moment de l'année et quel que soit l'endroit où on se situe, les pressions de service soient comprises entre 2 et 8 bars.

Une meilleure maîtrise du réseau

Il est également impératif de simplifier la compréhension et ainsi la gestion du réseau en le sectorisant. L'objectif en termes de sectorisation est difficilement chiffrable mais l'idée est de fermer plus de maillages et de faire en sorte qu'aucune région ne soit pénalisée par rapport à une autre et ainsi faciliter la détection d'éventuelles fuites.

Un programme de renouvellement des canalisations

Un budget conséquent devrait être mis à la disposition de la commune par les pouvoirs pour renouveler les canalisations et les accessoires les plus fragiles du réseau. L'objectif associé à cela est une répartition judicieuse de cette enveloppe financière et la proposition d'un échéancier pertinent de renouvellement des canalisations du réseau selon un ordre de priorité pré établi.

Le travail présenté dans cette partie de l'étude porte sur cinq volets, à savoir :

- ▶ L'élaboration d'un état des lieux aussi précis que possible sur l'état actuel du réseau d'A.E.P de la ville de Bendjerrah ;
- ▶ Calcul des indicateurs de performances du réseau d'AEP de la commune ;
- ▶ modéliser l'ensemble des conduites de distribution et de simuler les situations de crise et d'approvisionnement à long terme et, d'autre part d'analyser les différents régimes de consommation d'eau.
- ▶ Estimations des fuites,
- ▶ Chercher un modèle hydraulique bien approprié sans fuites.

4.2.2 Situation géographique, administrative et voies de communication

La ville de « **Bendjerrah** », d'une superficie de **4,49 km²**, est située au sud du chef lieu de la wilaya de **Guelma**.

Elle est limitée :

Au Nord par les communes de **Guelma** et **Madjes-Amar**,

- Al' Est par La commune de **Belkheir**.
- Au Sud par la commune d'**Ain labri**.
- A l'ouest par la commune de **HouariBoumediene** et **Sellaoua Anonna**.

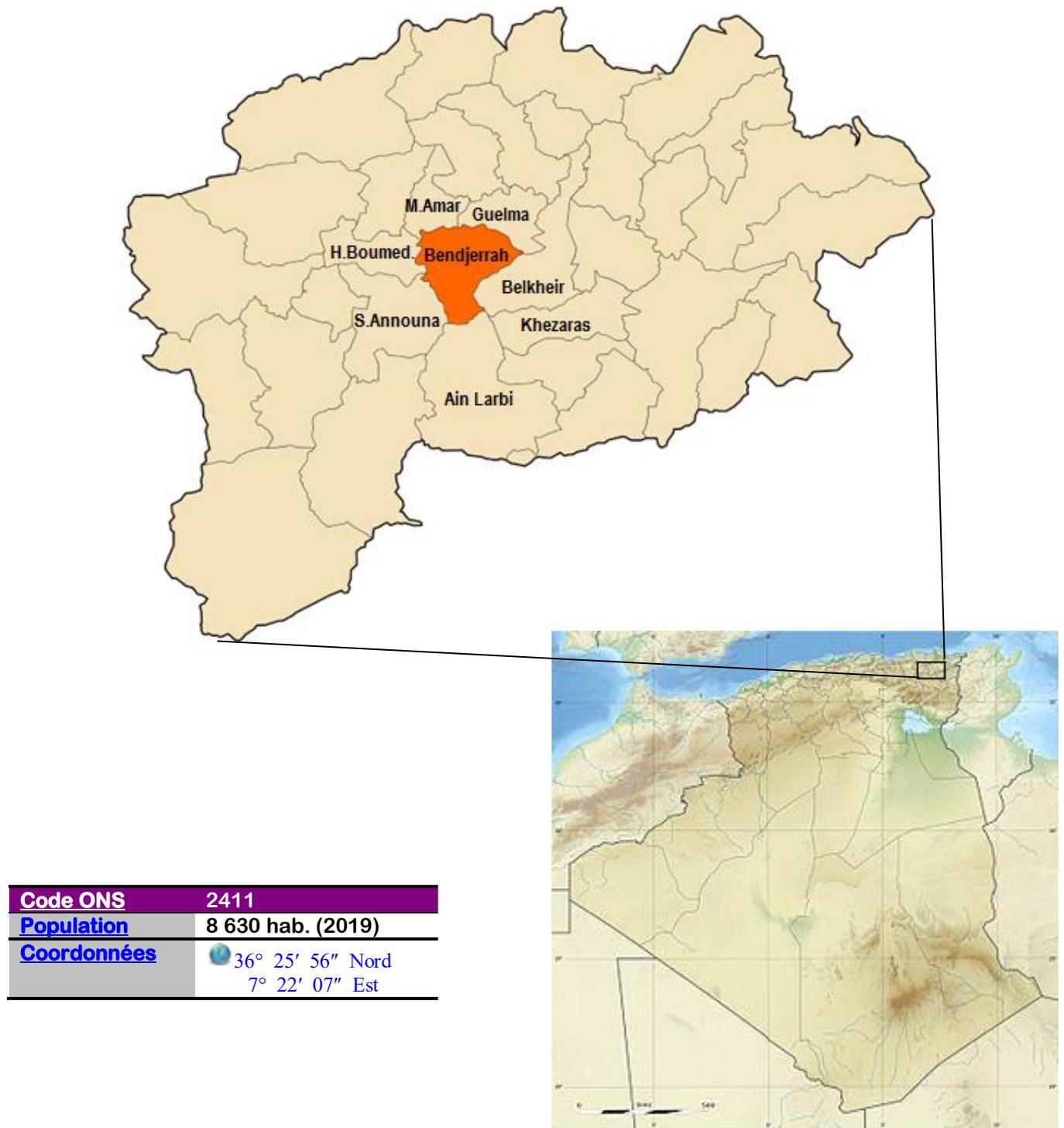


Figure 4.1 : Situation de la commune de BENDJERRAH

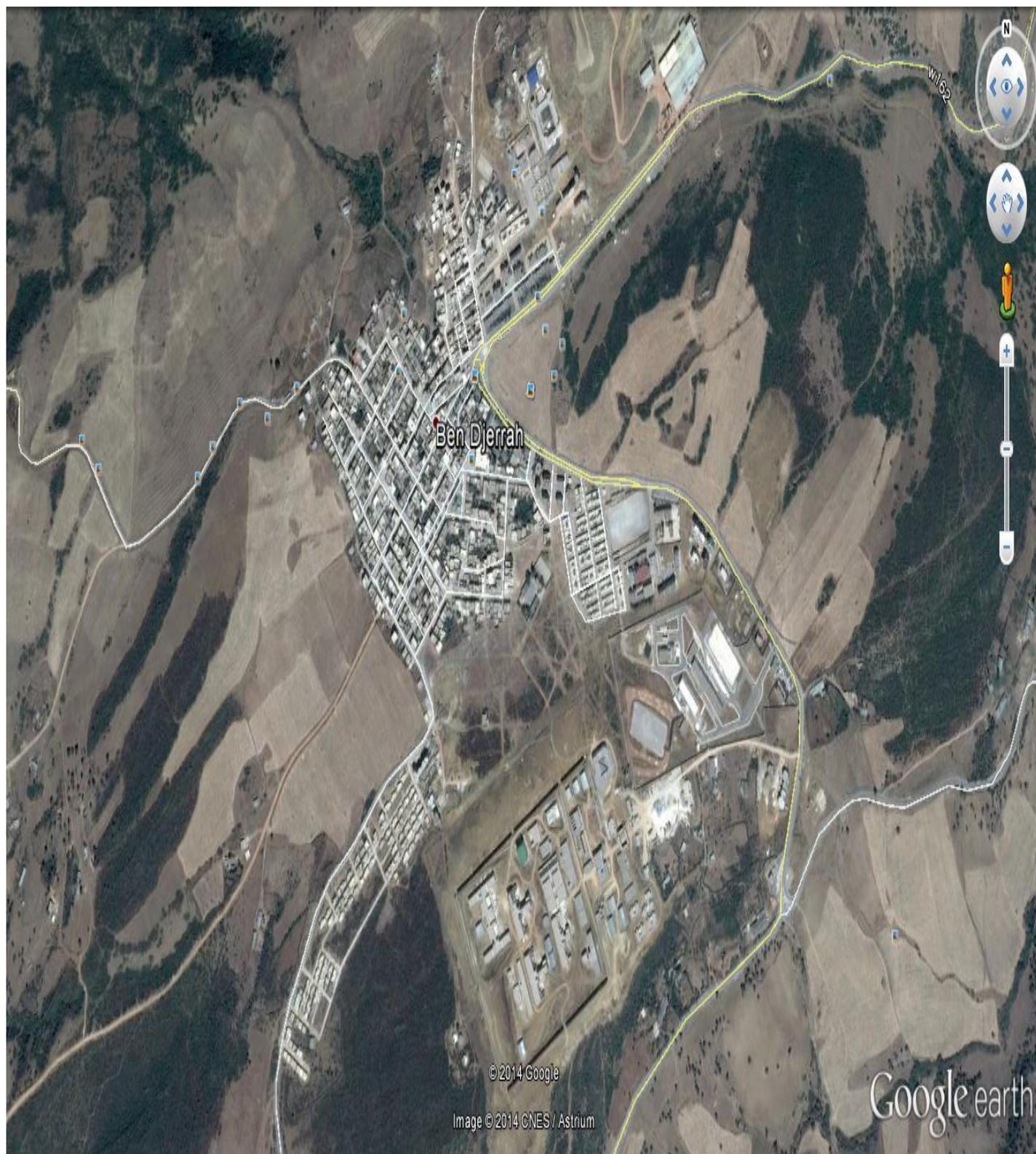


Figure 4.2 : Photo Satellitaire – Ville de BENDJERRAH (LandSat)

4.2.3 Données démographiques

Les données du dernier recensement, réalisé par l'ONS en 2008, indique que le nombre d'habitants de la commune de **Bendjerrah** est de l'ordre de **6 553 habitants** jusqu'à avril 2008.

En effet, la commune de **Bendjerrah** a fait l'objet d'un développement important. On observe un taux de croissance démographique important d'environ + **4.6 %** sur la période 1998-2008. Ce développement est notamment lié à la multiplication des programmes de développement initiés par l'état ces dernières années et à la fixation de la population dans les zones éparses due à l'accélération et l'abondance de l'habitat rural qui a marqué un palier important ces dernières années.

Selon le RGPH (2008), la répartition de la population est la suivante :

Tableau 4.1 : Données démographiques (RGPH – 2008)

N°	MECHTAS	Nombre Habitants	Nombre Habitations
01	- BENDJERRAH (Chef Lieu)	6 553	1 176
02	- Zones éparses (Z.E)	474	-----

N.B : Données (O.N.S - Recensement – Avril 2008) - Bendjerrah (W.Guelma) –

L'étude de l'évolution de la population sera donc basée sur les statistiques des recensements nationaux de l'O.N.S : « *Rapport sur la projection de la population de la commune de Bendjerrah wilaya de GUELMA – RGPH : 2008 – 2015* ».

Tableau 4.2 : Projection de la population de la commune de Bendjerrah – RGPH : 2008 - 2015

	RGPH (04/2008)	31/12/2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
A.C.L	6 079	6 152	6 226	6 300	6 376	6 453	6 530	6 608	6 688
Z.Epar.	474	480	485	491	497	503	509	515	521
Total	6 553	6 632	6 711	6 792	6 873	6 956	7 039	7 124	7 209

Source : (O.N.S – projection de la population de la wilaya de GUELMA – RGPH : 2008 - 2015).

➔ Hypothèse de croissance géométrique

Dans la pratique, on peut employer le modèle de croissance géométrique ci-après dont la formule générale s'écrit :

$$P_n = P_0(1 + T\%)^n \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec :

P_0 : Population de l'année de référence (2015) ;

P_n : Population à l'horizon de calcul (2019) ;

n : Ecart d'années entre l'année de référence et l'année de calcul (4 années);

$T\%$: Taux d'accroissement annuel en pourcentage de la population (4,60 %).

Application :

- La population de base en l'an 2015 est de : $P_{2015} = 7\ 209$ habitants.
- La population en l'an 2019 est de : $P_{2019} = 8\ 630$ habitants.

4.2.4 Densité de la région

L'évaluation de la densité d'habitants est nécessaire pour la réalisation de n'importe quel projet. La population estime était de **8 630** (2019) habitants avec un taux d'accroissement de **4.60%** et la superficie de la commune de **Bendjerrah** égale a **4,49Km²**

La densité est :

$$d = \frac{\text{Nombre d'habitants}}{\text{superficie}} \quad (\text{hab/km}^2) \dots\dots\dots (4.2)$$

$$d = 8630 / 4.49 = 1922 \text{ hab/km}$$

4.2.5 Evaluation des besoins en eau globaux par catégorie de consommation

Pour évaluer avec précision les besoins en eau potable d'une agglomération quelconque, un recensement précis et complet de l'ensemble des équipements socio-économiques, qui la caractérisent, est nécessaire. Ce recensement est complété par une étude qui porte sur :

- Les données démographiques et urbanistiques (population, taux d'accroissement, plan d'aménagement de la zone, types d'habitat...)
- Les données économiques (agriculture, élevage, industrie, infrastructures existantes,...)
- Les équipements socio-économiques (enseignement, santé, équipements sportifs, services administratifs...)

Une fois les besoins unitaires (dotations) par usage sont évalués, le calcul des besoins globaux actuels dans l'espace sera fait sur la base du plan d'aménagement et de la répartition de la population actuelle entre les différents tissus urbanistiques. Or, les besoins et le nombre des usagers augmentent dans le temps, alors que la durée de vie moyenne d'un réseau d'A.E.P est

de l'ordre de 50 ans pour les canalisations et de 25 ans pour les pièces spéciales (raccords, joints, tés, coudes...) et la robinetterie.

4.2.5.1 Estimation des besoins actuels

L'eau distribuée est généralement établie en fonction de la population desservie ainsi que des usages non-résidentiels et des éventuelles pertes ; On l'exprime en litres par habitant par jour (*litre / habitant / jour*).

➔ Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est rapportée au nombre d'habitants, elle varie alors en fonction de plusieurs paramètres tels que (pressions disponibles, pertes et gaspillage, types d'industries, importance de la ville...). D'autre part, elle évolue en fonction du temps en liaison avec l'évolution de la vie.

En fait, pour la ville de Bendjerrah, on prendra comme paramètre utile de débit journalier d'A.E.P : $Q_j = 150 \text{ l/hab/j}$

✚ Les besoins domestiques actuels (2019) sont donc :

$$Q_d = 8630 \text{ hab.} \times 150 = 1\,294\,500 \text{ l/j} = 1294,500 \text{ m}^3/\text{j} = 14,98 \text{ l/s}$$

Soit un besoin domestique actuel : $Q_d = \underline{12,37 \text{ l/s}}$

➔ Besoins collectifs (équipements)

Cet usage englobe la consommation des administrations, des établissements scolaires, des hôpitaux, des centres de santé, des municipalités,...etc. L'inventaire de tous les équipements est important pour l'estimation des besoins en eau actuels et futures de la commune. A cet effet, nous avons énuméré à Bendjarrah, les équipements existants suivants :

Tableau 4.3 : besoins actuels des équipements

N°	Désignation des équipements	Unité	Dotation (l/hab/j)	Nombre de consommateurs	Débit moyen (l/j)
01	- A.P.C	01	50	60	3000
02	- Bureau P.T.T	01	50	20	1000
04	- Ecole / CEM	03	10	1200	36000
05	- Lycée	01	20	400	8000
06	- Mosquée	02	05	500	5000
07	- Petits commerces	30	15	50	22500
08	- Gendarmerie Nationale	01	10	100	1000
09	- Ecole de police	01	10	3000	30000
10	- Garde communale	01	10	60	600
11	- Maison de jeunes	01	10	100	1000
12	- Salle de soins / P.M.I	01	10	50	500
				Total (l/j)	108600
				Total (l/s)	1.25

Enfin, les valeurs des besoins en eau totaux seront :

- ▶ Besoins domestiques : 14,98 l/s
- ▶ Besoins des équipements : 1.25 l/s
- ▶ Le débit moyen = débit domestique + débit des équipements
- ▶ Les besoins actuels s'élèvent donc à : $Q_T = 16.23$ l/s

Les besoins actuels s'élèvent donc à : $Q_T = 16.23$ l/s

Selon le plan national de l'eau – Volet Eau potable et industrielle –, l'évaluation prévisionnelle de la demande en eau selon les usages en (%) de la consommation domestique est donnée dans le rapport méthodologique – page 45 :

Tableau 4.4 : Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Métropole Nationale	30%	15%	10%
Métropole régionale	20%	10%	10%
Agglomération urbaine	15%	08%	10%
Agglomération semi urbaine	10%	05%	05%
Agglomération rurale	05%	03%	02%

Source : Plan National d'eau potable et industrielle – Evaluation de la demande en eau- (Rapport méthodologique - page 45).

La ville de Bendjerrah est classée comme étant une commune semi urbaine. Les besoins publics et totaux pour une dotation journalière de 150 l/hab./jour seront donc :

Tableau 4.5 : Différents besoins actuel

Année	2019
Population	8 630
Besoins domestiques (m ³ /j)	1294.272
Besoins administratifs (m ³ /j)	129.272
Besoins commerciaux (m ³ /j)	64.71
Besoins industriels (m ³ /j)	-----
Besoins des équipements (m ³ /j)	108.600
Besoins totaux (m ³ /j)	1596.854
Besoins totaux moyens (l/s)	14.22

4.2.6 Patrimoine hydraulique

Il s'agit d'énumérer et donner un aperçu général sur le patrimoine eau potable à **Bendjerrah**. En effet, l'origine de la ressource en eau est le barrage **BOUHAMDANE**, via sa station de traitement principale. L'inventaire principal des biens du service de l'eau de la commune de **Bendjerrah** est assez modeste. En effet, la commune de **Bendjerrah** est approvisionnée en eau potable à partir d'une station de pompage (située à environ **4,2 Km** à l'Est) permettant de relever l'eau transitant dans un réservoir **R1500m³** vers les réservoirs **3X500 m³** de Bendjerrah (Tête du réseau).

Tableau 4.6: Récapitulatif du patrimoine eau potable de la commune de Bendjerrah.

<i>Description du système d'A.E.P</i>					
<i>Génie Civil</i>					
<i>Type de site</i>	<i>Nom usuel</i>	<i>Latitude</i>	<i>Longitude</i>	<i>localisation</i>	<i>Capacité</i>
Réservoir de stockage R1500 m³	R1500	36° 26' 26,9" N	7° 24' 16,2" E	R2X5000	1500 m³
Station de pompage 02 pompes : (01 fonctionnelle + 01 réserve)	S.P	36° 26' 29,0" N	7° 24' 15,9" E	R2X5000	Q=30 l/s Hmt=162 m
Réservoir R3X500m³ (Tête du réseau)	R 3X500	36° 25' 28,5" N 36° 25' 28,4" N 36° 25' 27,7" N	7° 22'9,7" E 7° 22'10,3" E 7° 22'10,8" E	Hauteurs de Bendjerrah	3 X 500m³
Réservoir Tampon R200 m³	R 200	36° 25' 39,9" N	7° 22' 28,4" E	Centre de Bendjerrah	200m³
<i>Réseau</i>					
<i>Diamètre / Nature</i>	<i>PVC</i>	<i>PEHD</i>	<i>Acier enrobé</i>	<i>Acier Galva</i>	<i>Total (ml)</i>
63	6 776.44	2 078.92	-----	-----	8855.36
75	-----	631.04	-----	-----	631.04
90	2 149.32	280.20	-----	-----	2429.52
110	609.14	-----	-----	-----	609.14
125	1 020.16	-----	-----	-----	1020.16
160	173.33	954.33	-----	-----	1127.66
200	469.08	80.33	-----	-----	549.41
250	-----	1 435.02	2 922.62	-----	4357.64
Total	11197.47	5 459.84	2 922.62	-----	19 79.93

4.2.7 Description du réseau de Bendjerrah

Sur le plan Typologique, le réseau de la commune de **Bendjerrah** est un système de distribution constitué de pseudo zones séparées par une panoplie de vannes de distribution, permettant d'alterner les distributions d'une zone vers l'autre.

A l'image de l'organisation et de l'évolution du système urbain, l'APC a développé au cours des dernières décennies un réseau de distribution d'eau potable assez peu structuré et fortement dépendant uniquement des manœuvres et des improvisations des fontainiers.

Le réseau d'AEP centre de Bendjerrah et constitué d'un régime de pression, à partir des réservoirs **R3 * 500**. Ces derniers et le réseau d'adduction occupent une place importante dans le système d'approvisionnement en eau des populations. Leurs défaillances entraînent des perturbations considérables dans l'alimentation en eau des habitants.

Aujourd'hui, avec le vieillissement de certaines conduites en **PVC**, en Acier enrobé et le branchement illicite sur la conduite principale **DN 250** de refoulement vers le réservoir **R3*500** l'ensemble du système avec toutes les installations et potentiellement en danger ; D'autant plus, que la commune de **Bendjerrah** est en croissance démographique confirmée d'environ **4.6 %** par année ; ce qui nous fait penser à une augmentation du nombre d'habitants à long terme.

Pour pallier ces problèmes, et conformément à la loi sur la distribution de l'eau, les services de l'APC souhaitent engager la mise sur pied d'un plan directeur de la distribution de l'eau (**PDDE**), ainsi que la planification de l'approvisionnement en eau potable surtout en temps de crise. A cet effet, la présente étude repose, principalement, sur les grands axes suivants :

- Description du réseau d'adduction et de distribution, incluant une analyse fonctionnelle du réseau existant.
- Modélisation du réseau d'adduction et de distribution,
- Alimentation en eau potable **à long terme**, sachant que le barrage **BOUHAMDANE** (seul ressource disponible actuellement) et tributaire du pluviomètre de la région, qui s'avère être en déclin ses dernières années.

4.2.7.1 Adduction ou production

La production d'eau se fait à partir de la station de pompage située au niveau des réservoirs (**2*5000 + 1500**) à environ **4 Km** à l'est de **Bendjerrah**, avec une production annuelle moyenne d'environ (**pompage 13h / j**) **354.780 m³ / an**, l'APC alimente son réseau de la façon suivante :

- Remplissage du réservoir **R1500** à partir de la station de traitement du barrage **HAMMAM DEBAGH**, correspondant à **100%** de la production totale avec un débit moyen inconnu ;

- L'eau arrive dans l'enceinte du réservoir **R3*500** de **Bendjerrah** par le biais d'une conduite **DN 250 mm** en **PEHD** et en Acier enrobé. La conduite de transport, d'une longueur totale **L = 4291 m** comprend essentiellement des tuyaux de diamètre nominaux **DN 250 mm**.

A noter qu'en altimétrie, la station de pompage est située à **Ztn = 598,34 m** et les réservoirs **R3x500** (**Ztn= 735,48 m**) de **Bendjerrah**.

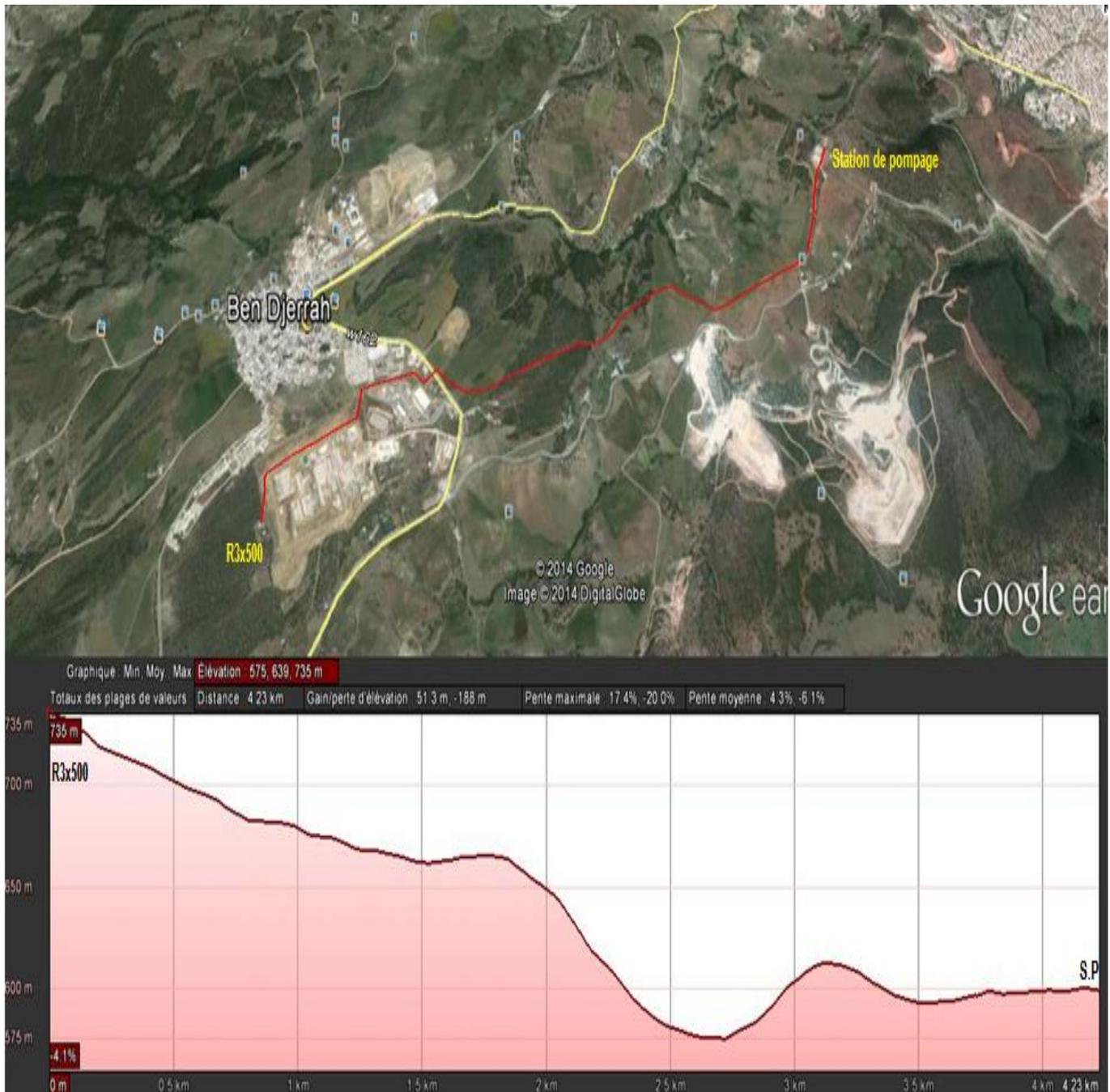


Figure 4.3 : Tracé et profil en long sommaires de la conduite de refoulement

➔ Caractéristiques du refoulement

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont étroitement liées. Pour un débit connu à une hauteur géométrique donnée, il existe une infinité de solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de la canalisation de refoulement, c'est-à-dire, aux pertes de charge générées qui majoration puissance d'élévation théorique nécessaire.

La conduite de refoulement, en **PEHD** et en **acier**, a un diamètre nominal **DN 250 mm** ; celui-ci devrait être calculé de façon à avoir une vitesse de circulation comprise entre **0.5 < V < 1.5 m/s** lors du pompage.

➔ Vérification de la vitesse de pompage

$$Q = V \cdot S = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

➔ Application numérique

$Q = 27.6736667 \text{ l/s} = 0.0276736667 \text{ m}^3/\text{s}$ (valeur maximale mesurée).

$D = 250 \text{ mm} = 0.25 \text{ m}$

D'où : **V = 0.564 m/s**, valeur acceptable pour assurer un refoulement optimal.

En outre, **BRESSE** a proposé l'approche ci-après qui donne le diamètre économique **D (m)**, d'une conduite refoulant un débit **Q (m³/s)**.

$$D = 1.5(Q)^{0.5} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$D = 1.5(V \cdot S)^{0.5}$$

V = 0.566 m/s (vitesse optimal)

➔ La source d'alimentation

Notre source est la station de pompage SP1 ; elle délivre un débit moyen **Q = 30 l/s**

➔ Station de pompage

Tableau 4.7 : Fiche technique de la station de pompage – SP1 -

commune		Bendjerrah
Exploitant – Gestionnaire		ADE
Nom du site		R2 x 5000
Cordonnées : Z (m NGA) = 598.34		
Lambert (II)	X	921 631.67
	Y	359 222.54
UTM (zone 32) NDS 1959	X	356 988.73
	Y	4033799.96
Décimales	Latitude (°N)	36° 26' 29.00'' N
	Longitude (°E)	7° 24' 15.9'' E
Caractéristiques des Pompes	Marque	INVERUNO (Italie)
	Type	IFC 60034 - 1 IP 55 – IM 83
	HMT (m)	162
	Débit max (L/S)	30
	Démarrage	Statorique
	Armoire de commande	75 KW
Dispositif	Date mise en service	-----
	Comptage (Oui / Non)	Oui
	Volume annuel Théorique produit (m³) – 12h/j	473040
Durée annuelle de pompage (h/ans)		8030
Utilisation des eaux (AEP/IRR/AEI)		A.E.P/IRR
Etat des pompes		Bon
Etat actuel de la station de pompage		Exploitée

➔ Réservoirs de stockage

Le stockage et la mise en charge de l'eau sont assurés par trois réservoirs semi-enterrés **R3x500** d'une capacité totale de **1500 m³**.

En l'absence de réserves à la défense contre l'incendie (voir tableau ci-dessous), on considérera que la capacité de stockage totale constitue la capacité de stockage utile.

Le réservoir de stockage de la station de pompage qui a une réserve utile de **1500 m³**, ne peut être prise en compte en stockage ; Il constitue à priori, un tampon servant à relayer l'eau vers **Bendjerrah**.

Tableau 4.8: Fiche technique des réservoirs R3 x 500

<u>Nom du réservoir</u> : R3x500 Bendjerrah			<u>Localisation</u> : SUD OUEST	
Capacité (m ³)	Type de cuve	Côte radier	Côte trop plein	Année de construction
3x500	Une cuve circulaire semi-enterrée	R ₁ =734,56	739.36	—————
		R ₂ =734,25	739.05	
		R ₃ =736,21	741.01	
Fonctionnement				
Origine de l'alimentation	Mode d'alimentation	Comptage	Télégestion	Commentaires
Station de pompage SP1	Pompage à partir du réservoir R1500	OUI	NON	SP1 fonctionne en continu avec deux heures de pose pour 22 h de marche
Distribution				
Volume incendie	Secteurs desservis			Commentaires
NON	Toute la ville de Bendjerrah			Distribution journalière à partir de 7h30 pendant une heure et demi à 2h répartie sur différents quartiers

✚ Dimensionnement des réservoirs

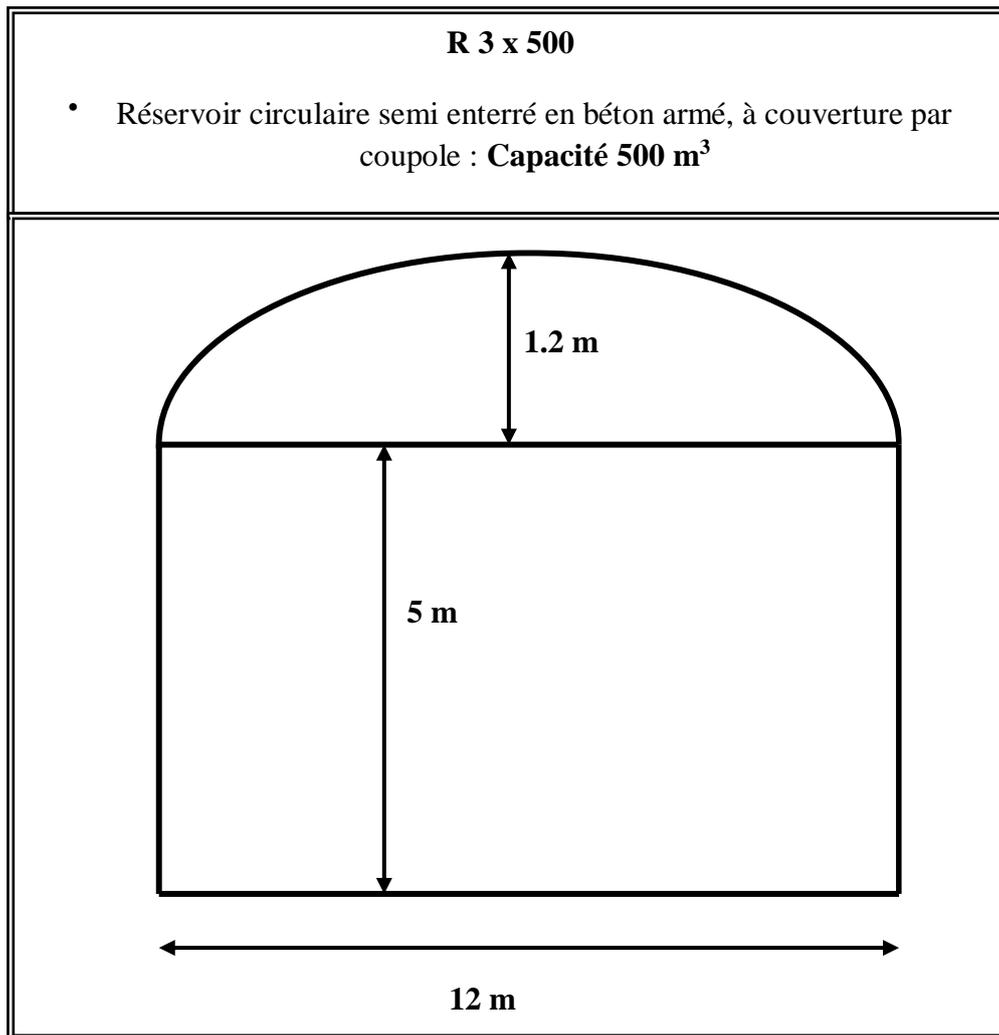


Figure 4.4 : Les dimensions du réservoir R 3X500

Désordres constatés

Au réservoir **R3 x 500** de **Bendjerrah**, l'arrivée de l'eau, à partir de la station de pompage SP1, se fait difficilement ; le remplissage total n'est jamais atteint, malgré un pompage continu ; ceci est dû essentiellement à ce que la conduite d'amenée **DN 250** est relativement très sollicitée par des piquages illicites le long de son parcours. Elle perd un débit très important avant d'arriver jusqu'au réservoir **R3 x 500**.

4. 2.7.2 Le réseau de distribution

A partir de la source d'approvisionnement (station de pompage SP1) localisée, le réseau de canalisation a été tracé suivant le réseau routier.

Le réseau a été projeté suivant les axes de voiries en tenant compte des contraintes de traversées de chaussées lorsque cela s'impose. La démarche suivante a été adoptée :

- Dans chaque maille, les différents types de consommateurs ont été identifiés avant d'en estimer les besoins en eau.
- Ensuite ces besoins en eau ont été équitablement répartis aux nœuds de la maille.
- Enfin pour toutes les mailles le bilan aux nœuds a été établi.

En fait, le réseau adopté est un réseau mixte, maillé dans son parcours secondaire et ramifié dans ses branches tertiaires.

La constitution physique du réseau donne le linéaire de conduite par diamètre et par matériau suivant :

Tableau 4.9 : Constitution physique du système global d'AEP

<i>Diamètre</i>	<i>PVC</i>	<i>PEHD</i>	<i>Acier enrobé</i>	<i>Total (ml)</i>	<i>Taux DN (%)</i>
63	6 776.44	2 078.92	-----	8855.36	45.23
75	-----	631.04	-----	631.04	03.22
90	2 149.32	280.20	-----	2429.52	12.41
110	609.14	-----	-----	609.14	03.11
125	1 020.16	-----	-----	1020.16	05.21
160	173.33	954.33	-----	1127.66	05.76
200	469.08	80.33	-----	549.41	02.81
250	-----	1 435.02	2 922.62	4357.64	22.25
Total	11197.47	5 459.84	2 922.62	19 579.93	100 %
<i>Taux matériau %</i>	57.19	27.88	14.93	100 %	

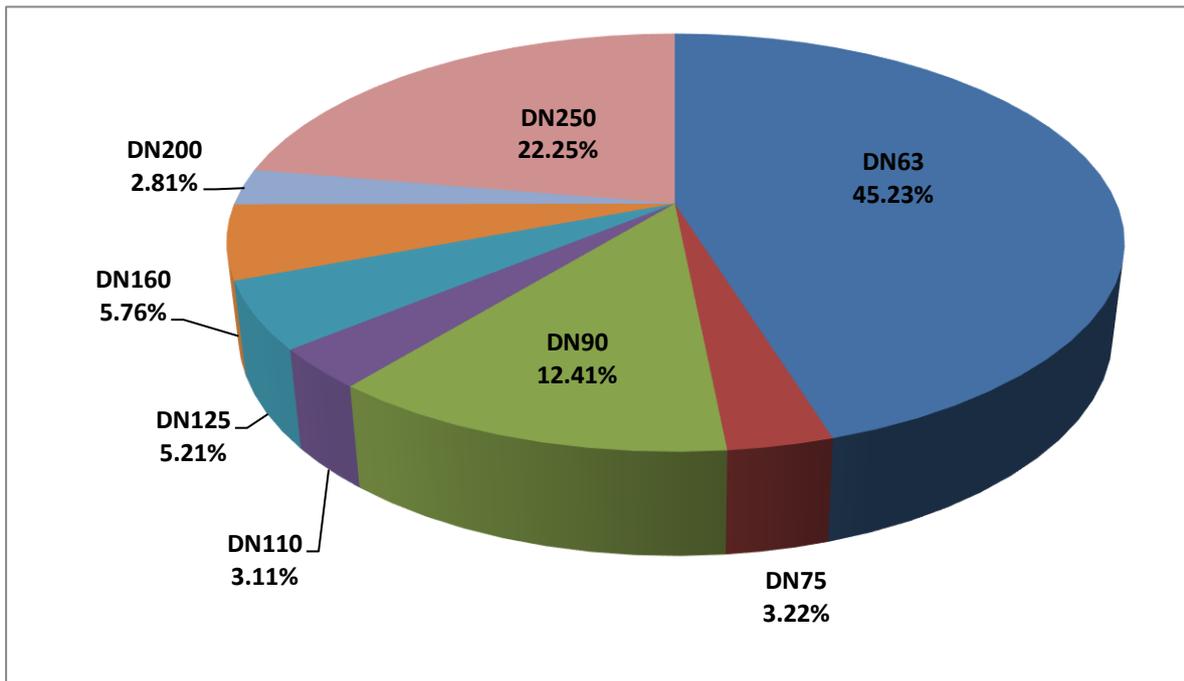


Figure 4.5 : Taux linéaire par diamètres.

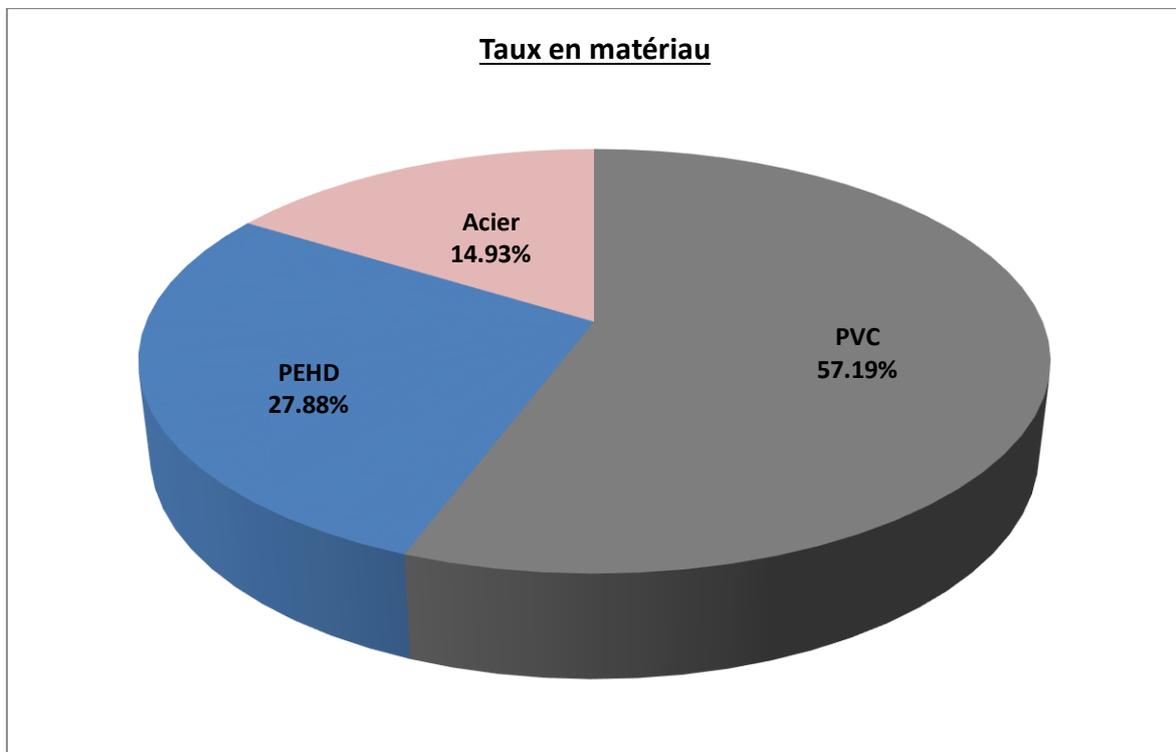


Figure 4.6 : Taux linéaire en matériaux.

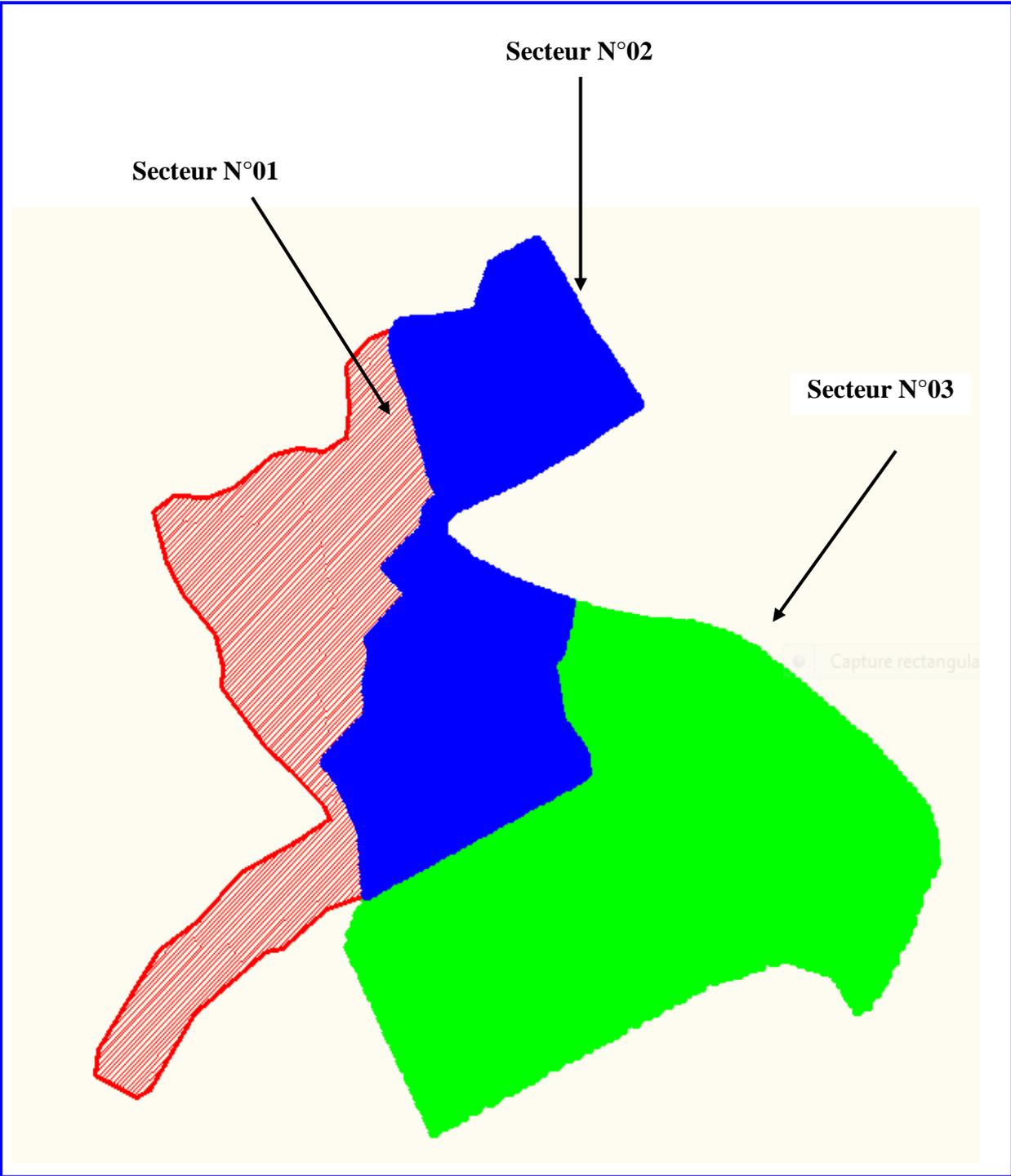


Figure 4.8: Sectorisation du réseau en secteurs

En fait, le réseau adopté est un réseau mixte, maillé dans son parcours secondaire et ramifié dans ses branches tertiaires.

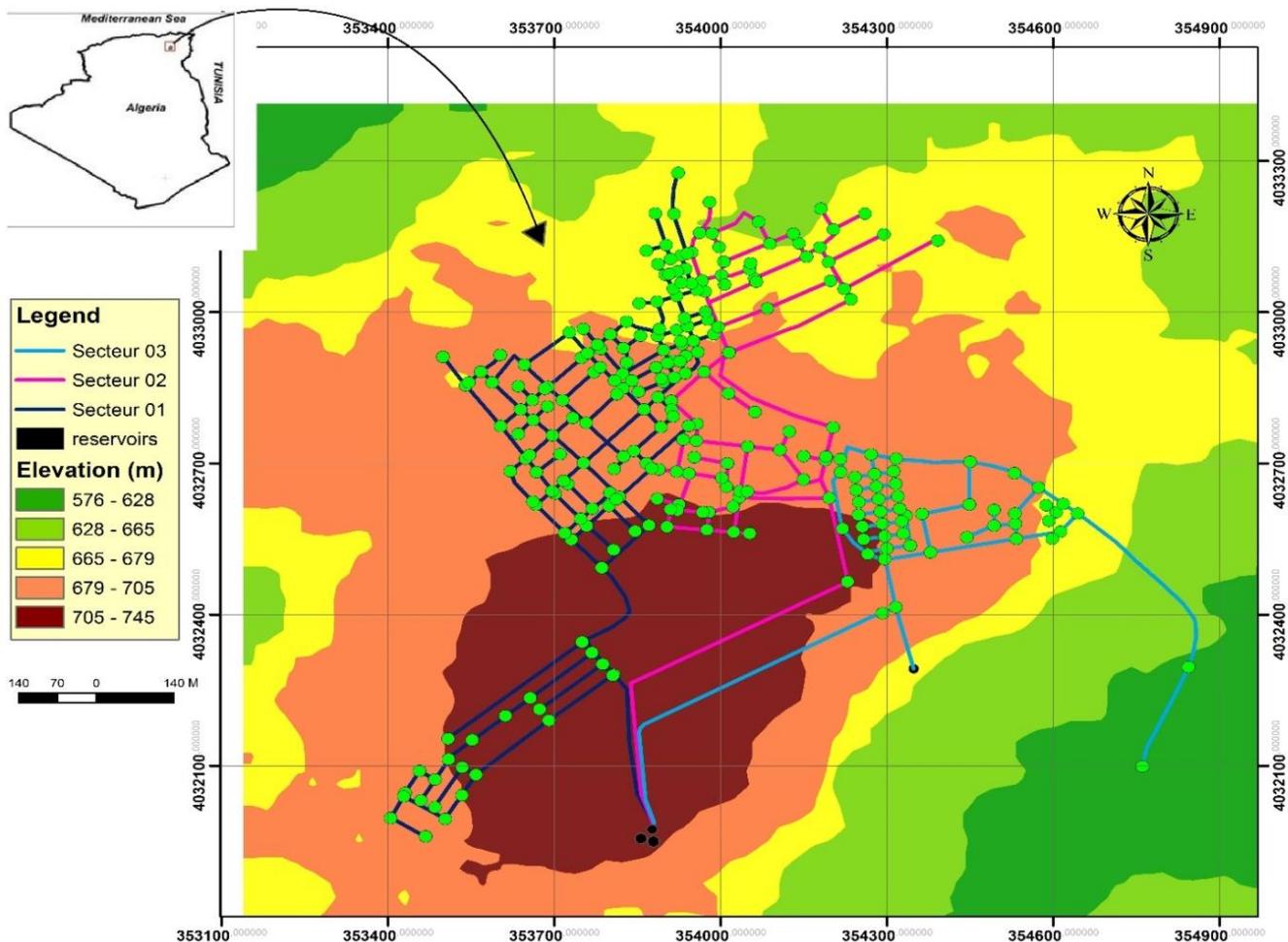


Figure 4.9: réseau projetée de Bendjerrah sous Arc Gis

➡ Protection contre les incendies

Pour la lutte contre les incendies, un réseau incendie a été prévu. Les besoins ont été établis sur la base d'un débit d'incendie de **17 l/s** pour une durée de **2 heures**. Ainsi le réseau incendie a été prévu avec comme contraintes, des pressions résiduelles minimales de **20 m.c.e (2.0 bars)** au point de connexion d'un poteau incendie.

Dans les normes, le critère est d'un **(01)** poteau à l'hectare. Mais les contraintes économiques ont amenée à fixer forfaitairement le nombre de trois **(03)** poteaux (soit **1** poteau pour chaque secteur de distribution). Ils sont de type **ATLSPONT A MOUSSON** en fonte ductile, avec prises apparentes. Leur répartition sur le schéma de réseau est faite de façon judicieuses en tenant compte de risques dans les zones sensibles. Ces poteaux d'incendie sont plantés à **(5) mètres** du nœud le plus proche du réseau.

4.3 Evaluation de la performance du réseau

4.3.1 Estimation des pertes par bilan : production - consommation

La gestion d'un réseau se base sur des chiffres qui caractérisent des mesures réalisées sur tout le parcours de l'alimentation en eau potable. Plusieurs types de volumes d'eau peuvent être mesurés :

- Le volume produit par les organes de production, (**V1**)
- Le volume arrivant aux réserves de distribution, (**V2**).
- Le volume introduit dans le réseau de distribution, (**V3**).
- Le volume sorti du réseau par branchement, (**V4**).
- Le volume comptabilisé en sortie du réseau et facturé aux abonnés, (**V5**).

Pour plusieurs causes; les volumes d'eaux se décroissent de **V1** vers **V5**.

L'analyse des chiffres de la gestion consiste à étudier ces différentes mesures et leur signification à savoir :

- La production
- La distribution
- La consommation
- Le rendement.

4.3.1.1 La production

Les volumes produits comme : les volumes issus des ouvrages de production des eaux souterraines ou superficielles pour être introduits dans le réseau de distribution.

Comme on a dit auparavant, la commune de Bendjerrah est alimenté à partir des eaux Superficielles issues du Barrage de **Bouhemdane**.

Tableau 4.10: Volumes d'eau produits pour la commune de Bendjerrah (Source ADE Guelma ; Département d'exploitation et maintenance)

Année Mois	2016	2017	2018	2019
Janvier	39320	20 165	21 136	24958
Février	38 570	20 078	21 102	24845
Mars	39 463	20 123	21 289	24858
Avril	24 500	20 068	22 486	23965
Mai	20 000	20 124	22 869	24924
Juin	20 530	20 115	22 145	23998
Juillet	20 250	20 268	22 456	21980
Aout	20 275	20 325	22 268	21975
Septembre	21 080	20 196	22 486	22856
Octobre	20 925	20 245	22 048	22260
Novembre	20 100	20 156	21 876	22896
Décembre	20 015	20 076	22 058	22976
Total (m³/an)	305 028	241 939	264 619	282982

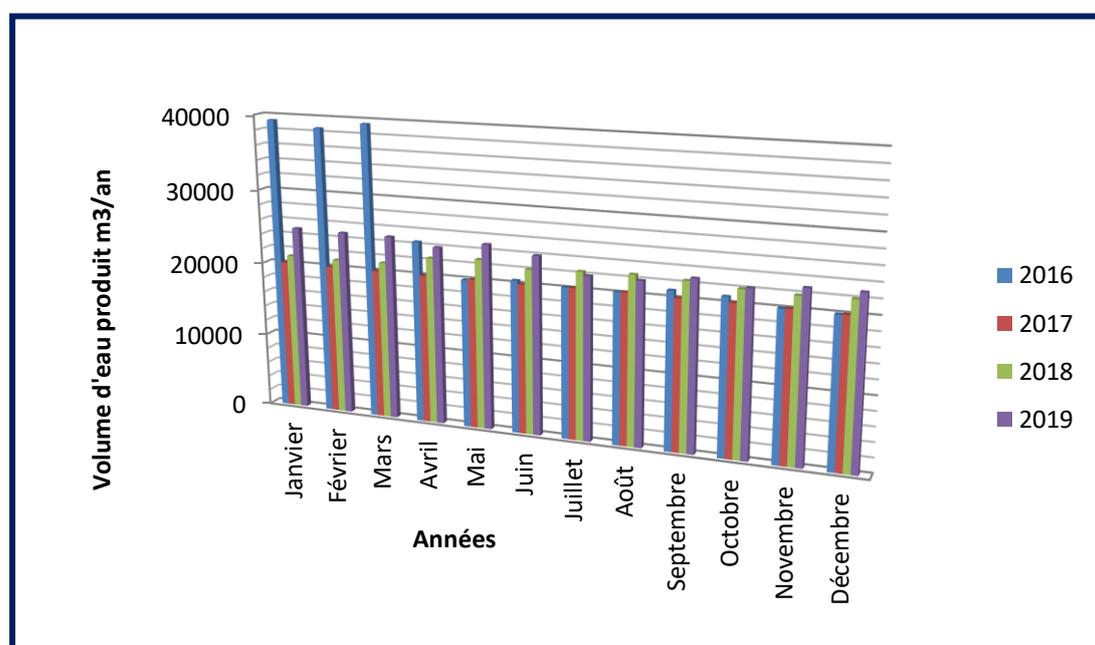
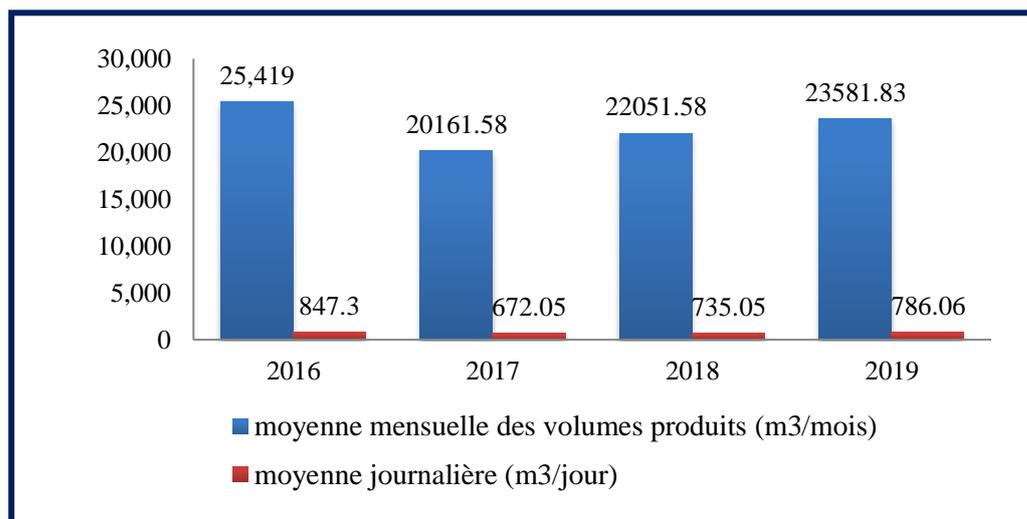


Figure 4.10: Evolution mensuelle des volumes produits pour la commune de Bendjerrah

Tableau 4.11: Moyenne des volumes totaux produits pour la commune de Bendjerrah

Année	2016	2017	2018	2019
Moyenne des volumes mensuels Produit (m ³ /mois)	25 419	20161,58	22051,58	23581,83
Moyenne journalière (m ³ /j)	847,3	672,05	735,05	786,06

**Figure 4.11: Evolution de la moyenne mensuelle et journalière des volumes produits**

4.3.1.2 La distribution

Les volumes produits mis en distribution sont la somme des volumes mesurés à la sortie des réservoirs existant desservant la population ; les volumes mis en distribution pour l'alimentation de la commune de Bendjerrah pendant les trois quarts années sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.12: les volumes mis en distribution (Source ADE Guelma ; Département d'exploitation et maintenance)

Année Mois	2016	2017	2018	2019
Janvier	46591	15124	16088	17994
Février	46363	15059	16045	17992
Mars	47026	15107	16105	17894
Avril	18200	15151	17115	17939
Mai	15000	15188	17402	17851
Juin	15 398	15086	16858	17953
Juillet	15188	15135	16092	16989
Aout	15206	15144	16410	16981
Septembre	15810	14917	17011	17279
Octobre	15794	15084	16536	17157
Novembre	15675	15117	16407	17090
Décembre	15020	15077	16540	16941
Total (m³/an)	281 271	181 189	198 609	210 060

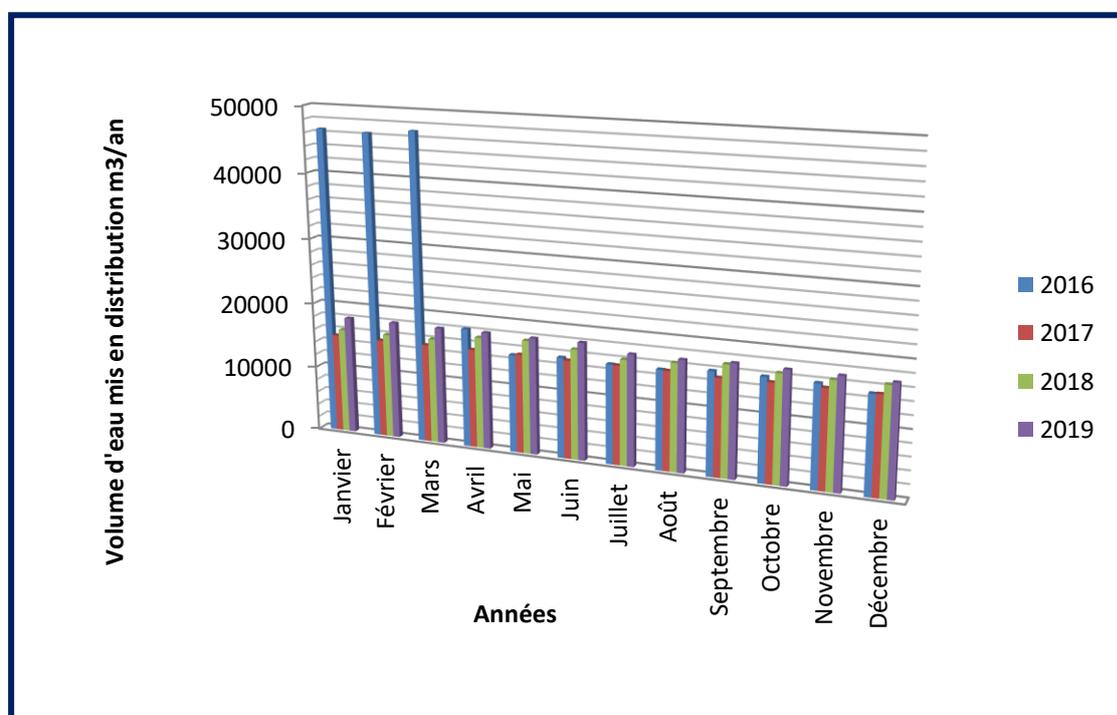
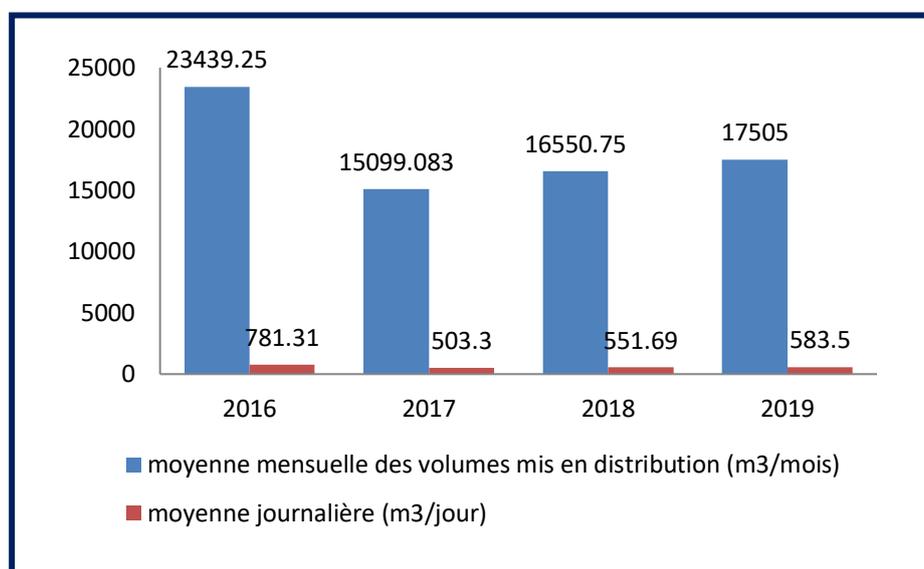
**Figure 4.12 : Evolution mensuelle des volumes mis en distribution**

Tableau 4.13: Moyenne des volumes mis en distribution

Année	2016	2017	2018	2019
Moyenne des volumes mensuels mis en distribution (m ³ /mois)	23439,25	15099,083	16550,75	17505
Moyenne journalière (m ³ /j)	781,31	503,30	551,69	583,5

**Figure 4.13: Evolution de la moyenne mensuelle et journalière des volumes mis en distribution**

4.3.1.3 La consommation

Les volumes consommés correspondent aux volumes utilisés par les abonnés publics ou privés et par les usages publics (voiries, espaces vert, vidanges ...) comptabilisés ou estimés selon le cas. La consommation est caractérisée par le nombre d'abonnés et le type de consommateur.

➔ Nombre d'abonné de la commune de Bendjerrah

Le gestionnaire du service d'eau potable au niveau de la commune de **Bendjerrah** ne déclare que le nombre d'abonné pendant les trois dernières années comme suite :

Tableau 4.14: Nombre d'abonné d'eau potable

Année	2017	2018	2019
Nombre d'abonné Réel	1 393	1 607	1 745
Forfait	250	60	178
total	1 643	1 667	1 923

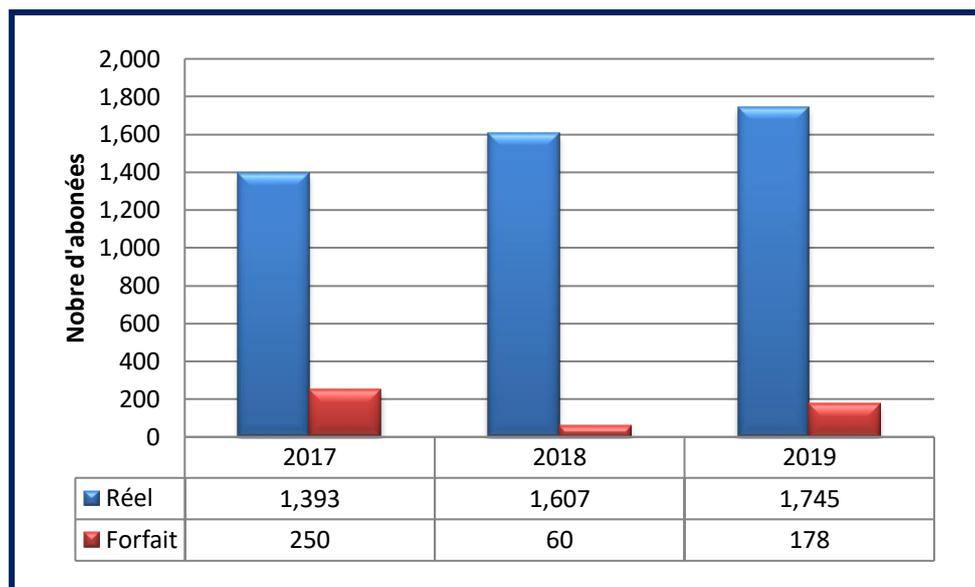


Figure 4.14 : Evolution du nombre d'abonnés

➔ Les volumes totaux facturés

Les volumes totaux facturés par les différents abonnés de la commune de Bendjerrah pendant les trois dernières années sont indiqués au tableau ci-dessous :

Tableau 4.15: Volumes totaux facturés

Année Volumes facturés en m ³	2016	2017	2018	2019
Réel (comptage)	97 907	133 689	122 525	122 738
Forfait (sans compteurs)	91 682	23 750	38 042	43 661
Facturés	189 589	157439	160 567	166399

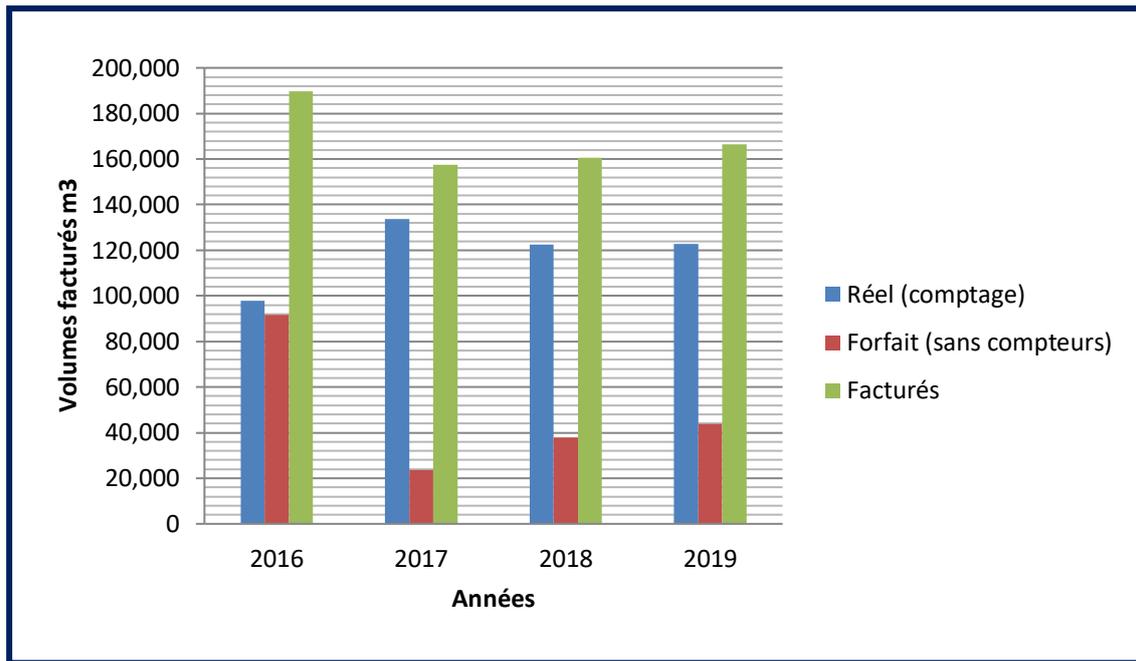


Figure 4.15: Evolution des volumes totaux facturés

4.3.1.4 Le comptage

Les compteurs sont classés en trois types :

➡ Les compteurs de production

Ils sont placés au niveau des conduites d'adduction ; pour mesurer les débits introduits aux niveaux de ces derniers. Equipé de tête émettrice, ils peuvent être à turbine ou à hélice ou correspondre à des débitmètres à ultrason.

➡ Les compteurs de distribution

Ils sont placés en tête des conduites ; à partir des ouvrages du stockage. Ces compteurs permettent une sectorisation de comptage ; connaître les variations des débits de distribution et l'orientation d'un choix des secteurs pour l'examen en priorité.

✚ Les compteurs des abonnés

Ils sont placés au niveau des branchements particuliers ; ils comptabilisent la consommation individuelle de chaque abonné ; le renouvellement du parc du compteur et systématique ; et recommandé par tranches annuelles, afin de réduire la part d'incertitude du comptage qui constitue une part d'une interprétation des valeurs mesurées.

Au niveau de la commune de Bendjerrah le parc des compteurs est en état de vétusté ; il est recommandé de bien le renouveler pour minimiser les pertes financières d'eau. Ainsi le comptage s'exécute par ; comptage au compteur et au forfait.

4.3.2 Les pertes d'eau potable

4.3.2.1 Les pertes d'eau au niveau d'adduction

Les **pertes d'eau** au niveau **d'adduction** sont la différence entre les **volumes produits totaux** et les volumes **produits mis en distribution**.

Les volumes d'eaux perdus au niveau de l'adduction de la commune de **Bendjerrah** pendant les quatre dernières années sont représentés dans le tableau ci-dessus:

Tableau 4.16: Volumes d'eau perdus au niveau de l'adduction

Années	2016	2017	2018	2019
Pertes d'eau en m ³	23757	60750	66010	72922

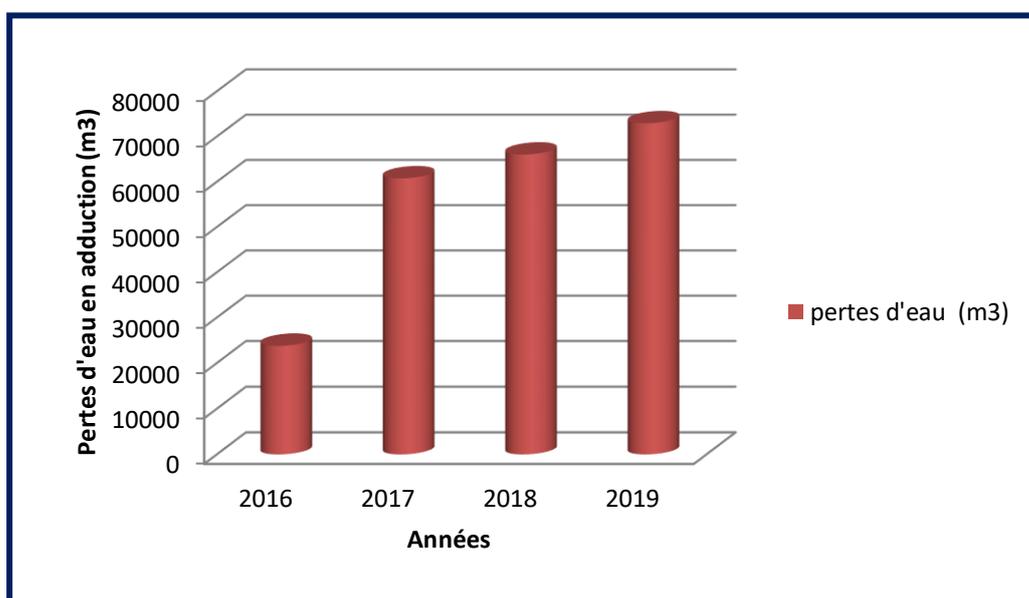


Figure 4.16: Evolution des pertes en eau au niveau de l'adduction

❖ Interprétation

On distingue que les volumes d'eau perdus au niveau de l'adduction sont en progression de 2016 en 2019 qui signifie qu'il n'y a aucune intervention dans les conduites d'adduction ce qui engendre une perte d'eau qui augmente d'une année à autre.

Le pourcentage des pertes est indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.17: Pourcentage des pertes en eau au niveau de l'adduction

Années	2016	2017	2018	2019
Taux de pertes (%)	7,79	25,11	24,94	25,76

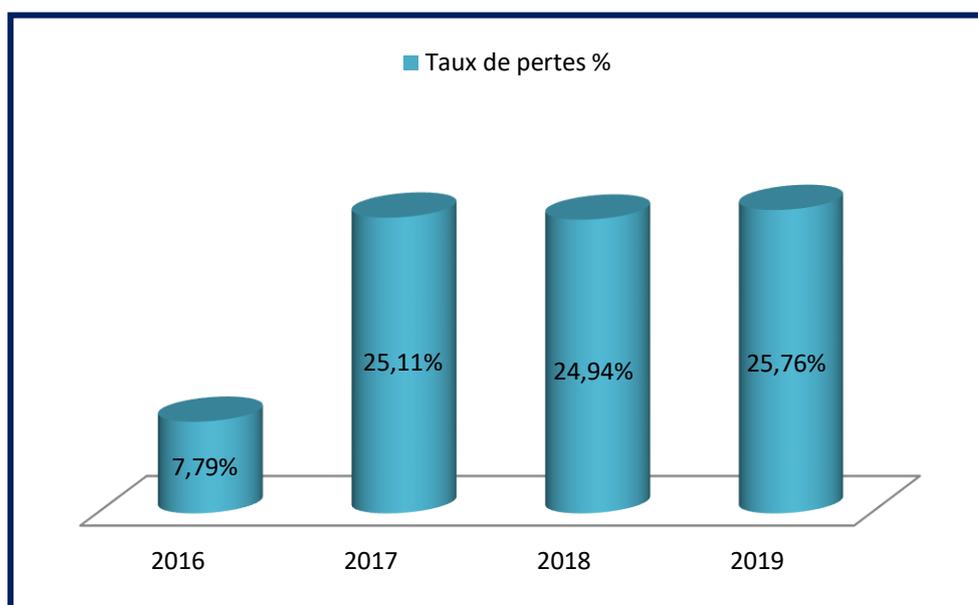


Figure 4.17: Evolution du pourcentage des pertes en eau au niveau d'adduction

4.3.2.2 Les pertes d'eau au niveau de distribution

Les pertes d'eau au niveau de la distribution sont la différence entre les volumes totaux mis en distribution et les volumes totaux de consommations.

Les volumes d'eaux perdus au niveau de la distribution de la commune de Bendjerrah pendant les quatres dernières années sont représentées dans le tableau ci-dessus:

Tableau 4.18 : Volumes d'eau perdus au niveau de la distribution

Années	2016	2017	2018	2019
Pertes d'eau en m ³	91 682	23750	38042	43661

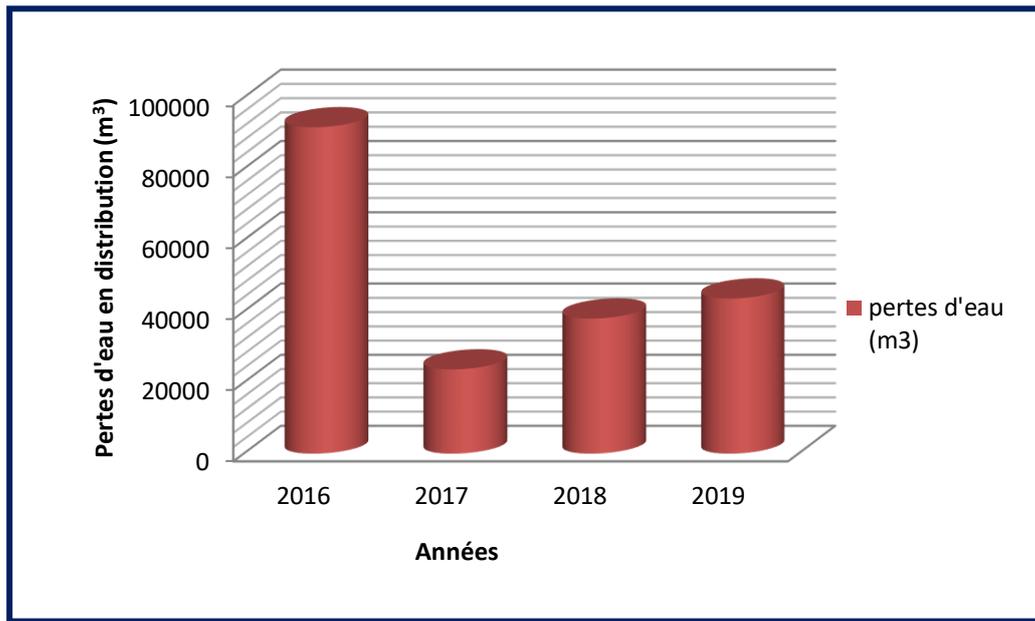


Figure 4.18: Evolution des volumes des pertes en eau au niveau de la distribution

❖ Interprétation

On distingue que les volumes d'eau perdus au niveau de la distribution étaient très élevés dans l'année 2016, puis nous avons constaté une diminution l'année suivante à cause d'une réhabilitation du réseau mais malheureusement ça n'a pas duré pour longtemps, il y a eu une augmentation progressive de 2017 en 2019 qui s'explique qu'il n'y a eu aucune intervention dans les conduites de distributions pendant ces années ce qui engendre une perte d'eau qui augmente d'une année à une autre.

Le pourcentage des pertes est indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.19: Pourcentage des pertes en eau de dans la distribution

Années	2016	2017	2018	2019
Taux de pertes (%)	32,60	13,10	19,15	20,78

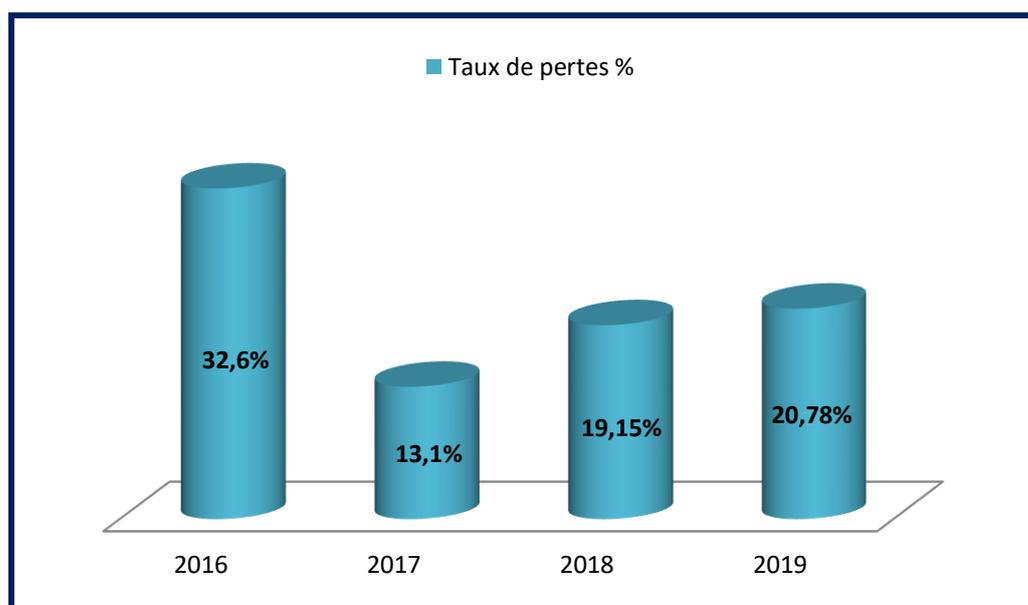


Figure 4.19: Evolution du pourcentage des pertes en eau au niveau de la distribution

4.3.2.3 Les volumes totaux perdus d'eaux

Les volumes totaux perdus sont définis comme la somme des pertes au niveau de l'adduction et au niveau de la distribution ou bien on le définit comme la différence entre les volumes d'eau produits et les volumes facturés.

Les volumes totaux perdus avec le pourcentage des pertes pendant les trois dernières années sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.20: Les volumes totaux perdus d'eaux en m³

Années	2016	2017	2018	2019
Volumes totaux perdus m ³	115 439	84500	104052	116583

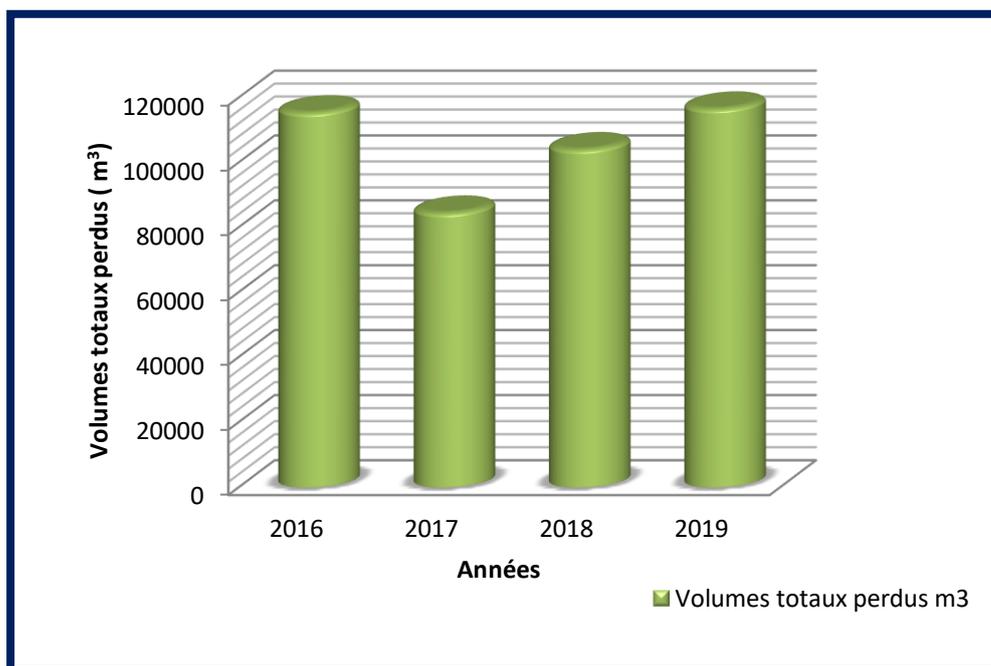


Figure 4.20: Evolution des volumes totaux perdus

4.3.2.4 Pourcentage des pertes totales d'eaux

Le pourcentage des pertes totales d'eau est représenté dans le **tableau 4.21** et la **Figure 4.21**

Tableau 4.21: Evolution du pourcentage des pertes totales d'eau

Années	2016	2017	2018	2019
Pertes en %	37,84	34,92	39,32	41,20

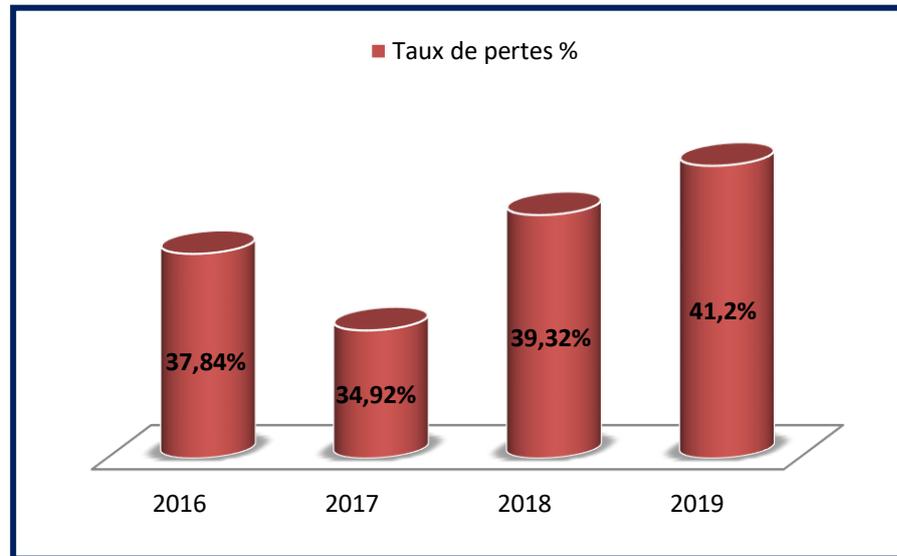


Figure 4.21: Evolution du pourcentage des pertes totales d'eaux

❖ Interprétation

Les volumes totaux d'eau qui se perdent au niveau du réseau d'AEP de la commune de Bendjerrah pendant les quatre dernières années sont énormes ; comme il est indiqué dans le tableau 7.18 et le graphique 7.20 ; le pourcentage est plus de 40 %, ce qui signifie que le réseau d'alimentation en eau n'est pas rentable, ce qui indique également que le réseau n'est pas efficace et l'existence des problèmes au niveau du réseau.

4.3.3 Détermination des indicateurs

En général, quatre indicateurs sont communément utilisés pour définir le caractère du réseau d'A.E.P d'une agglomération :

- ▶ **Le rendement du réseau ;**
- ▶ **La densité d'abonnés ;**
- ▶ **L'indice linéaire de Perte,**
- ▶ **L'indice linéaire de consommation.**

Suite au manque de données nécessaires pour pouvoir calculer l'ensemble des indicateurs présentés dans le chapitre II, on se limite au calcul des indicateurs présentés ci-dessous.

Afin de pouvoir calculer le rendement de réseau et l'indice linéaire de pertes avec la meilleure précision possible, les volumes mis en distribution ont également été calculés à

partir d'informations réelles, comptabilisées sur la période entre deux relèves ramenée à 365 jours. (Source ADE Guelma).

4.3.3.1 Rendement du réseau

Le rendement est calculé à partir de volumes comptés sur une année civile de janvier à décembre. Or la relève des compteurs est effectuée sur des périodes susceptibles de varier, et pas nécessairement positionnée en début ou fin d'année.

Par conséquent, pour obtenir des données sur une année civile, les volumes facturés seront extrapolés à partir des volumes relevés. Le rendement sera donc calculé à partir d'informations réelles, comptabilisées sur une période ramenée à 365 jours. Ce principe de calcul permet de fiabiliser les résultats et minimise les variations liées aux erreurs d'estimations. Par contre, les volumes produits seront ramenés à la production moyenne annuelle sur les heures de pompage ; Ils seront donc établis sur l'année civile.

Le rendement primaire **R** est le rendement le plus simple à calculer, il ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés, il est calculé selon cette équation.

$$R = \frac{\text{volumed'eau consommépar lesabonnés}}{\text{Volumemisendistribution}} \cdot 100\% \dots\dots\dots (4.5)$$

Le tableau suivant donne une idée à propos de son évolution temporelle.

Tableau 4.22 : Evolution du rendement

Années	2016	2017	2018	2019
Rendement (%)	35	73	61	58

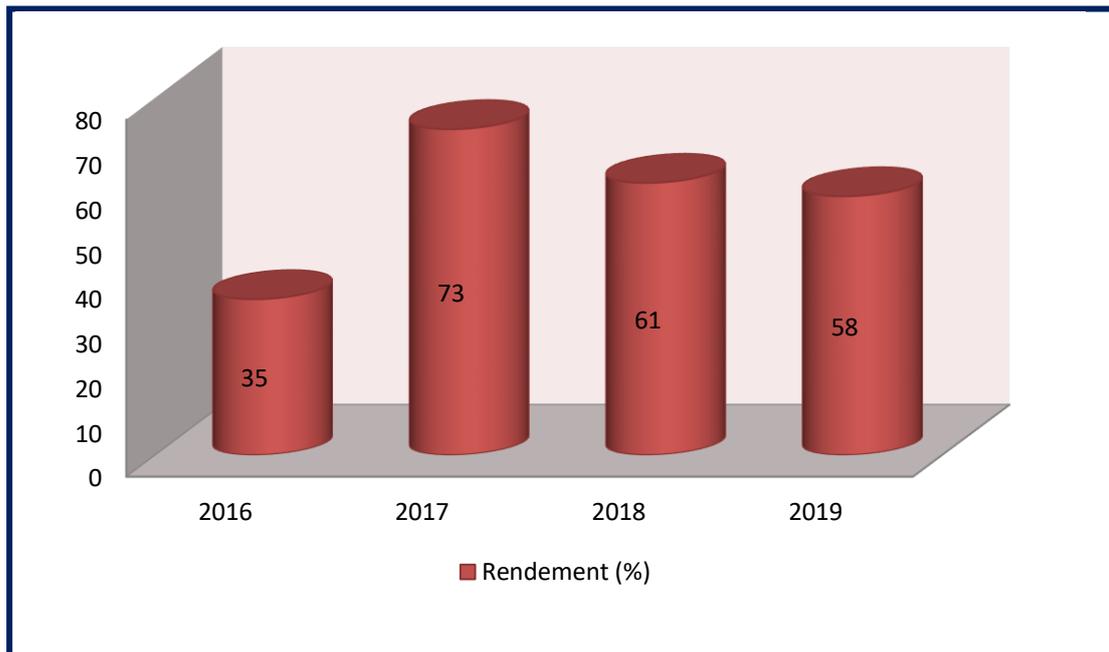


Figure 4.22: Evolution du rendement du réseau de la commune de Bendjerrah

Le rendement du réseau est **mauvais** voir (Tableau 4.23).et se dégrade au fur et à mesure ; Il passe de 73% en 2017 à 58 % en 2019. D'autre part, le rendement moyen depuis 2016 est de 56.75 % ; La tendance d'évolution est en nette régression. Un rendement moyen de 70 % est loin d'être atteint, si on ne remédie dès maintenant.

Tableau 4.23 : Evaluation du rendement

De 50% à 60%	Mauvais
De 60% à 70%	Médiocre
De 70% à 75%	Moyen
De 75% à 80%	Bon
De 80% à 85%	Très bon
De 85% à 90%	Excellent

4.3.3.2 La densité d'abonnés

Sur la base des données d'activités des services gestionnaires de l'A.E.P au niveau de la ville, la population desservie est estimée à plus de 7 habitants (2019) pour environ 1 713 abonnés.

La densité d'abonnés est égale au nombre d'abonnés par kilomètre de réseau (hors linéaire de branchements). Elle est exprimée en (abonnés/km).

$$D = \frac{N}{L} \dots\dots\dots (4.6)$$

Plusieurs référentiels existent pour caractériser un service à partir de ce paramètre. Le référentiel du laboratoire GEA, par exemple, utilise les critères suivants :

- **D < 20** : réseau de type rural ;
- **20 < D < 40** : réseau de type intermédiaire ;
- **D > 40**: réseau de type urbain.

Application numérique : $D = 1923 / 36 = 53.41$

D'après cette typologie, le réseau de Bendjerrah est classé de type urbain

NB: la densité s'utilise ici pour caractériser physiquement les réseaux, considérés comme étant indépendants les uns des autres, vis à vis de leur fonctionnement, même dans le cas où ils dépendent d'un seul et même service gestionnaire (ADE ou APC).

4.3.3.3 Indice linéaire de consommation ILC

Ces indices calculés pour l'ensemble des systèmes d'eau potable de la région permettent d'apprécier les performances du fonctionnement et de la répartition des consommateurs sur le réseau. L'indice de consommation, exprimé par le rapport entre les volumes consommés (facturés) et la longueur totale des canalisations d'adduction et de distribution, il est calculé par de différentes démarches. On a utilisé ainsi les mêmes démarches que lors de calcul des indices de pertes. Il est calculé par la formule suivant :

$$ILC = \frac{\text{Volume consommé}}{\text{longueur des conduites hors branchement}} \dots\dots\dots (4.7)$$

Pour la commune de Bendjerrah l'ILC évolue selon le tableau suivant :

Tableau 4.24: Indice linéaire de consommation

Années	2016	2017	2018	2019
ILC (m ³ /j/km)	14,43	11,98	12,22	12,66

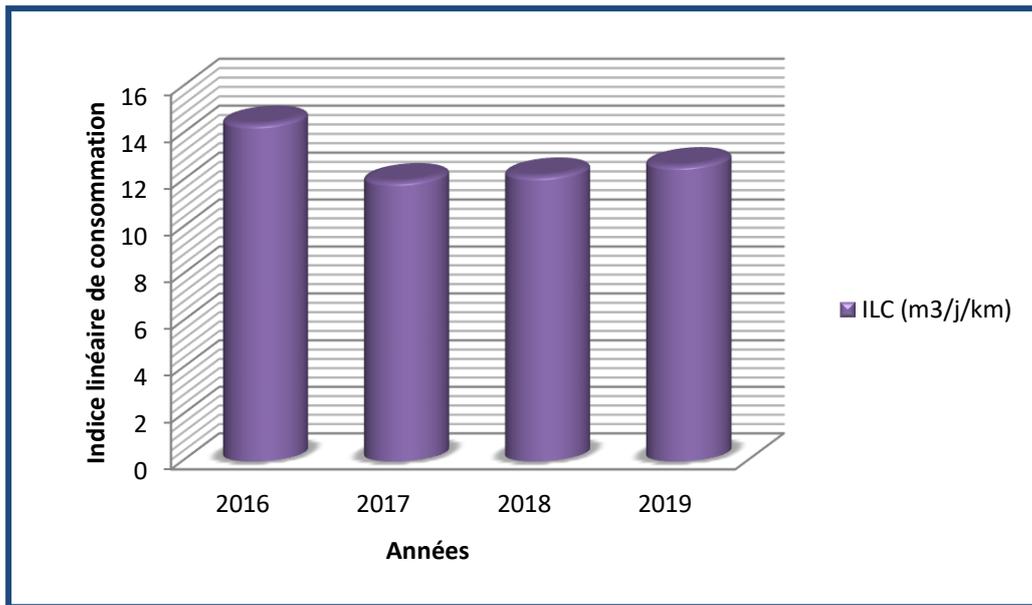


Figure 4.23: Evolution de l'Indice Linéaire de Consommation ILC

L'ILC a subi une augmentation depuis l'année 2017 pour atteindre 12,66 à la fin de l'année 2019 (**Figure 4.23**).

Le référentiel décrit ci-après correspond à la nomenclature utilisée par les principaux distributeurs d'eau :

- **ILC < 10** : réseau de type rural ;
- **10 < ILC < 30** : réseau de type intermédiaire ;
- **ILC > 30** : réseau de type urbain.

L'Indice Linéaire des Consommations à Bendjerrah est égale à environ 13 en 2019 donc il est de type intermédiaire. ($10 < ILC < 30$).

4.3.3.4 Indice linéaire des pertes ILP

L'indice linéaire de pertes en réseau est égal au volume perdu dans les réseaux par jour et par kilomètre de réseau (hors linéaires de branchements). Cette perte est calculée par différence entre le volume mis en distribution et le volume consommé autorisé. Il est exprimé en m³/km/jour.

L'ILP permet de mesurer les volumes d'eau perdus par jour pour 1 Km de réseau.

$$ILP = \frac{\text{volume de spertes}}{\text{longueur des conduites hors branchement}} \dots\dots\dots (4.8)$$

Volume des pertes en eau = (Volume mis en distribution - volume d'eau consommé) en m³

Volume mis en distribution = Volume pompé + volume achetés à d'autres collectivités.

Volume consommé = Volume facturé aux abonnés+ volume vendu à d'autres collectivités + volume utilisé sans comptage (par ex : défense incendie) + volume de service du réseau (par ex : nettoyage du château d'eau)

Pour la commune de Bendjerrah l'**ILP** évolue selon le tableau suivant :

Tableau 4.25: Indice linéaire des pertes

Années	2016	2017	2018	2019
ILP (m³/j/km)	8,78	6,43	7,92	8,87

Cet indice présente le gros avantage de prendre en compte l'effet de la densité de la population d'une commune (réseau rural, semi rural, urbain) et de suivre l'évolution des réseaux.

L'indice de perte est un indicateur technique qui permet de valider plusieurs fonctions que doit remplir le système d'alimentation en eau potable.

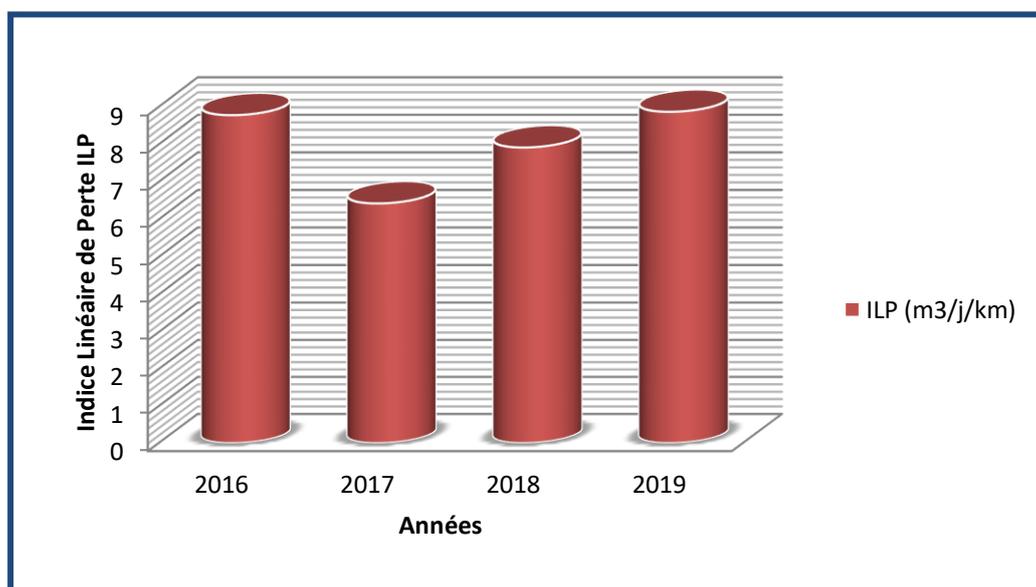


Figure 4.24: Evolution de l'Indice Linéaire de Perte ILP

Le **Tableau 4.26** représente les caractéristiques de **PILP** en fonction de la catégorie du réseau : proposé par l'agence de l'eau de la Rhône-méditerranée corse.

Tableau 4.26: valeurs de l'Indice Linéaire de Pertes en fonction de la catégorie du réseau

ILP (m ³ /j/Km)	Catégorie du réseau		
	Rural	intermédiaire	Urbain
Bon	< 0.06	< 0.13	< 0.3
Acceptable	<0.1	< 0.2	< 0.4
Médiocre	0.1 < ILP < 0.16	0.2 < ILP < 0.33	0.4 < ILP < 0.63
Mauvais	>0.16	>0.33	>0.64

D'après l'Indice Linéaire de Consommation le réseau de Bendjerrah est de type intermédiaire donc d'après le **Tableau 4.26**, l'Indice Linéaire de Perte **ILP** est mauvais durant les quatre années (2016-2019).

4.3.3.5 Indice linéaire de production **ILProd**

$$ILProd = \frac{\text{volume produit}}{\text{longueur des conduites hors branchement}} \dots\dots\dots (4.9)$$

Pour la commune de Bendjerrah l'**ILProd** évolue selon le tableau suivant :

Tableau 4.27: Indice linéaire de production

Années	2016	2017	2018	2019
ILProd (m ³ /j/km)	23,53	18,66	20,41	21,53

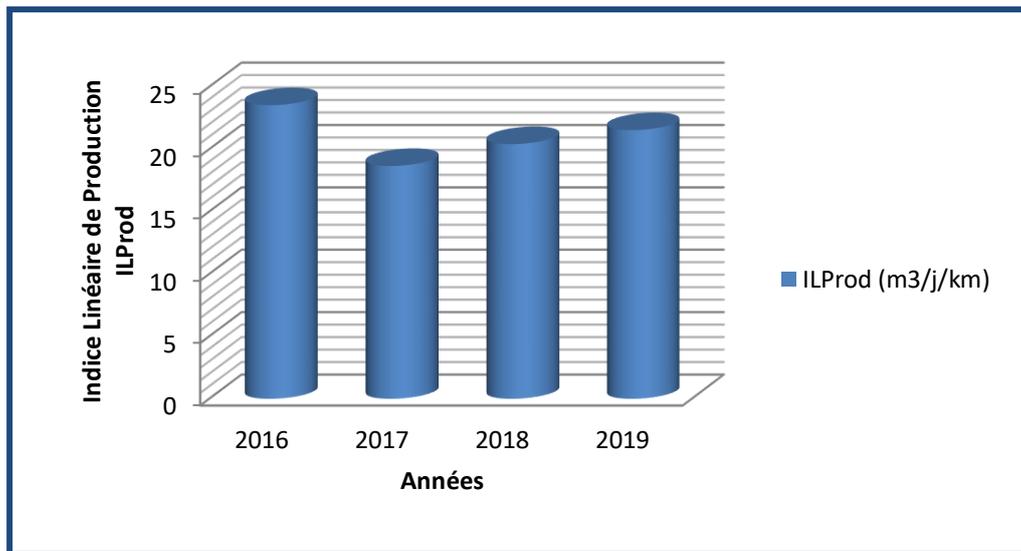


Figure 4.25: Evolution de l'Indice Linéaire de Production

4.3.3.6 Indice Linéaire de Volume Non Consommé (ILVNC)

« L'indice linéaire des volumes non comptés est égal au volume journalier non compté par kilomètre de réseau (hors linéaires de branchements). Le volume non compté est la différence entre le volume mis en distribution et le volume comptabilisé. L'indice est exprimé en m³/ jour / km ».

À la différence de l'ILP, l'ILVNC ne prend pas en compte le volume consommé autorisé mais le volume consommé mesuré. Sa valeur est donc supérieure à l'ILP car le volume consommé autorisé est la somme du volume consommé mesuré et des volumes de service et non comptés (pompiers).

l'Indice Linéaire des Volumes Non-Comptés (ILVNC) est très fortement lié à la densité d'abonnés D (Nombre d'abonnés par rapport au linéaire du réseau). La relation issue de régressions linéaires passant par l'origine, bâties sur de nombreuses données collectées à l'échelle nationale et agrégées par classe est la suivante :

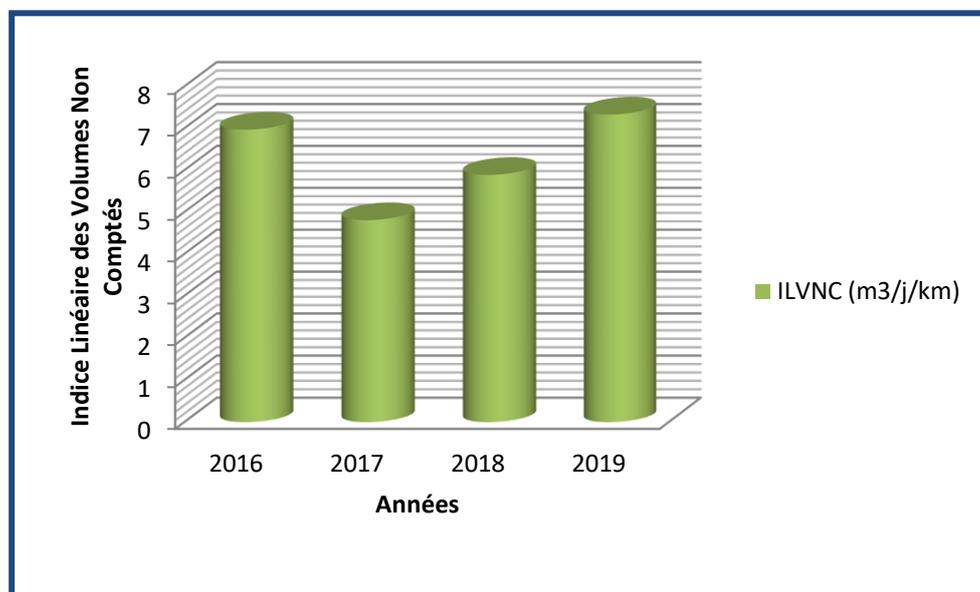
$$ILVNC = \frac{V_{NC}}{\text{linéaire} \times 365} (\text{m}^3/\text{j}/\text{Km}) \dots\dots\dots (4.10)$$

V_{NC} = le volume annuel non compté

Pour la commune de Bendjerrah l'ILVNC évolue selon le tableau suivant :

Tableau 4.28: Indice linéaire des Volumes Non Comptés

Années	2016	2017	2018	2019
ILVNC (m ³ /j/km)	6,97	4,81	5,89	7,33

**Figure 4.26: Evolution de l'Indice Linéaire des Volumes Non Comptés**

Le **tableau 4.29** récapitule l'évolution des performances du réseau de Bendjerrah

Tableau 4.29 : Evolution des Performances du réseau d'AEP de Benjerrah

	2016	2017	2018	2019
Nombre d'abonnés	1 217	1 643	1 667	1 923
Volume produit (m ³ /an)	305 028	241 939	264 619	282 982
Volume facturé (m ³ /an)	189 589	157 439	160 567	166 399
Rendement (%)	35	73	61	58
Indice Linéaire de Consommation ILC (m ³ /j/km)	14,43	11,98	12,22	12,66
Indice Linéaire de Perte ILP (m ³ /j/km)	8,78	6,43	7,92	8,87
Indice Linéaire de Production ILPro (m ³ /j/km)	23,53	18,66	20,41	21,53
Indice Linéaire des Volumes Non Consommés ILVNC (m ³ /j/km)	6,97	4,81	5,89	7,33
Pertes en réseau (fuites + vols)	115 439	84 500	104 052	116 3

4.4 Etablissement du bilan

Afin d'avoir un aperçu sur les pertes du réseau, Logiciel WAS v4.2 d'audit a été utilisé. Ce logiciel est gratuit et téléchargeable. AWWA Logiciel d'audit de l'eau Version 4.2 développé par le « Water Loss Control Comite » de l'American Water Works Association Août 2014

Cet audit de l'eau est un outil qui permet de quantifier et de suivre les pertes d'eau dans les systèmes de distribution d'eau potable. Il permet d'identifier les types d'activités requises pour améliorer l'efficacité des systèmes et le recouvrement des coûts. Le tableur compte plusieurs feuilles de calcul. Chacune est accessible par les onglets situés dans le bas de l'écran (**Figure 4.27**).

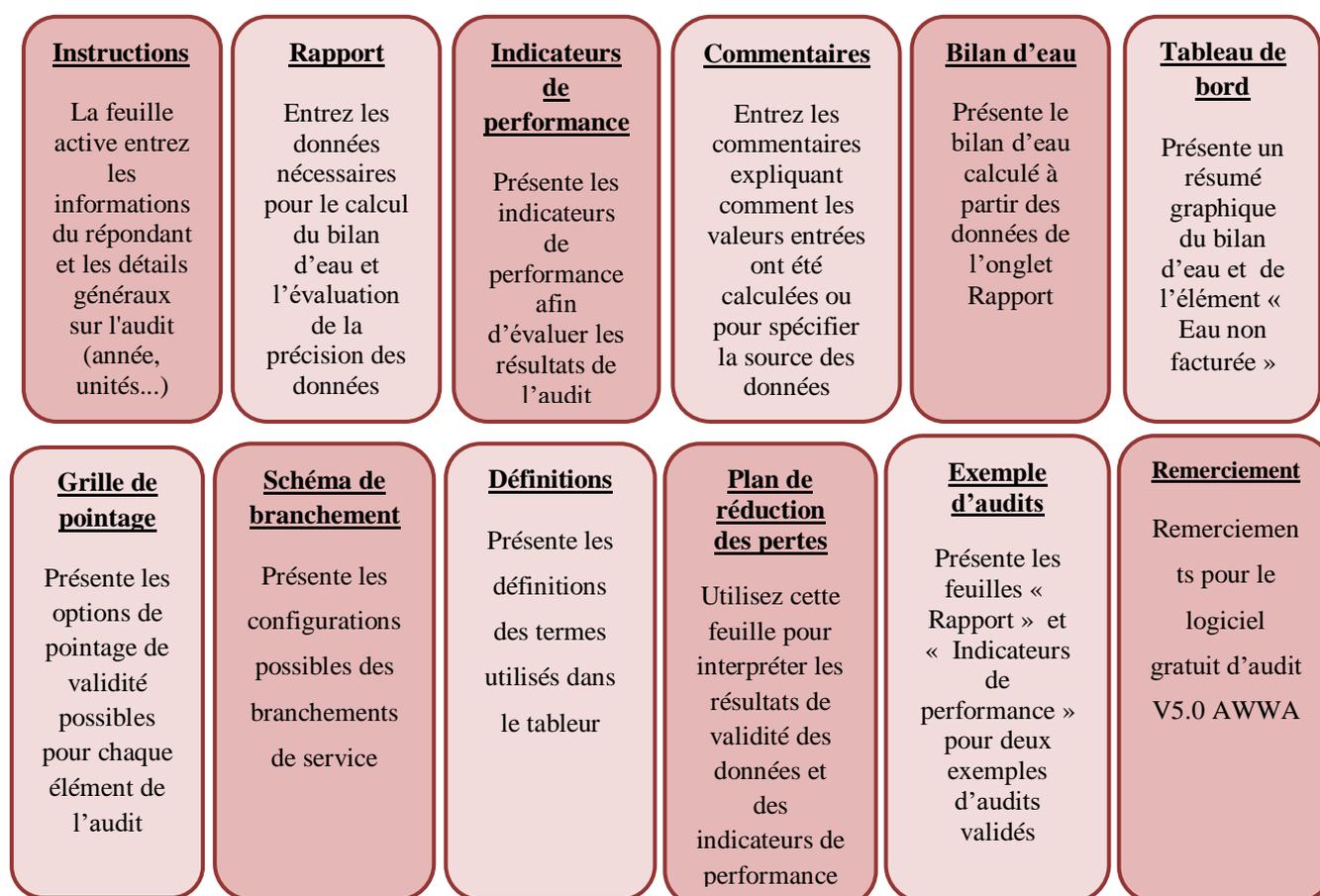


Figure 4.27 : Tableau de bord du logiciel WAS v 4.2

Les résultats des calculs enregistrés sont donnés dans les **Figures (4.28 à 4.31)**.

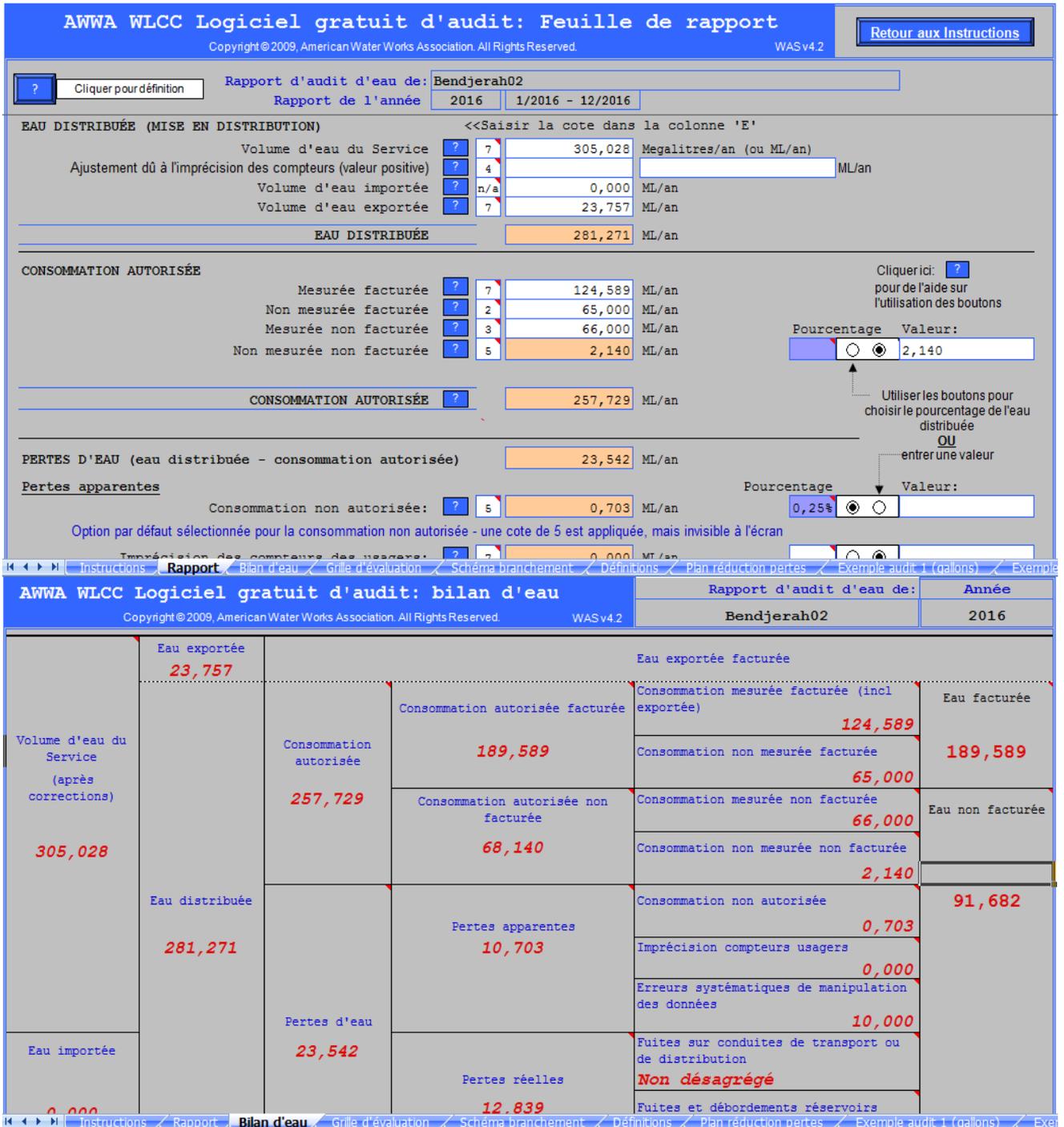


Figure 4.28 : Résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2016

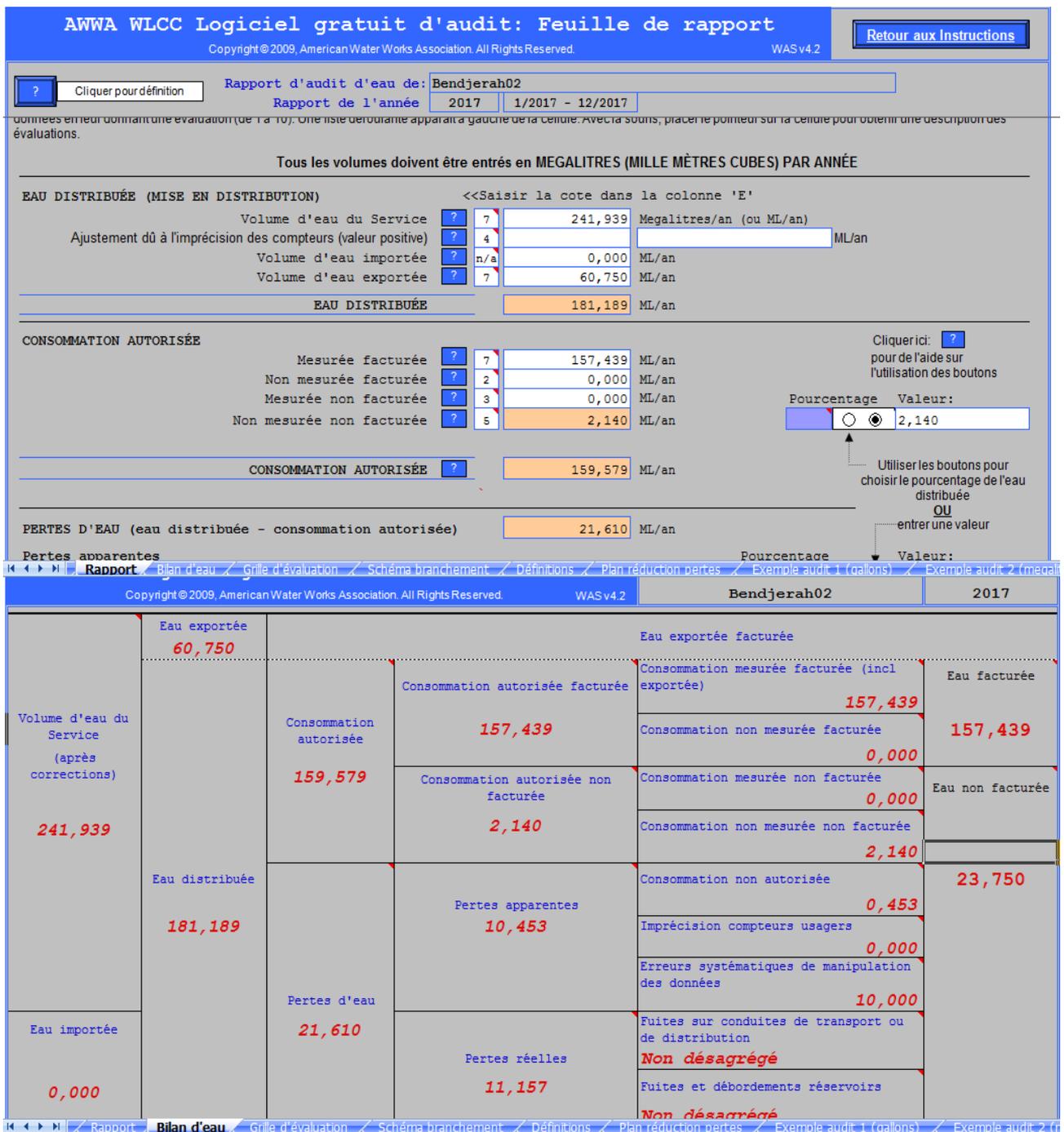


Figure 4.29 : résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2017

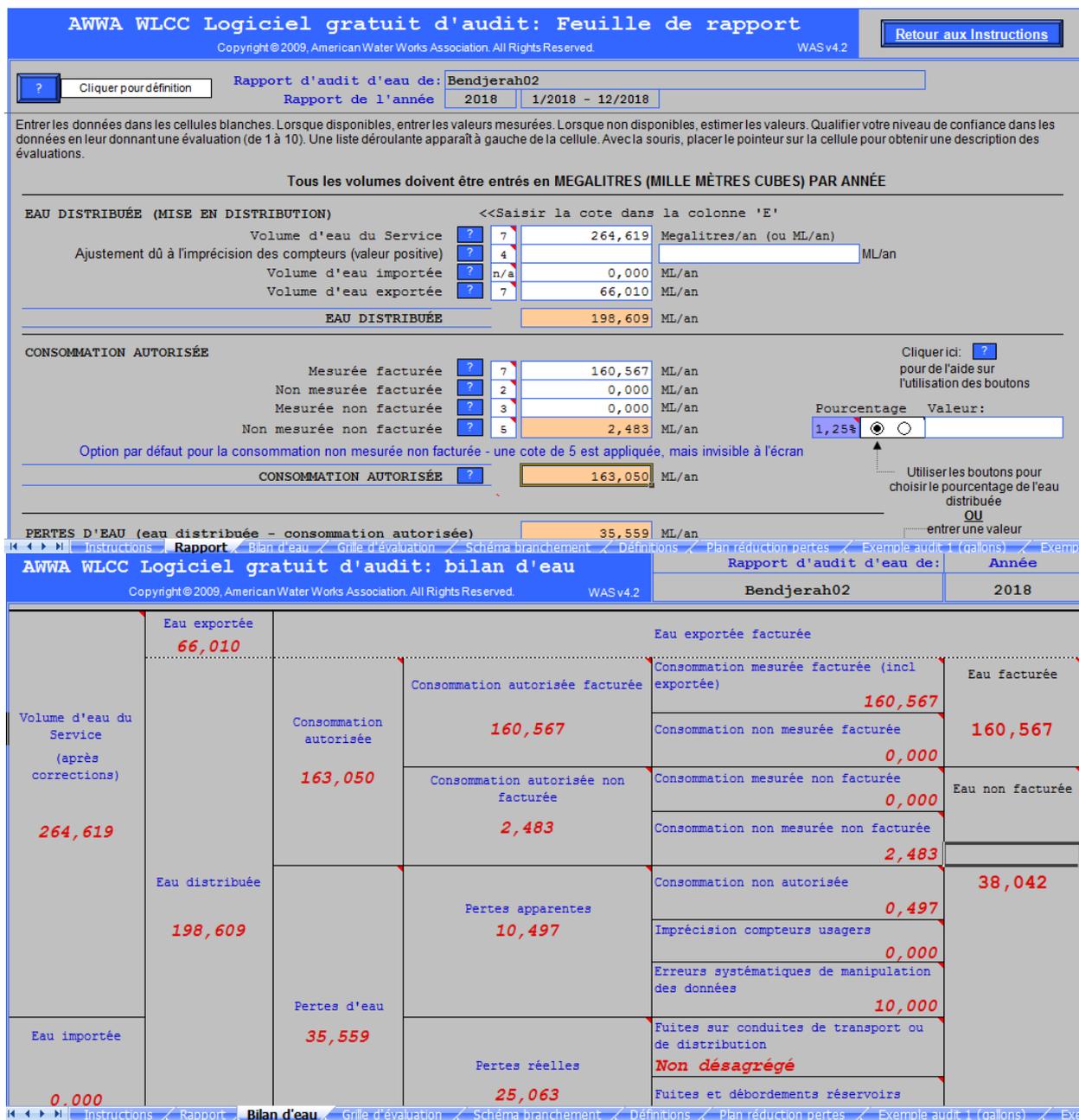


Figure 4.30 : résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2018

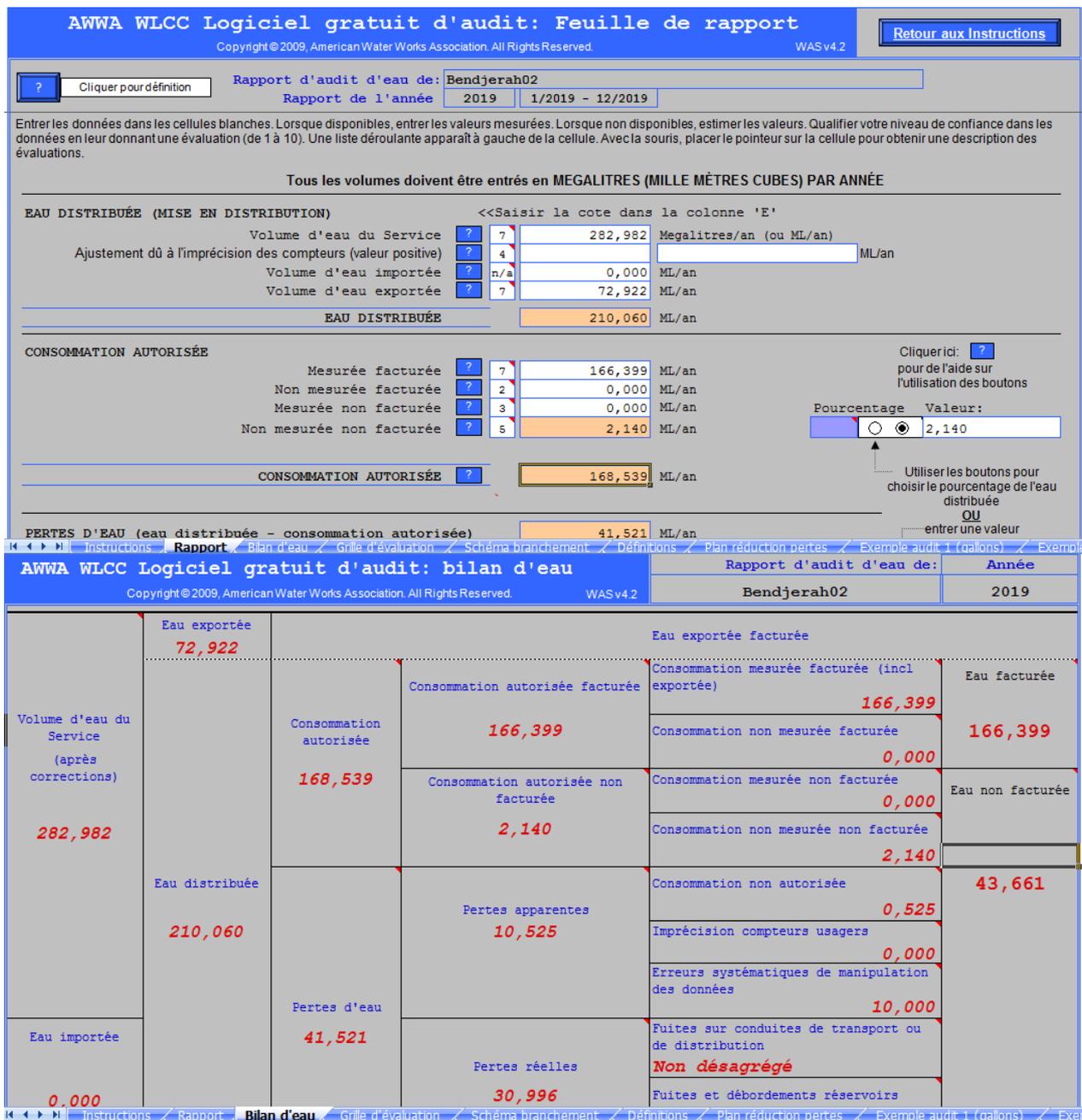


Figure 4.31 : résultat du bilan d'eau réalisé pour l'année 2019

Le **tableau 4.30** représente un récapitulatif des calculs obtenus à partir du logiciel AWWA WLCC

Tableau 4.30: Récapitulatif des calculs obtenus à partir du logiciel AWWA WLCC

<i>Années</i>	2016	2017	2018	2019
<i>Eau distribuée</i>	281 271	181 189	198 609	210 060
<i>Consommation autorisée</i>	257 729	159 579	163 050	168 539
<i>Consommation autorisée et facturée</i>	189 589	157 439	160 567	166 399
<i>Consommation autorisée et non facturée</i>	68 140	2 140	2 483	2 140
<i>Consommation mesurée et facturée (excluant l'eau exportée)</i>	124 589	157 439	160 567	166 399
<i>Eau facturée</i>	189 589	157 439	160 567	166 399
<i>Consommation non mesurée et non facturé</i>	2 140	2 140	2 483	2 140
<i>Eau non facturée</i>	91 682	23 750	38 042	43 661
<i>Consommation non autorisée</i>	9 800	453	497	525
<i>Pertes apparentes</i>	10 703	10 453	10 497	10 525
<i>Pertes réelles (physiques)</i>	12 839	11 157	25 063	30 996
<i>Pertes totales d'eau</i>	23 542	21 654	35 560	41 512
<i>Rapport (pertes réelles/pertes totales)</i>	0,54	0,51	0,71	0,75

L'approche proposée, qui prend en compte les pertes apparentes et les fuites en partie privé conduit à estimer que les pertes physiques qui concernent le réseau publique représentent plutôt de l'ordre de 63 % des volumes produits (voir **tableau 4.30**) Cela confirme que la lutte contre les fuites des réseaux est le levier majeur d'amélioration de la situation tout en mettant en évidence l'intérêt de prendre en considération les problématiques liées aux fuites en parties privées et aux consommations non-comptabilisées.

Chapitre V

**Modélisation et simulation
sous Epanet et Sanflow**

Chapitre V :

Modélisation et simulation sous Epanet et Sanflow

5.1 Généralités

La modélisation d'un réseau d'alimentation en eau potable est une représentation détaillée des différents constituants du réseau. Elle permet en effet de simuler le comportement des différents dispositifs du réseau (tronçons, ouvrages, organes de régulation, ...) afin de comprendre son fonctionnement. (Dupond. 1981)

La simulation du réseau permettra également de visualiser les différents scénarios possibles en fonction des paramètres que nous offre le logiciel de modélisation pour l'étude du réseau d'une part, et, d'autre part, de réfléchir sur les différents aménagements à mettre en place afin de résoudre le problème d'approvisionnement en eau potable des populations d'une zone. Une fois le modèle construit il sera exploité et des simulations seront effectuées afin de réaliser une étude diagnostic du réseau, et d'établir des propositions d'aménagements. Le diagnostic du réseau permettra d'étudier le comportement actuel du réseau ceci dans le but d'en ressortir ses dysfonctionnements, notamment les zones de fortes pressions et les conduites ayant de faibles vitesses. Afin de résoudre les problèmes soulignés il convient de faire des propositions d'aménagements sur le réseau étudié.

Après la construction du modèle, il est primordial d'adapter les caractéristiques du réseau à la réalité faute de quoi il ne fournira pas des résultats satisfaisants. Pour exemple, les conduites s'usent avec le temps et réduisent de ce fait la capacité hydraulique de l'ensemble du réseau. Dans ce cas de figure, il paraît donc nécessaire de procéder à un ajustement de diamètre et des rugosités des conduites à l'aide des données ou retours recueillis sur le terrain. Cet exercice appelé calage permet de vérifier et d'ajuster les grandeurs simulées par le modèle hydraulique grâce à la campagne de mesure préalablement effectuée. Le modèle ainsi calé, il devient alors représentatif du fonctionnement du réseau d'eau potable.

La simulation d'un réseau de transfert ou de distribution qui reproduit le comportement dynamique d'un système existant ou projeté, est généralement appliquée, surtout dans les cas où on ne peut pas soumettre directement le système réel à l'expérimentation, ou afin d'évaluer un projet de système de distribution avant de le réaliser réellement. La simulation peut être utilisée dans un état statique ou dynamique, la simulation à l'état statique est utilisée pour déterminer le comportement d'opération du système à cet état ; ce type d'analyse peut aider à déterminer l'effet à court terme du débit d'incendie ou de la demande moyenne sur le système. La simulation à l'état dynamique est utilisée pour évaluer les performances du système avec le temps, ce type d'analyse permet à l'utilisateur de modéliser le remplissage et le vidage des

réservoirs, régulariser l'ouverture et la fermeture des vannes, variation des débits à travers le système en fonction de la variation des conditions de la demande et mettre en place une stratégie de contrôle automatique.

5.2 Les modèles utilisées

L'objectif de cette étape est de présenter une approche utilisant modèle d'Epanet et le modèle d'analyse du débit nocturne sud-africain (SANFLOW). Il s'agit, en outre, de l'utilisation d'une technique de calibrage pour évaluer les fuites dans chaque secteur du réseau. De plus, les résultats du calage ont été comparés aux résultats obtenus à partir de la méthode MNF. Un calibrage avec (Epanet Calibrator) a notamment été utilisé comme outil de calcul. La rareté de données est un vrai problème dans la modélisation des réseaux. L'un des moyens les plus simples de résoudre ce problème est de développer un modèle qui peut être utilisé pour la gestion de la pression plutôt que pour évaluer le bruit de fond dans les réseaux. Cette étude a été menée en considérant la fréquence des fuites causées par une pression élevée aux points les plus défavorables (points critiques), en fonction du débit nocturne minimal, et ce afin de quantifier le débit de fuite à des endroits précis

5.2.1 Le modèle Epanet

L'outil de simulation utilisé pour la modélisation du réseau d'eau potable de la ville de Ben Djerrah est le logiciel Epanet. En effet, Epanet est un logiciel permettant d'analyser les systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites). Le réseau étant constitué de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et réservoirs, Epanet est capable de calculer différentes variables comme la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, le débit dans chaque tuyau. (Guilsou, 2007)

Il permet également de faire une analyse hydraulique de réseau à partir des caractéristiques physiques des tuyaux et dynamiques des nœuds et peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse de systèmes de distribution d'eau. Epanet a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Epanet offre aussi une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer un réseau (modification du régime de pompage, précision d'usage des stations de chloration, planification des entretiens et des remplacements des éléments du réseau, etc.). (Rossman, 2003)

Cependant, en l'absence des données de la campagne de mesures, le calage ne pourra pas être effectué dans les règles de l'art. Un test de sensibilité du modèle aux rugosités doit donc être réalisé, et ce en fonction des différents types de matériaux des canalisations. Il permettra notamment d'observer si celles-ci ont une influence importante sur les pressions. En effet, la

rugosité de la canalisation correspond à la notion habituelle de plus ou moins de présence d'aspérités à l'intérieur de la conduite due à l'usure de cette dernière. Lorsque la conduite va se dégrader, la rugosité va augmenter et entraîner une augmentation des pertes de charges en raison des frottements devenus plus importants.

Afin d'effectuer la simulation hydraulique à partir de données **SIG** au sein d'**EPANET**, un géo-traitement sous forme de script Python doit être réalisé. Le script permet de générer un fichier « **inp** » (fichier texte) pouvant être traité par **EPANET** pour les conduites composant le réseau uniquement (les autres ouvrages devront être ajoutés manuellement par la suite). Un pré-requis à l'utilisation de ce géo-traitement est de disposer d'un réseau topologiquement propre de qualité irréprochable, il est donc nécessaire de contrôler en la topologie du réseau avant de lancer le géo-traitement. En effet, **EPANET** ne tolère pas d'erreur topologique pour effectuer la simulation hydraulique.

Par topologie « propre » il est entendu les points suivants :

- ➔ Interruption des conduites au droit de chaque intersection (pas de connexion sur un sommet de vertical de polyligne) Pas de superposition d'objets conduites,
- ➔ Pas d'objets conduites multiparties ou de longueur nulle,
- ➔ Vérification de la connectivité des conduites les unes aux autres.

Dans le cadre de ce travail on présente un résumé de la procédure de génération d'un fichier « **inp** » pour **EPANET** à partir d'une feature class de polyligne (conduite) définie dans une géodatabase dans l'environnement **Arc GIS d'ESRI**. Il traite aussi du processus d'installation des outils.

Pour réaliser la conversion, il existe deux outils très pratiques. Le premier vous permettra de convertir un fichier d'extension **inp** (**EPANET**) en un fichier d'extension **shp** (**ArcGIS**) et le deuxième vous permettra de faire l'inverse c'est-à-dire de convertir un fichier d'extension **shp** (**ArcGIS**) en un fichier d'extension **inp** (**EPANET**).

Le but de cette modélisation étant d'élaborer et de caler le modèle du réseau de Bendjerrah sous le logiciel **EPANET**, dans le but de simuler les effets de la variation de la pression sur le débit de fuites.

Pour satisfaire aux exigences légales et aux attentes du public, les entreprises qui gèrent les services de distribution d'eau expriment une demande toujours plus grande pour une compréhension améliorée des déplacements et des transformations de l'eau dans leurs systèmes de distribution. Dans ce contexte, **EPANET** est un modèle de simulation informatique qui y contribue.

Dans un réseau de distribution d'eau potable, le débit sortant de la conduite de distribution principale alimentant le réseau n'est jamais égal, mais toujours supérieur à celui consommé par les abonnés, car il existe toujours des pertes physiques et commerciales dans le réseau.

Et là, encore nous nous retrouvons face à un paramètre influençant fortement le comportement du réseau, c'est les débits de fuites, leurs positions dans les conduites, leurs caractéristiques dimensionnelles...etc.

Une approche rigoureuse et affinée, applicable à la distribution de la fuite dans un réseau de distribution est d'employer la notion M.N.F (Minimum Night Flow) qui est le débit minimum de nuit lors des faibles consommations, en combinaison avec un modèle hydraulique de simulation tel qu'EPANET.

En effet EPANET explique le rapport entre la variation du débit de fuite et celle de la pression au niveau d'un nœud car il possède une option dite d'émetteur :

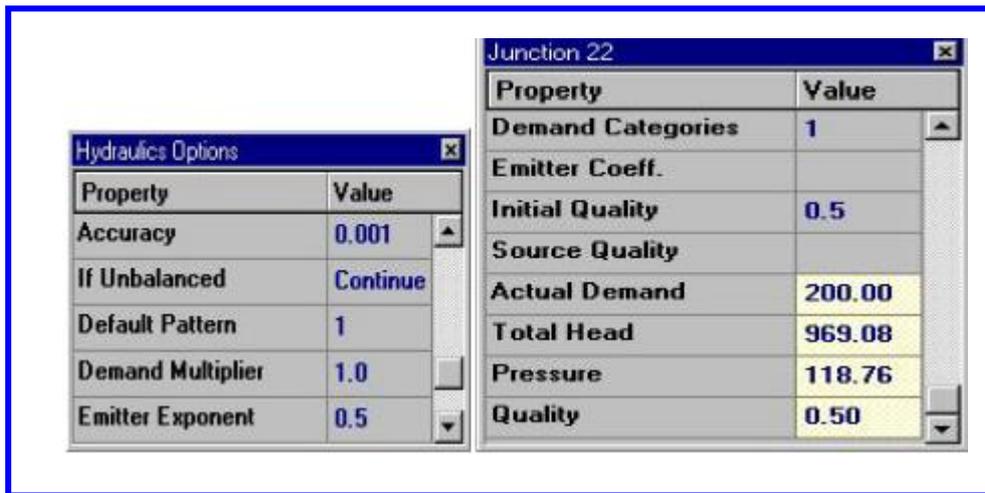


Figure 5.1: Option d'émetteurs dans le logiciel EPANET (Joint 2001)

Cette option a pour but de simuler une fuite dans un tuyau relié à un nœud. Elle applique le rapport débit de fuite pression le plus simple : (Tabesh et al .2009)

$$Q_{fuite} = C_i \cdot P^N \dots\dots\dots (5.1)$$

Avec :

Q_{fuite} : débit de fuite, P : pression, C_i : coefficient de décharge (coefficient de l'émetteur) en relation avec les caractéristiques des nœuds i , comme le type, l'âge et l'état de la conduite,

N : exposent de l'émetteur (de pression) de tout le réseau.

Remarque

On sait qu'EPANET comporte une option dite d'émetteur que ce soit concernant le coefficient de l'émetteur ou bien l'exposant de l'émetteur, cependant il est impossible de calculer le coefficient de l'émetteur pour chaque nœuds d'un réseau, sans pour autant utiliser ou créer un

outil ou un programme. Le problème réside donc sur la manière de simuler les fuites sans prendre en considération ces coefficients de l'émetteur.

Pour calculer l'exposant de l'émetteur N1, il est possible :

- 1- Soit d'utiliser un logiciel permettant de l'estimer (cette méthode peut être effectuée sous EPANET mais l'inconvénient est que ; ce dernier ne simulera aucune fuite sans qu'on lui injecte les coefficients de l'émetteur (coefficients de décharge de chaque nœuds) ;
- 2- Soit de réaliser des mesures de pressions et de débits au point moyen et au point critique.

Nous avons donc opté pour la deuxième solution afin de déterminer cet exposant de l'émetteur nécessaire par la suite au calcul du débit de fuite.

Pour calculer l'exposant N1, il faut réaliser des mesures de pressions et de débit au point moyen et au point critique dans la zone à étudier.

5.2.1.1 Le calage du modèle en tant qu'outil de « diagnostic »

Pour rappel l'étape de calage est une étape cruciale dans la construction et l'utilisation d'un modèle mathématique. Elle détermine la pertinence des résultats issus des simulations. Cette étape intervient après, l'introduction de toutes les données nécessaires :

- Canalisations : Tracé, Diamètre, linéaire... ;
- Nœuds de consommation : Altitudes, consommations de bases ;
- Réservoirs (volumes, côtes) ;
- Organes particuliers : vannes, ... ;
- Etablissement des consignes de fonctionnement
- Etat d'ouverture / fermeture des vannes

Le calage est donc la partie la plus importante de la modélisation. Il a objet d'ajuster le modèle à la réalité de terrain afin d'assurer la meilleure représentativité du fonctionnement réel du réseau analysé. Cette étape clé peut être réalisée qu'à l'issue d'une analyse pertinente de la campagne de mesures. Ce qui permet de rapprocher le modèle le plus possible de la réalité du terrain. Dès lors, plusieurs mesures sur le terrain sont nécessaires pour confronter ce modèle avec la réalité et le réajuster. Cette étape de calage fait donc office de diagnostic du réseau dans le sens où elle permet de connaître l'état des conduites et de repérer les différents dysfonctionnements. Une campagne de mesures doit permettre d'obtenir un ensemble de données nécessaires au calage dynamique du modèle numérique du réseau en réalisant des mesures de débit et de pression sur le réseau.

On prendra en compte, uniquement, les consommateurs dits domestiques (au nombre de 1953 abonnés) ; l'abonné type est la maison individuelle. Il forme alors l'unité de base de consommation et sera décrit en nombre d'abonnés de même type. Un abonné regroupe donc plusieurs habitants (en moyenne autour de 6 habitants par abonné).

Pour les simulations de fonctionnement d'un réseau sur la journée, il est indispensable de connaître avec le plus de précision possible la répartition dans le temps des consommations.

5.2.1.2 Déroulement de la modélisation

Le concept même de la modélisation est, surtout, la vérification de l'équilibre hydraulique du réseau de tout le système A.E.P ; Il consiste à calculer :

- Les côtes piézométriques (pressions disponibles) aux nœuds ;
- Les débits qui s'écoulent dans chacune des adductions et conduites (y compris le sens de l'écoulement) ;
- Les débits des réservoirs ;
- Les pertes de charges dans le réseau, ainsi que les éléments accessoires (vannes de réduction de pression, pompes, etc...).
- Estimation des débits de fuites.

Le résultat de la simulation du réseau représenté dans la **Figure 5.2** ci-dessous montre que la majorité du réseau de la ville présente un déséquilibre probant ; Il est en même temps assujéti à des problèmes de surpressions ou la pression dépasse les **60 m**, dans la majorité du réseau (**Annexe 01**). Les résultats de la simulation en jour moyen, sur 24 heures, ont montré que le réseau présente beaucoup d'anomalies.

Plusieurs facteurs ont conditionné les résultats du développement du modèle. Des facteurs, intrinsèques au modèle lui-même, sont toujours présents dans ce type d'analyse. Ainsi, plusieurs améliorations peuvent être envisagées. Cela dépend, bien sur, des besoins dans ce domaine et du niveau d'exactitude à définir pour le modèle.

Malgré cela, le modèle permet déjà une compréhension raisonnable du comportement du réseau qui est, en général, extrêmement, préjudiciable et non conforme aux normes de base d'un réseau d'A.E.P.

Les fortes variations de pression présente une contrainte majeure à la distribution continue de l'eau potable. En effet, ces changements permanents de conditions hydrauliques engendrent non seulement un grand nombre de fuites, mais provoquent également une fatigue mécanique des canalisations, qui se traduit par une réduction de leur durée de vie. La pression dans les réseaux influence les fuites en les intensifiant ou en les créant.

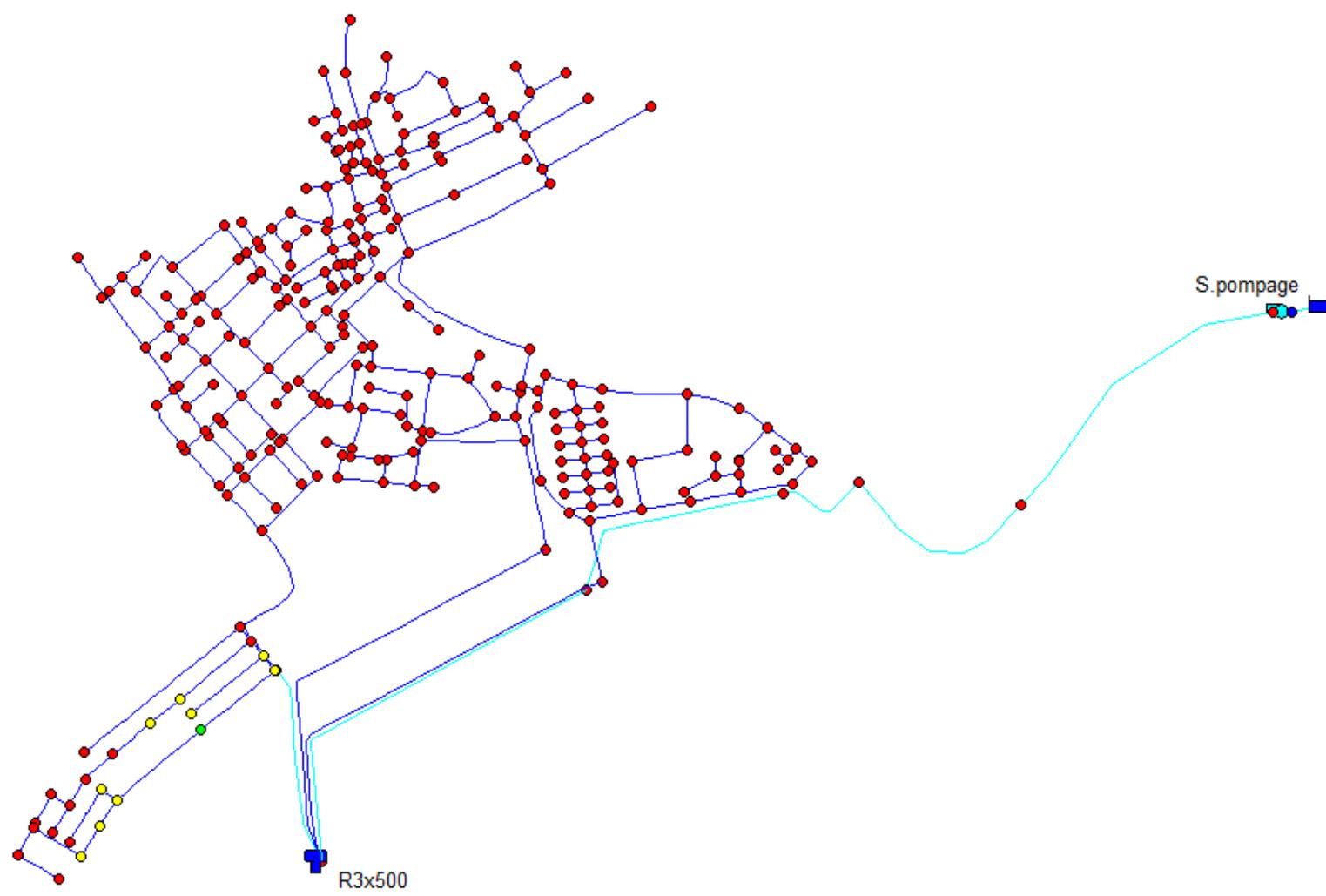
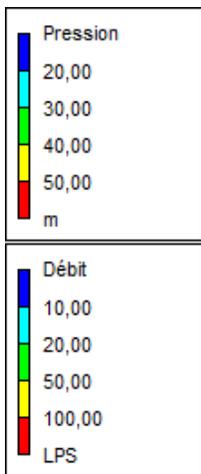


Figure 5.2 : Simulation du réseau de Bendjerrah par Epanet

Afin de mener à bien notre étude, et d'essayer de trouver la meilleure solution pour estimer les pertes physiques (débit de fuites) au réseau de Bendjerrah, nous avons décidé d'utiliser la méthode du M.N.F (minimum night flow), qui consiste à mesurer le débit minimum de nuit.

En effet, en période de faible consommation (nuit), la pression est importante, donc le débit de fuites est important aussi, donc l'idée était de faire des mesures de débits et de pressions au point moyen (point représentatif du réseau) et au point critique (point le plus loin et le plus haut hydrauliquement) et en faisant placer des vannes de modulation afin de montrer en premier lieu l'impact de la variation de la pression sur le débit de fuite mais aussi de pouvoir estimer l'exposant de l'émetteur N1 nécessaire à la suite du projet.

Pour estimer les pertes réelles à partir du logiciel Epanet Calibrator, il faut dans un premier temps modéliser le secteur DMA. Dans un deuxième temps, insérer les données du débit et de pression observées dans le logiciel afin de calibrer le réseau. La recherche a été menée en tenant compte de la fréquence d'éclatement des canalisations des points les plus critiques de forte pression de la zone étudiée ainsi que le débit minimum de nuit afin de quantifier le taux de fuite à des endroits spécifiques ; et pour l'évaluation des pertes d'eau dans chaque secteur du réseau et la planification de sa gestion on a utilisé l'outil pratique **Sanflow**.

La rareté des données de mesures est une réelle entrave pour les modélisateurs des réseaux. Afin de surmonter cette difficulté une nouvelle approche du développement de modèles est proposée.

Pour la gestion du réseau nous avons isolé chaque secteur à l'aide de vannes, et nous avons installés un débitmètre avec enregistreur de données pour pouvoir suivre la distribution de chaque secteur.

La mise en place de secteurs de suivi de la distribution permet de diriger la recherche de fuite vers chaque secteur où les pertes d'eau réelles sont les plus élevées, ce qui améliore l'efficacité du contrôle actif des fuites, l'analyse du débit minimum de nuit permet de prendre connaissance plus rapidement de l'existence de nouvelles fuites, ce qui aide à réduire la durée de ces dernières. De plus, l'analyse du débit minimum de nuit permet d'estimer les pertes d'eau réelles selon l'approche ascendante et de valider ainsi l'estimation obtenue selon l'approche descendante. Enfin, et comme c'est un réseau domestiques ce qui signifie, que même il y'a des consommations la nuit elle est considérée très faible et même négligeable par rapport à la consommation journalière de chaque secteur.

Les étapes de la démarche sont décrites dans l'organigramme détaillé de la **Figure 5.3** ci dessous :

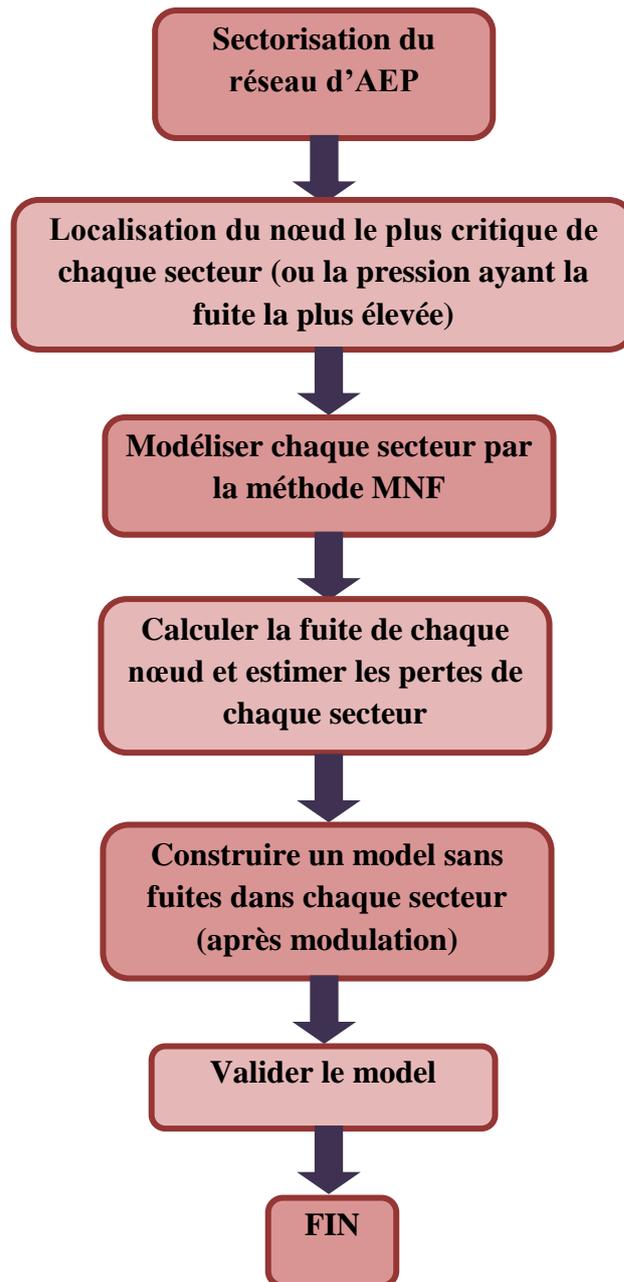


Figure 5.3 : Organigramme de l'approche proposée

L'idée est de développer un modèle qui peut être utilisé pour la gestion de la pression plutôt que pour estimer les fuites du fond invisible et indétectable dans les réseaux.

La recherche a été menée en tenant compte de la fréquence d'éclatement des conduites causées par la haute pression dans les points les plus défavorable (points critiques) ainsi que le débit minimum de nuit (nocturne) quantifier le taux de fuite à des endroits spécifiques.

➔ **La démarche de mise en œuvre est la suivante :**

- ▶ Identifier les zones potentielles de haute pression du réseau de distribution en utilisant les plans disponibles. Les zones de pressions et les secteurs de suivi de la distribution existants peuvent constituer un point de départ intéressant. Si le secteur choisi n'est pas déjà isolé, il doit pouvoir l'être en installant des vannes aux endroits stratégiques.
- ▶ Pour chaque secteur, identifier les types d'utilisateurs et leur demande en eau en incluant. Il est recommandé de mesurer la consommation des utilisateurs majeurs et sensibles sur une période annuelle afin de détecter les changements saisonniers ;
- ▶ Pour chaque secteur, il est nécessaire de mesurer le débit et la pression à l'entrée du secteur de régulation de la pression ainsi que la pression au point critique et au point représentatif de zone.
- ▶ Pour chaque secteur, choisir le mode de contrôle approprié. Pour optimiser le nombre, l'emplacement et les paramètres des vannes de régulation de pression, il est recommandé d'avoir recours à des modèles hydrauliques et des logiciels spécialisés;
- ▶ Pour ces secteurs, procéder à l'installation des équipements et des chambres de mesures. Effectuer la mise en opération du secteur de régulation de la pression avec un opérateur expérimenté qui pourra démarrer la vanne de régulation de pression selon les règles de l'art pour un fonctionnement adéquat;

5.2.1.3 Estimation de la perte réelle en utilisant le débit nocturne minimum (MNF)

La technique de mesure est utilisée pour gérer les fuites dans un réseau de distribution. Ces dernières peuvent être estimées lorsque le débit atteint son minimum. En règle générale, il se produit la nuit entre 00h et 04.00 h où la demande du client est également à son minimum, et par conséquent la fuite composante est à son plus grand pourcentage de flux.

Le Minimum Night Flow (**MNF**) est le débit le plus faible entrant dans une zone d'approvisionnement en eau pendant une période de 24 heures, en supposant que la disponibilité de l'eau pendant cette période est suffisante pour répondre aux besoins. Les pertes d'eau pendant cette période de la journée (entre 00h et 04.00 h) sont principalement des fuites, on peut donc supposer que le débit minimal moins le débit de consommation est égal aux pertes réelles maximales. On peut simplement supposer que la **MNF** se produit pendant cette période dans la plupart des zones résidentielles en raison du fait que la plupart des personnes dans les pays en voie de développement ne sont normalement pas actives. Étant donné que la pression pendant la nuit est généralement la plus importante et que la pression varie tout au long de la journée, la valeur de la perte réelle ne peut pas être déterminée en extrapolant la valeur de cette dernière mesurée pendant la **MNF**. Selon l'étude réalisée par Marzola et al. (2020), une analyse du débit

minimal de nuit (**MNF**) ne peut être effectuée que dans une zone de comptage de district (**DMA**).

Comme les fuites des canalisations principales sont continues, alors que la demande des clients est minimale la nuit, les opérateurs d'eau doivent surveiller les fuites pendant la période nocturne.

Dans l'analyse du **MNF**, on considère que le débit est constitué de trois composantes principales, à savoir :

- L'utilisation nocturne légitime normale,
- les fuites de fond et les fuites d'éclatement (ou débit nocturne excédentaire), comme le montre la **Figure 5.4**.

La pression est directement proportionnelle au débit en raison des pertes de charge par frottement dans le système, et donc lorsque le DMA a ses plus faibles débits entrants, la pression sera à son maximum. Cela s'explique par le fait que la perte de charge par frottement est proportionnelle à la vitesse, donc lorsque les débits sont faibles, les vitesses dans les tuyaux sont également faibles et la perte de charge est moindre. Par conséquent, le **NNF** ou les fuites calculées pour la période de débit minimal de nuit ne seront pas une représentation fidèle des fuites sur une période de 24 heures. Les gestionnaires de services publics doivent également déterminer un facteur de pression qui crée une véritable valeur moyenne de fuite sur 24 heures lorsqu'il est appliqué au **MNF**.

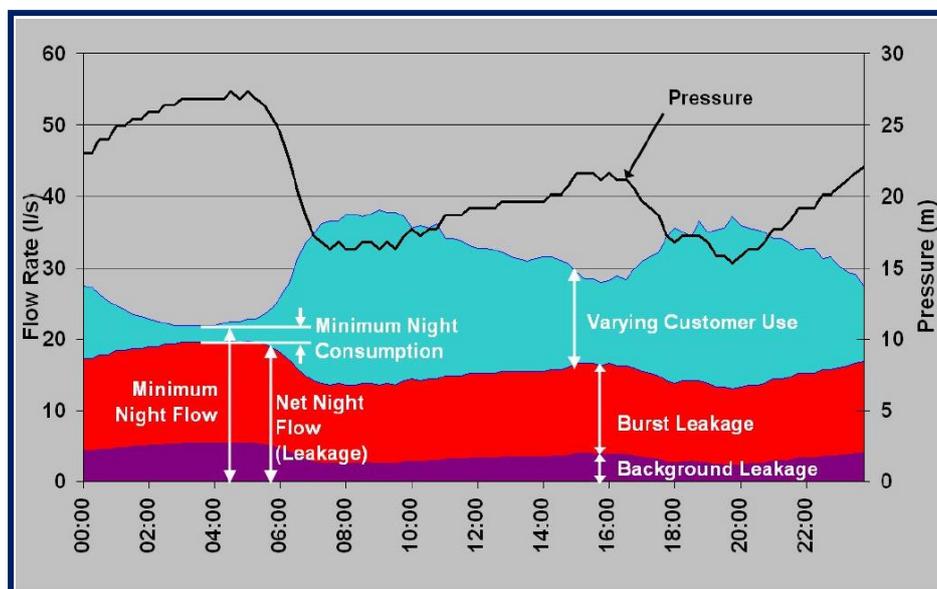


Figure 5.4: Profil typique débit-pression du DMA (AL-Washali et al., 2018)

Selon Fallis et al. (2011), cette équation est utilisée pour effectuer l'analyse :

$$Q_{in} = Q_{dom} + Q_{bulk} + Q_{trans} + Q_{loss}$$

Q_{in} (m³/h) est le volume d'entrée du système

Q_{dom} (m³/h) est la consommation domestique de nuit

Q_{bulk} (m³/h) est la consommation nocturne non domestique

Q_{trans} (m³/h) est le transfert d'eau vers les zones adjacentes

Q_{loss} (m³/h) est la perte d'eau

La consommation légitime est constituée de la consommation domestique nocturne Q_{dom} (principalement pour les chasses d'eau) et les utilisateurs non domestiques Q_{bulk} (administratifs, industriels, commerciaux ou agricoles) qui peuvent représenter un pourcentage important du débit minimal nocturne (Fallis et al 2011). Les gros consommateurs doivent être correctement identifiés et leur consommation nocturne déterminée et les exports et transferts d'eau (Q_{trans}), vers les zones voisines doivent être mesurés ou doivent être arrêtés pendant les évaluations MNF. (McKenzie et al 2006)

Pour calculer les pertes réelles d'un réseau DMA, (Van 2007) ont montré que la méthode MNF et le processus d'étalonnage donnent des résultats similaires en termes d'estimation des fuites. Le volume quotidien de perte réelle Q_{RL} est donné par l'équation suivante :

$$Q_{RL} = F_{nd} \cdot Q_{MNF} \dots \dots \dots (5.2)$$

Où :

Q_{RL} : Pertes réelles dans le réseau.

Q_{MNF} est le taux du débit de fuite nocturne minimum moyen (m³ / h) et F_{nd} est appelé facteur jour-nuit. Cela suppose que le volume de fuite n'est pas constant pendant la journée car il dépend de la configuration de la demande.

Puisque le volume de fuite varie avec le modèle de demande, le débit minimum de nuit est multiplié par F_{nd}

Le F_{nd} est calculée par la somme des valeurs de pression acquises pendant 24 heures dans un point représentatif du DMA moyen, en utilisant la relation suivante :

$$F_{ND} = \sum_{i=1}^{24} \left(\frac{P_i}{P_{MNF}} \right)^{N_1} \dots \dots \dots (5.3)$$

Où

P_i : est la pression moyenne en un point observé d'un DMA pour chaque i temps ;

P_{MNF} : est la pression moyenne pendant la consommation nocturne.

N_1 : est l'exposant d'orifice qui peut être calculé en utilisant la relation suivante :

$$\frac{Q_i}{Q_{MNF}} = \left(\frac{P_i}{P_{MNF}} \right)^{N_1} \dots \dots \dots (5.4)$$

Où :

Q_i :débit de fuite dans le DMA au temps i [m^3/h].

Q_{MNF} :débit de fuite dans le DMA au temps MNF [m^3/h].

P_i :pression moyenne zonale (AZP) dans la DMA à l'instant i [m].

P_{MNF} : pression moyenne zonale (AZP) dans la DMA à l'instant MNF [m].

N_1 :exposant de fuite [-]. Il est obtenu en fermant la vanne habituellement située dans le système entrant.

L'exposant de l'équation ci-dessus est un facteur de calcul basé sur le système de tuyauterie et peut prendre des valeurs allant de 0,5 (tuyaux peu sensibles aux fluctuations de pression, comme les tuyaux en acier ou autres tuyaux rigides) à 2,5 (pour les tuyaux très sensibles aux fluctuations de pression, comme les tuyaux en PEHD ou autres tuyaux flexibles). Les valeurs empiriques de N_1 sont de 0,5 pour les tuyaux métalliques et de 1,5 à 2,5 pour les tuyaux en plastique. (Farley et al 2003). Il existe une importante quantité de données concernant les exposants de fuite associés aux fuites individuelles testées au laboratoire par rapport aux données de terrain au niveau des zones de comptage des districts (DMA). (Schwaller et al 2014). Le **tableau 5.1** résume les exposants de fuite évalués pour différentes fuites dans une gamme de matériaux de tuyaux par des chercheurs du monde entier.

Tableau 5.1 : Tableau de l'exposant de fuite pour des fuites individuelles tirées des données expérimentales. (Fox 2016)

Référence	Matériau de la canalisation	Classification de la fuite	Exposant de la fuite
Avila Rangel and Gonzalez Barreto (2006)	PVC	Fissure longitudinale	1.40 - 2.01
Greyvenstein and van Zyl (2006)	Amiante-ciment	Fissure longitudinale	0.78 - 1.04
	Acier	Groupe de corrosion	1.90 - 2.30
	Acier	Trou circulaire	0.52
	UPVC (chlorure de polyvinyle non plastifié)	Faïlle circonférentielle	0.40 - 0.52
	UPVC	Fissure longitudinale	1.50 - 1.85
Ferrante (2012)	Acier	Fissure longitudinale	0.5-0.61

La variation des valeurs de N_1 montre que les fuites dans les systèmes de distribution d'eau sont plus sensibles à la pression que ce qui est conventionnellement supposé (Van et al 2007). Un exemple pour démontrer l'importance de N_1 est le suivant : si la pression au niveau d'une fuite

est réduite de moitié, alors la réduction du débit de fuite pour chaque N1 respectif est indiquée dans le **tableau 5.2** ci-dessous.

Tableau 5.2: Réduction du débit de fuite en fonction de l'exposant de fuite

N1	0.5	1	2.5
Réduction du débit de fuite (%)	29	50	82

Sur la base des principes du modèle du facteur horaire et journalier tel qu'expliqué par McKenzie et al. (2002), la valeur de N1 a été calculée à l'aide de l'équation réarrangée suivante :

$$N_1 = \frac{\ln\left(\frac{Q_i}{Q_{MNF}}\right)}{\ln\left(\frac{P_i}{P_{MNF}}\right)} \dots\dots\dots (5.5)$$

Il est important de suivre certaines recommandations pour exécuter la méthode MNF, par exemple :

- ▶ Assurer la fermeture complète du secteur, sans contribution de tout autre secteur;
- ▶ Effectuer des tests sur le terrain entre 00h00 et 04h00, dans laquelle la plupart des ménages réserves (cas brésilien) sont pleins et la plupart des utilisateurs n'utilisent pas l'eau;
- ▶ Identifier au préalable tous les soirs les grands consommateurs d'eau tels que les discothèques, les industries, entre autres; ces consommateurs exceptionnels doivent être surveillés avec un registre électronique des débits afin de soustraire la consommation de l'entrée débits;
- ▶ Déterminer un point de moyenne pression, en tenant compte à la fois élévation moyenne et singularités comme la plus forte concentration d'intersections.

La modélisation est basée sur l'historique des réparations et de la fréquence d'éclatement des canalisations, une estimation des pertes réelles, le débit nocturne minimum et des données de terrain pour l'étalonnage.

La **Figure 5.5** représente le modèle EPANET pour les trois secteurs, ainsi que l'emplacement des points surveillés (point critique/secteur). Plusieurs caractéristiques ont été obtenues, telles que l'apport d'eau dans chaque secteur, entre autres les caractéristiques physiques. La collecte complète des données a rendu possible la modélisation du secteur sur Epanet. Les données ont été obtenues à partir du système de supervision et de contrôle. Cette figure affiche les groupes de canalisations définis par utilisateur pour l'étalonnage. Une telle classification était basée sur des plages de pression et distribution d'eau, puisque l'ensemble des tuyaux du secteur a été construit avec le même matériau.

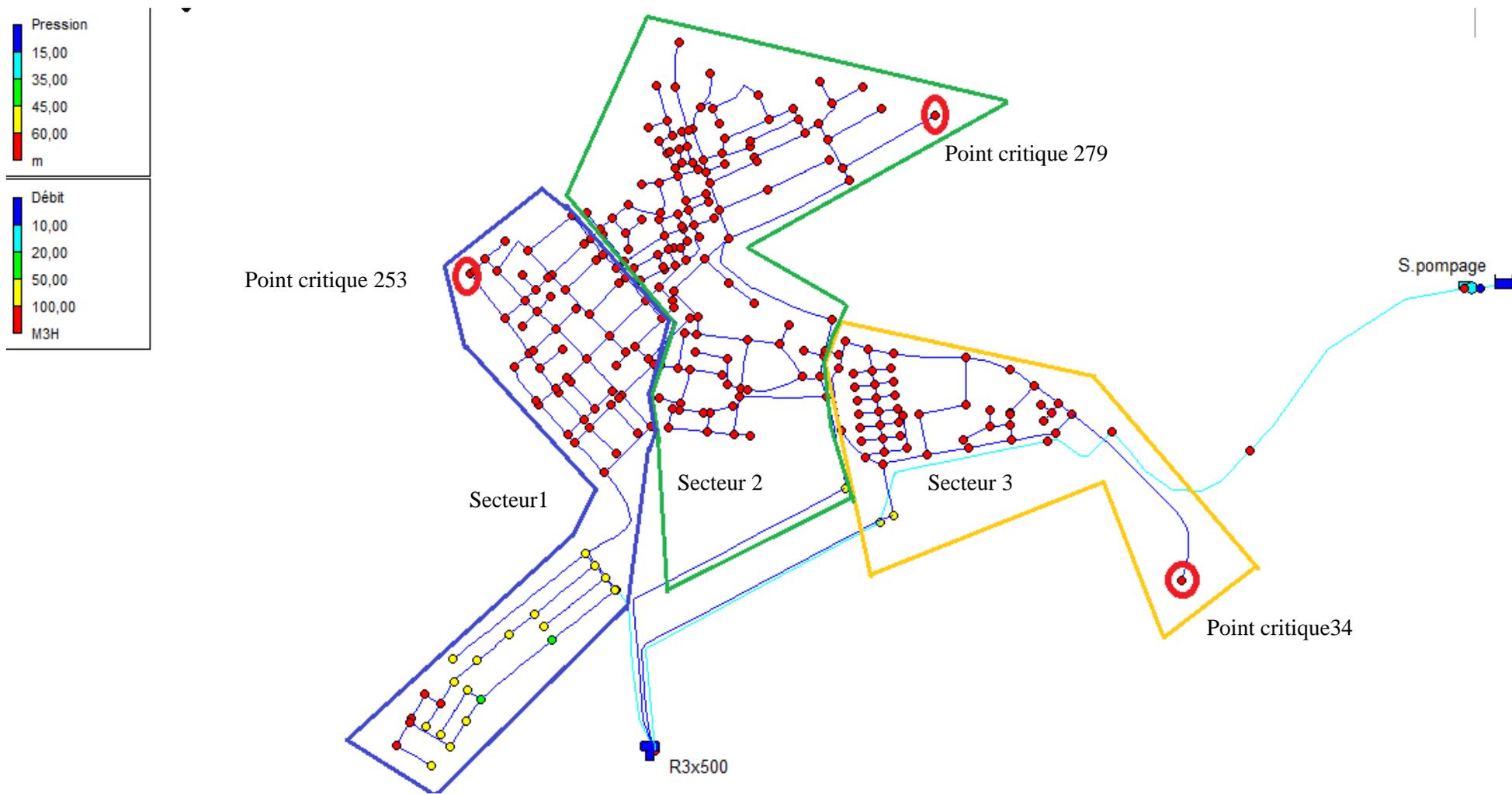


Figure 5.5: Modèle paramétré du réseau d’AEP de la commune de Bendjerrah à l’aide d’Epanet Calibrator

La méthodologie Minimum Night Flow (MNF) était appliquée sur le système du réseau étudié sur Epanet (**Figure 5.5**). Le suivi du débit nocturne moyen hebdomadaire, $Q_{\text{noct}}(s)$ a clairement mis en évidence la corrélation entre débit de fuite et pression. De plus, l'incidence de la pression sur l'apparition des fuites a été confirmée par une augmentation forte du débit liée à une ou plusieurs nouvelles fuites lorsque la pression a été augmentée de façon importante. Utilisation des mesures de débit nocturne minimum (MNF) entre **01 :00h** et **05 :00h** aux points surveillés dans chaque secteur. Afin d'obtenir des variations de débit et pression, les mesures relevées sont variées toutes les **30 minutes**. (Tous les calculs sont présentés dans les Annexes 2 et 3)

La **Figure 5.6** illustre les graphiques Excel de la pression en fonction de la fuite, ils ont été tracés en utilisant tous les types de graphiques disponibles tels que la puissance, l'exponentielle et la polynomiale (meilleur ajustement) afin d'établir un type de graphique avec un bon coefficient de corrélation (R^2). Le suivi du débit moyen nocturne, $Q_{\text{noct}}(s)$ a clairement mis en évidence la corrélation entre le débit de fuite et la pression. En outre, l'impact de la pression sur l'apparition de la fuite a été confirmé par une forte augmentation du débit liée à une ou plusieurs nouvelles fuites, lorsque la pression a augmenté de manière significative.

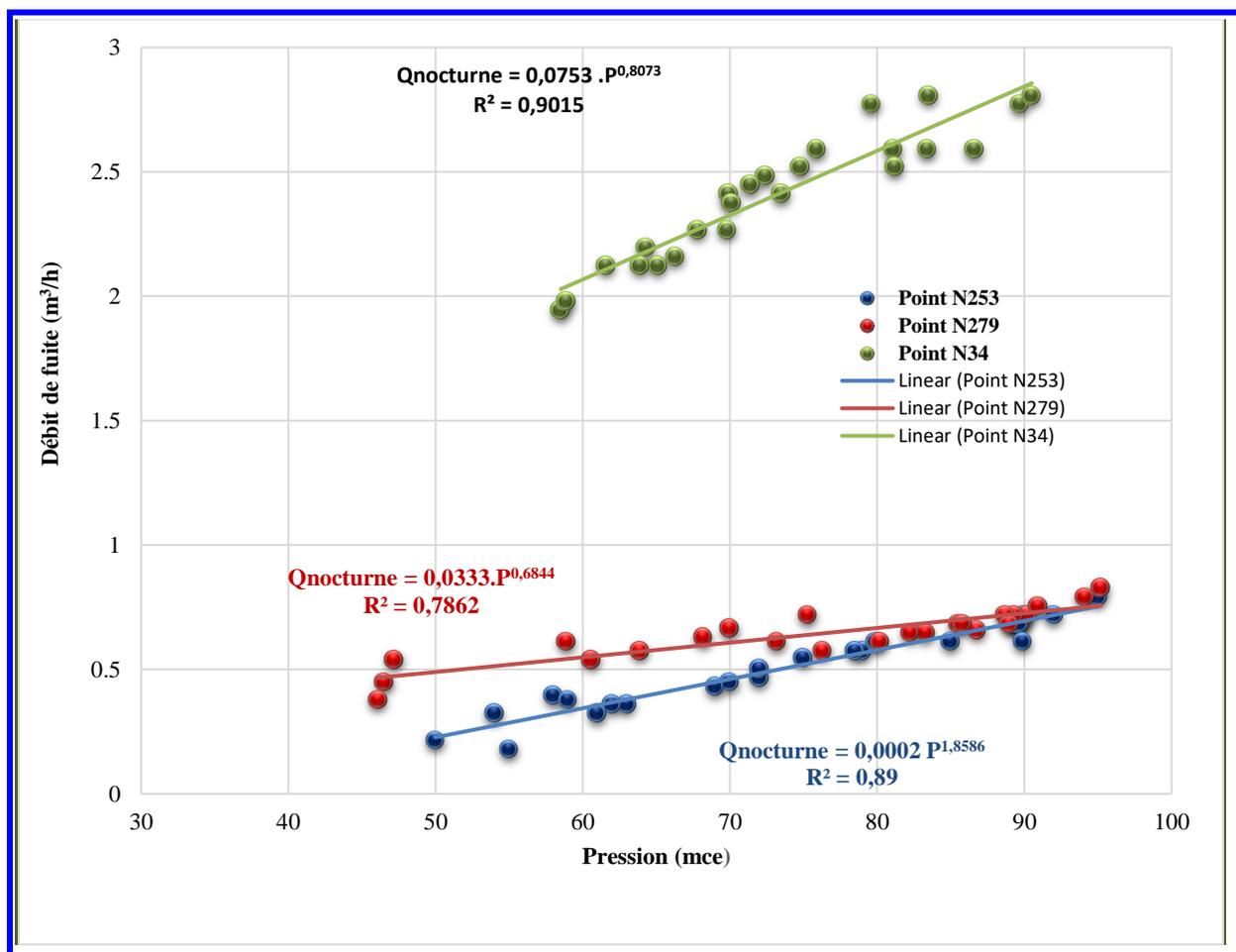


Figure 5.6 : Modèle du débit nocturne des points critique des 03 Secteurs.

Le graphique présentant le coefficient de corrélation (R^2) le plus élevé, proche de 1,0, a été adopté comme celui indiquant une bonne relation. Le suivi du débit nocturne moyen hebdomadaire, Q nuit(s), a clairement mis en évidence la corrélation entre le débit de fuite et la pression. Par ailleurs, l'impact de la pression sur l'apparition de fuites a été confirmé par une forte augmentation du débit, liée à une ou plusieurs nouvelles fuites, lorsque la pression a été augmentée de manière significative.

Après avoir installé et manipulé la vanne (stabilisateur aval) située à l'entrée de chaque secteur afin d'inciter de petites perturbations au niveau du système, il était possible d'estimer la Valeurs N_1 , comme indiqué dans le **tableau 5.3**. L'utilisation des valeurs de la pression horaire selon les points surveillés (points critiques) à partir d'enregistreurs de données.

Tableau 5.3 : N_1 calculé pour chaque point surveillé pendant débits minimaux de nuit

	Time	Point critique 253 du secteur I		Point critique 279 du secteur II		Point critique 34 du secteur III	
		P_i/P_{MNF}	Q_i/Q_{MNF}	P_i/P_{MNF}	Q_i/Q_{MNF}	P_i/P_{MNF}	Q_i/Q_{MNF}
Jours 1	01:00-01 :30	0,011	1,364	1,25	1,86	1,02	1,20
	01:30-02 :00	0,013	1,889	1,26	1,82	1,01	1,36
	02:00-02 :30	0,017	3,333	1,27	1,73	0,96	1,26
	02:30-03 :00	0,013	1,810	1,00	1,45	0,90	1,07
	03:00-03 :30	0,010	1,151	0,78	1,17	0,80	0,97
	03:30-04 :00	0,011	1,600	0,84	1,23	0,75	0,86
	04:00-04 :30	0,009	1,240	0,85	1,19	0,71	0,80
	04:30-05 :00	0,008	1,083	0,91	1,14	0,73	0,83
Jours 2	01:00-01 :30	0,010	1,500	0,95	1,30	0,83	0,94
	01:30-02 :00	0,013	3,400	0,80	1,34	0,93	1,22
	02:00-02 :30	0,014	2,222	0,69	1,42	0,76	1,05
	02:30-03 :00	0,011	1,462	0,65	1,24	0,70	0,94
	03:00-03 :30	0,009	1,094	0,69	1,23	0,67	0,89
	03:30-04 :00	0,008	0,941	0,66	1,14	0,69	0,92
	04:00-04 :30	0,007	0,816	0,62	0,95	0,74	0,89
	04:30-05 :00	0,006	0,650	0,61	0,79	0,81	0,90
Jours 3	01:00-01 :30	0,008	0,882	0,65	0,98	0,86	1,03
	01:30-02 :00	0,009	1,063	0,68	1,20	1,02	1,32
	02:00-02 :30	0,012	1,429	0,72	1,44	1,03	1,28
	02:30-03 :00	0,009	1,000	0,74	1,45	1,06	1,31
	03:00-03 :30	0,008	0,875	0,77	1,46	0,96	1,18
	03:30-04 :00	0,007	0,727	0,71	1,26	0,88	1,05
	04:00-04 :30	0,007	0,816	0,65	1,09	0,84	0,92
	04:30-05 :00	0,006	0,765	0,64	0,87	0,80	0,86
		$N_1= 1,54$ $R^2= 0,89$		$N_1= 0,73$ $R^2= 0,78$		$N_1= 1,05$ $R^2= 0,81$	

En ce qui concerne les valeurs obtenues de l'enregistreur, les valeurs N_1 sont satisfaisantes (selon le facteur de corrélation R^2).

À l'entrée du réseau l'enregistreur de données présente respectivement le débit moyen de chaque secteur de $12,82 \text{ m}^3/\text{h}$, $8,23 \text{ m}^3/\text{h}$, $5,51 \text{ m}^3/\text{h}$. A partir du Minimum Night Flow (MNF), le facteur du jour-nuit moyen F_{nd} calculé pour les 03 secteurs à l'aide de l'équation 2 et le Q_{RL} selon l'équation 1 comme indiqué dans **Tableau 5.4**. Pour les données d'étalonnage, ils sont similaires, car les résultats sont en effet assez bons. Il est possible de noter que les valeurs de N_1 trouvées lors de la manipulation sont prises en compte dans les normes, en raison de la maintenance minutieuse suivie dans la méthode.

Tableau 5.4 : Pertes réelles et le facteur F_{nd} calculé pour chaque point surveillé pendant les débits minimaux de nuit

	Perte réelle $\text{m}^3/24\text{h}$	Perte réelle %	F_{nd}
Secteur 1	2373,51	25	0,79
Secteur 2	4300,74	45	0,97
Secteur 3	2828,46	30	0,94

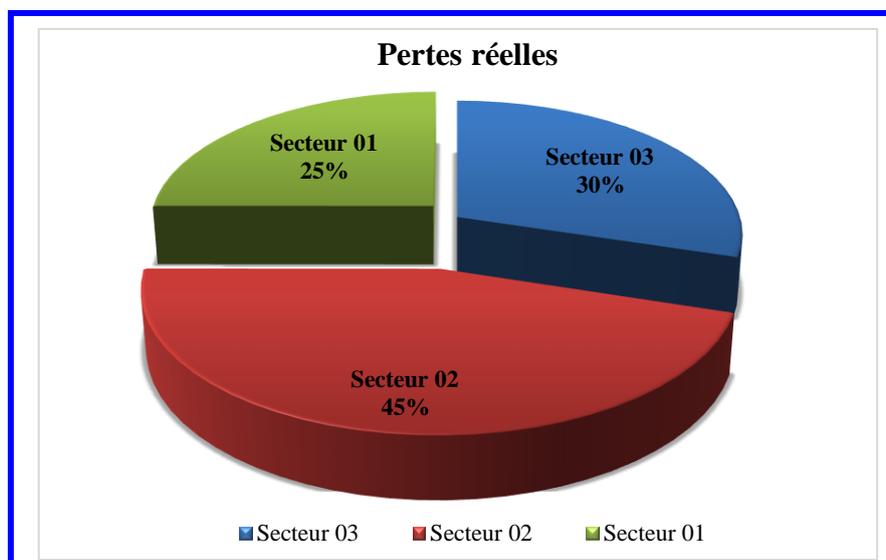


Figure 5.7: Estimation des pertes réelles dans chaque secteur

Le suivi du débit nocturne moyen hebdomadaire, $Q_{\text{nuit}(s)}$ a clairement mis en évidence la corrélation entre débit de fuite et pression. De plus, l'incidence de la pression sur l'apparition des fuites a été confirmée par une augmentation forte du débit liée à une ou plusieurs nouvelles fuites lorsque la pression a été augmentée de façon importante

5.2.1.4 Gestion des pertes d'eaux

Après avoir cerné les problèmes liés au réseau de Bendjerrah qui se traduisent dans les fuites ou les pertes qui sont dus à des fortes pressions et nous avons clairement constaté la corrélation entre le débit de fuite et la pression. Par ailleurs, l'impact de la pression sur l'apparition des fuites a été confirmé par une forte augmentation du débit, liée à une ou plusieurs nouvelles fuites, lorsque la pression a été augmentée de manière significative.

Une bonne gestion de la pression peut être un outil efficace de réduction des pertes dans un réseau de distribution d'eau. **Les pressions maxima peuvent avoir une incidence importante sur la vitesse à laquelle les fuites se produisent.**

La réduction de la pression constitue l'une des solutions pour un bon fonctionnement du réseau de distribution. En effet, la diminution de cette dernière aura pour conséquences : la diminution de débit de fuites ainsi qu'à l'augmentation de la durée de vie des conduites.

La gestion de la pression s'agit principalement de **la modulation de pression**. La technique consiste à isoler un secteur du réseau de distribution et à l'alimenter par un nombre limité de points d'entrée équipés de régulateurs de pression à partir des quels la pression est modulée. La pression ayant un impact sur les volumes d'eau perdus les effets escomptés sont en premier lieu une réduction du taux de casse et donc du nombre de fuites, et en deuxième lieu une réduction du débit des fuites et donc du volume des pertes.

La modulation de la pression peut être obtenue en utilisant différentes méthodes dont les plus fréquentes sont le contrôle à pression de sortie constante, le contrôle modulé selon l'heure de la journée, le contrôle modulé selon le débit de consommation et le contrôle par télémétrie plus ou moins automatisé. . Le contrôle du débit de fuite par la modulation de la pression consiste à réduire la pression de la valeur P_1 à P_2

Après avoir calé au mieux notre modèle et après avoir lancé des simulations des scénarios de régulation de pression sous EPANET ; nous présenterons dans ce qui suit les différents résultats de la simulation et leurs interprétations avant et après modulation que se soit en terme de pression ou de fuites.

La **Figure 5.8** présente le modèle EPANET pour chaque secteur, ainsi que l'emplacement des points surveillés. Les équipements ont été installés dans des débitmètres résidentiels afin de mesurer en continu la pression sur le réseau.

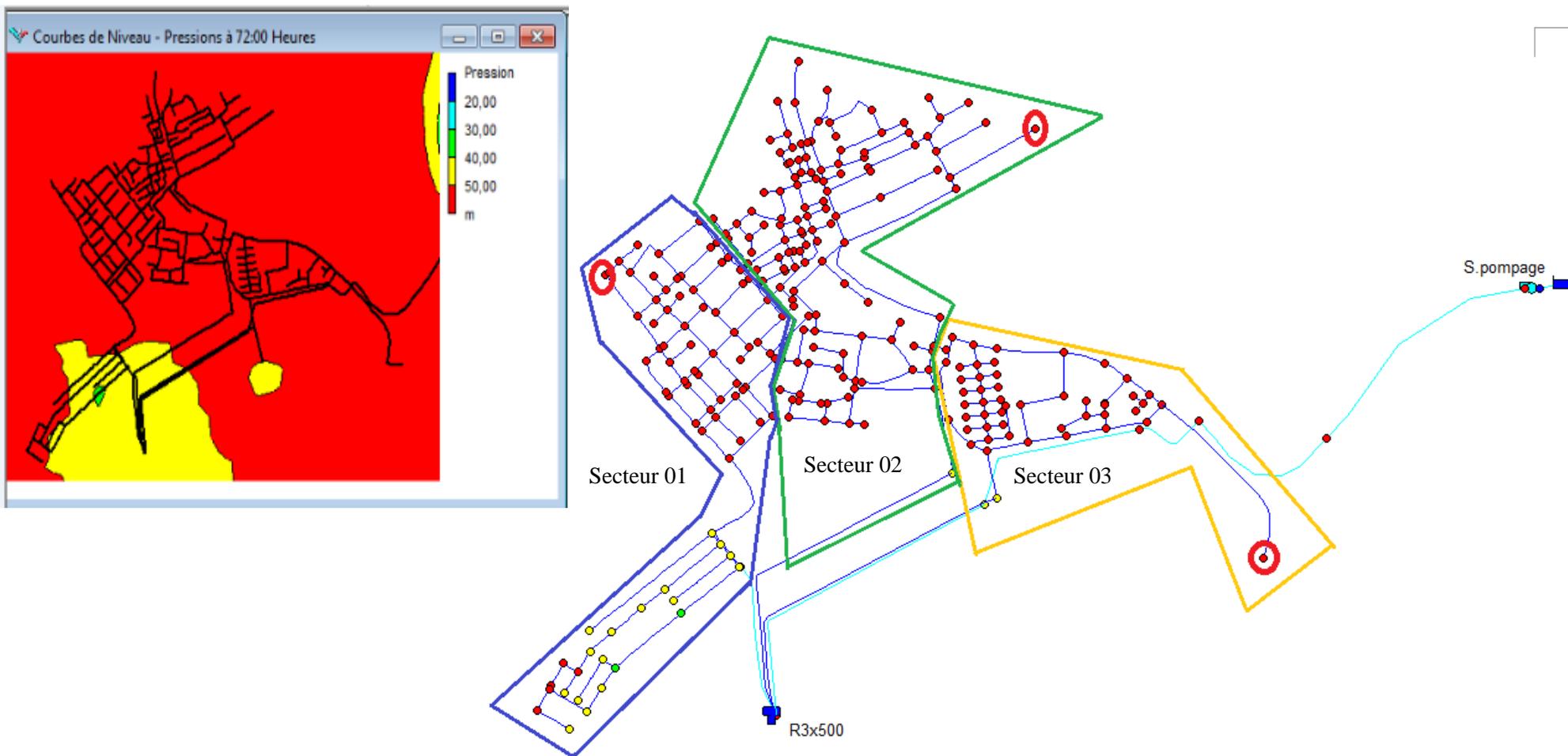


Figure 5.8 : Représentation de la pression avant Modulation du réseau sans vanne

Nous remarquons à l'issue de la **Figure 5.8** ci-dessus qu'avant l'élaboration de la modulation de pression, un excès dans la pression dans la majeure partie du réseau qui atteignent les 70 m (voir **annexe 01**).

Après avoir installé et manipulé des vannes régulatrices de pressions (réductrice de pression) située à l'entrée de chaque secteur (**Figure 5.9**) afin d'inciter de petites perturbations au niveau du système, l'utilisation des valeurs de la pression horaire selon les points surveillés (points critiques) à partir d'enregistreurs de données.

Il a été installé des capteurs de pression continus pour chaque groupe de canalisations afin de collecter le système réel des données. Débit et pression observée ont été utilisées comme données d'entrée pour le model Epanet.

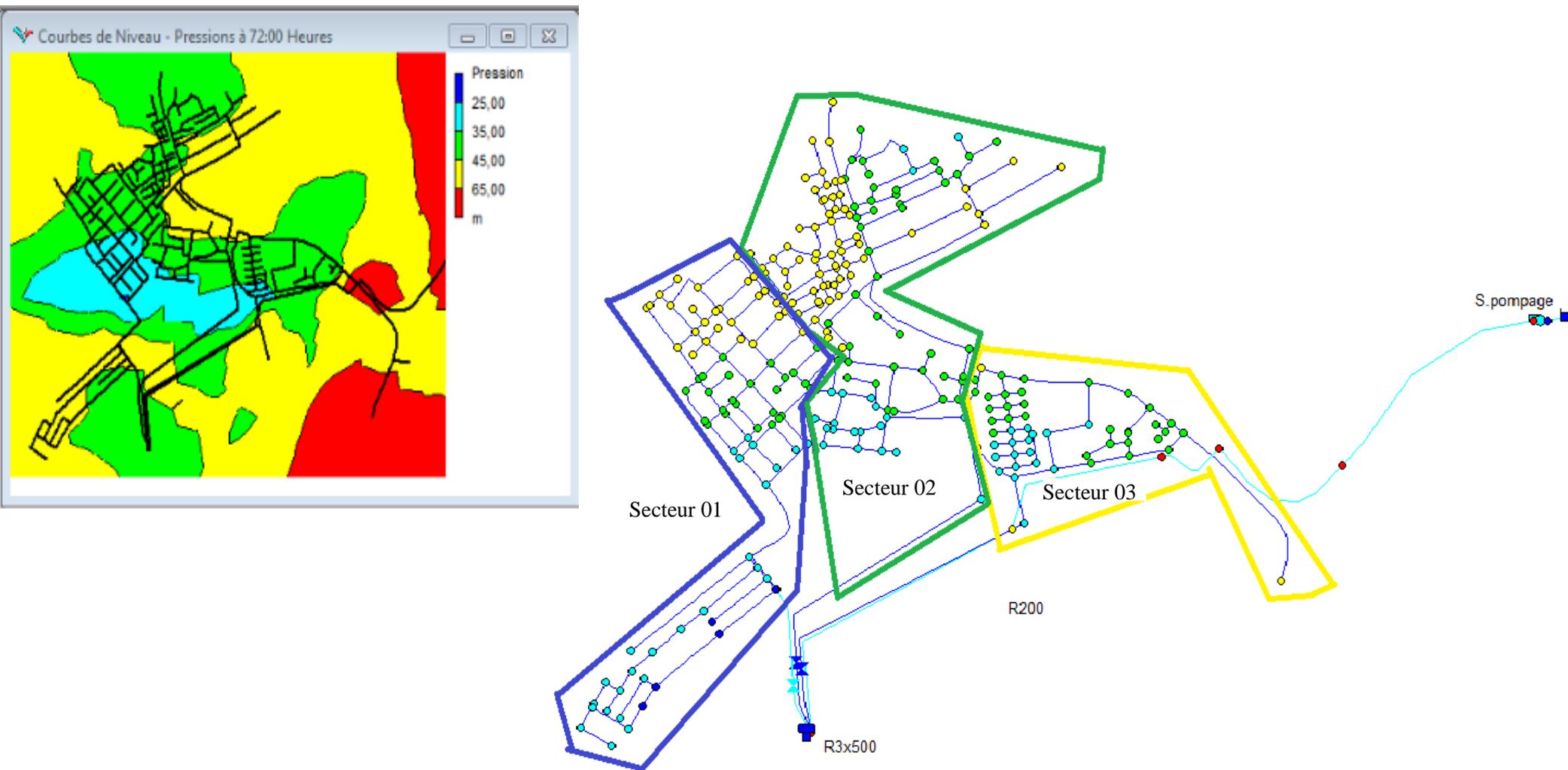


Figure 5.9 : Représentation de la pression après modulation du réseau avec vanne (vanne.stab-réducteur de pression)

D'après la **Figure 5.9** illustrée ci-dessus, les pressions sont devenues moins importantes après élaboration de la modulation de pression (**annexe 04**) nous remarquons des pressions moins de 35m.

Après le scénario de la modulation de pression, nous pouvons constater l'importance de la diminution des consignes de pression délivrées à la sortie des stabilisateurs et aux points critiques. Cela se traduit par une diminution du débit de fuites et la fréquence de casse des conduites.

Après le calage du modèle, nous pouvons nous intéresser à l'objectif principal de notre étude qui est d'essayer à travers l'élaboration du modèle du réseau, de prévoir le comportement des pertes physiques avant et après la modulation de pression, afin de pouvoir par la suite comparer ces résultats avec ceux obtenus aux calculs précédents.

Le constat initial est que le débit de fuite dépend de la pression : plus la pression est élevée, plus le débit de fuite est important, et vice-versa.

Le diagramme de débit **Figure 5.10** représente le résultat des 3 valeurs ((a) observer- (b) simuler - (c) calibrer), les rôles opérationnels semblent inversés. Pour la plupart des points, la pression observée et simulée était plus élevée que l'étalonnage des valeurs calibrées. En fait, ce comportement était attendu du fait que l'Epanet ne calcule pas les fuites.

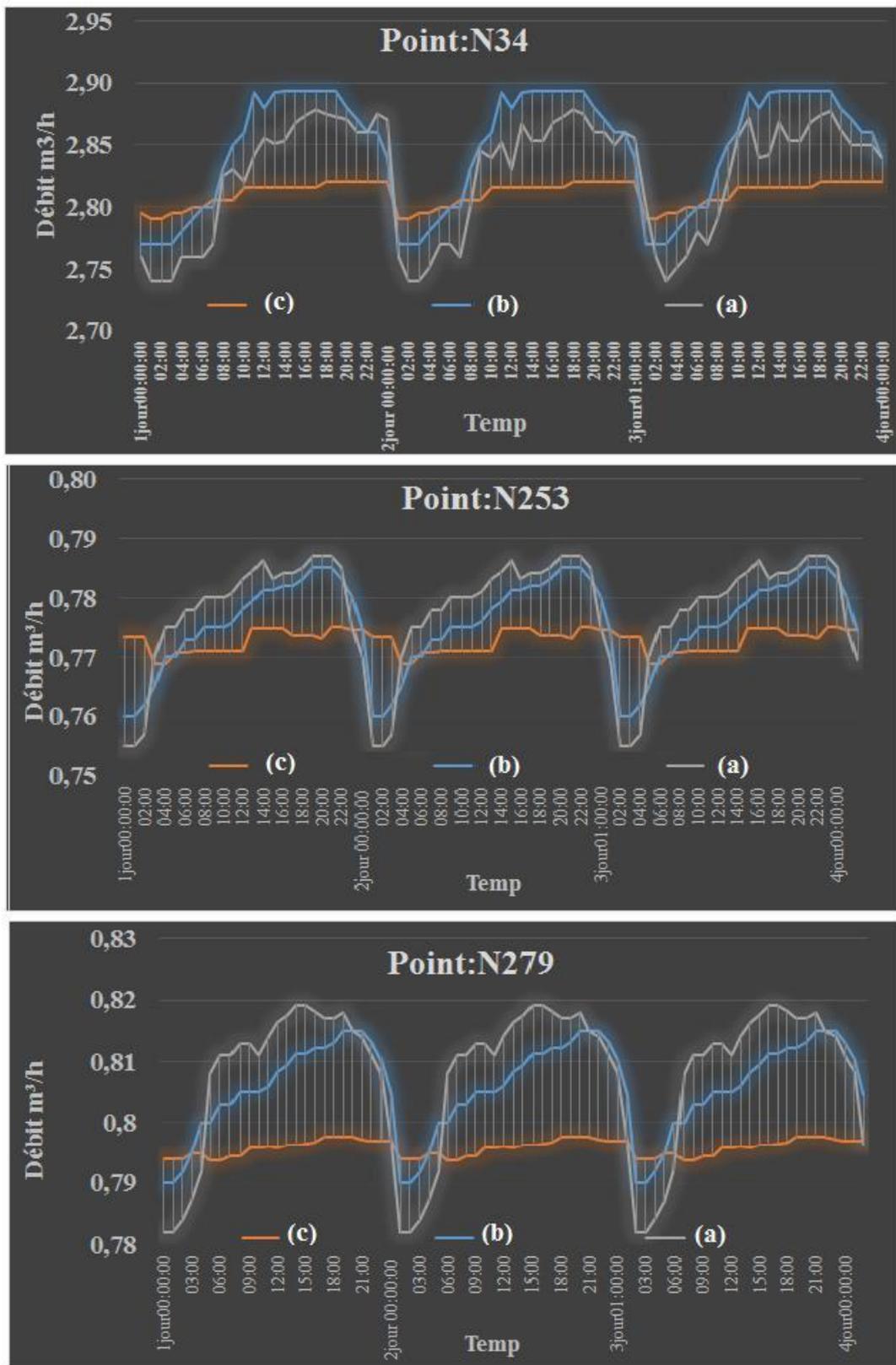


Figure 5.10: débit m³/h à un point critique dans chaque secteur : (a) secteur sans vanne, (b) secteur avec vanne fixé à la sortie, (c) secteur avec vanne modulé dans le temps (réducteur de pression)

On remarque d'après les résultats (**Figure 5.10**) qu'au secteur calibrée (c) la demande est essentiellement réduite et satisfaisante dans les points critiques dans les 3 secteurs par rapport aux autres modèles ((a) observé, (b) simulé) qui présentent une demande et pressions excessives. Cela s'explique que la pression est détectée au point critique et communiquée au PRV (vanne stab-réducteur de pression) qui à son tour ajuste la pression d'entrée pour maintenir la pression minimale au cours de la journée. Ce processus est efficace, mais un entretien supplémentaire est obligatoire. À cet égard, on suppose que les fuites dépendent de la pression et que la consommation est indépendante de cette dernière.

Le **tableau 5.5** présente le coefficient de calibration de Hazen-Williams, comme Epanet Calibrator simule les fuites, donc les débits ont augmenté par rapport aux valeurs observées par le processus Epanet Calibrat.

Tableau 5.5 : coefficient de calibration Hazen-williams

	Secteur 1	Secteur 2	Secteur 3
Avant calibrage	160	160	160
Après calibrage	83.2	85	87.9

5.2.2 Le modèle d'analyse du débit nocturne en Afrique du Sud (SANFLOW)

Le modèle d'analyse du débit nocturne sud-africain (SANFLOW), est développé par la commission de recherche sur l'eau d'Afrique du Sud pour analyser les débits et la pression dans les DMAs. Ce modèle est basé sur les principes BABE (burst and background estimate) et Fixed Area Variable Area Discharges (FAVAD). Le langage informatique utilisé pour sa conception est le DELPHI. Il peut être exploitable sous ce programme (McKenzie 1999).

La méthodologie utilisée dans SANFLOW est une méthode très empirique basée sur un grand nombre de résultats de tests du Royaume-Uni et d'ailleurs dans le monde (McKenzie 1999).

Le modèle SANFLOW nécessite des relevés de débit et de pression. Outre les données MNF, il utilise également des variables d'infrastructure de base telles que la longueur des canalisations, le nombre de branchements, le nombre de propriétés, la population estimée, la pression nocturne moyenne de la zone et les principaux utilisateurs d'eau. En absence de données telles que les coefficients de fuite et les facteurs de correction de pression, certaines hypothèses ont été faites et SANFLOW utilise des valeurs par défaut. Ces valeurs ont été élaborées empiriquement pour les pays en développement. Dans le modèle SANFLOW, les débits nocturnes excédentaires (ENF) à partir desquels sont calculées les pertes réelles (RL) sont calculés selon la procédure suivante :

Débit nocturne minimal attendu = pertes de fond + demande nocturne normale

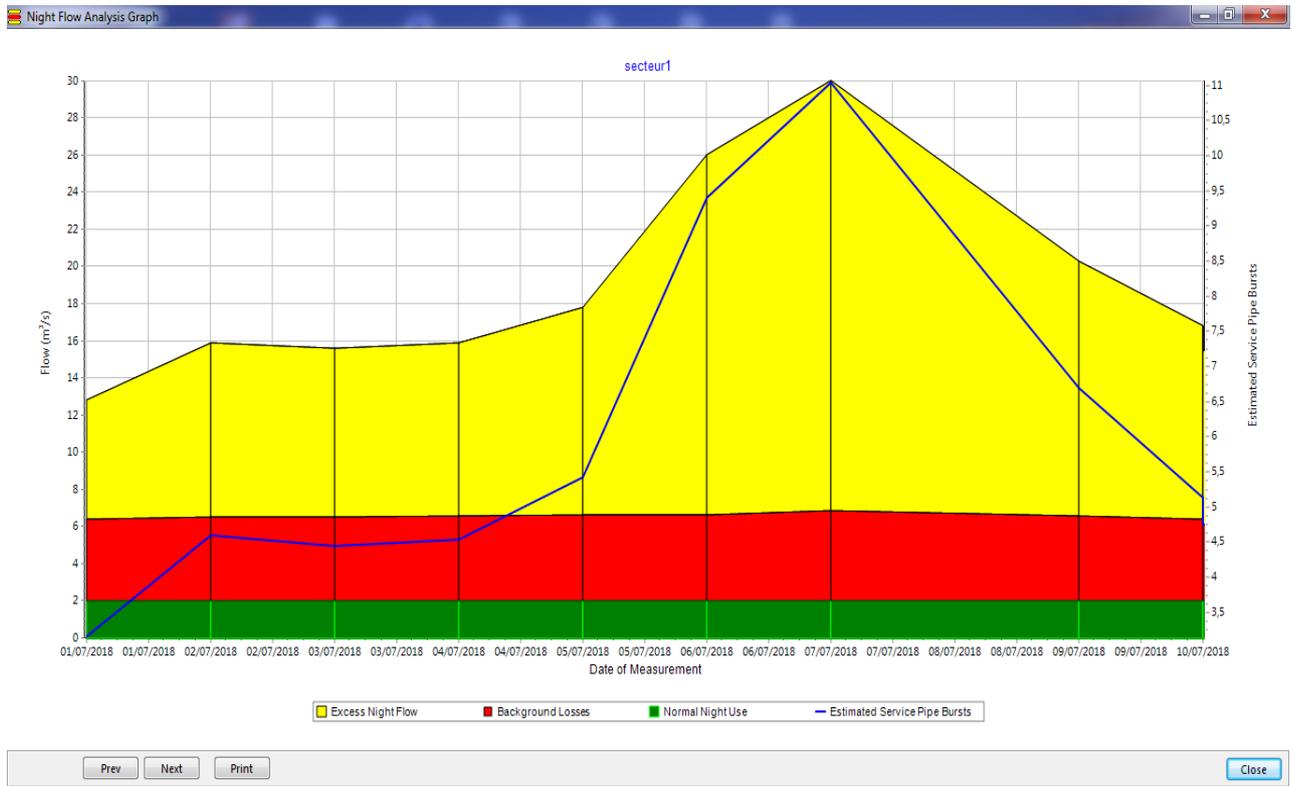
Débit Nocturne Excédent = MNF Mesuré – Débit Nocturne Minimum Attendu

Fuite (m3/mois) = ENF (m3/h) × (facteur heure/jour) × 30 jours/mois

Le potentiel de gestion de la pression est toujours prometteur. Réduire la pression à un point critique dans un secteur ou un réseau en un certain niveau déclenche une réduction de pression plus importante à l'entrée du réseau (Mckenzie et al 2001). L'outil ne repose pas sur une représentation hydraulique du réseau il compromet plutôt l'analyse MNF, et analyse plus approfondie des mesures de pression, des facteurs de frottement (K) et des pertes de charge (HL) en trois points clés du DMA: le point d'entrée, le point de zone moyen (élévation) et le point critique, point (s) du secteur dont la pression est la plus basse au cours de la journée. (**Figures 5.11, 5.12 et 5.13**).

Secteur 01

Avant modulation



Après modulation

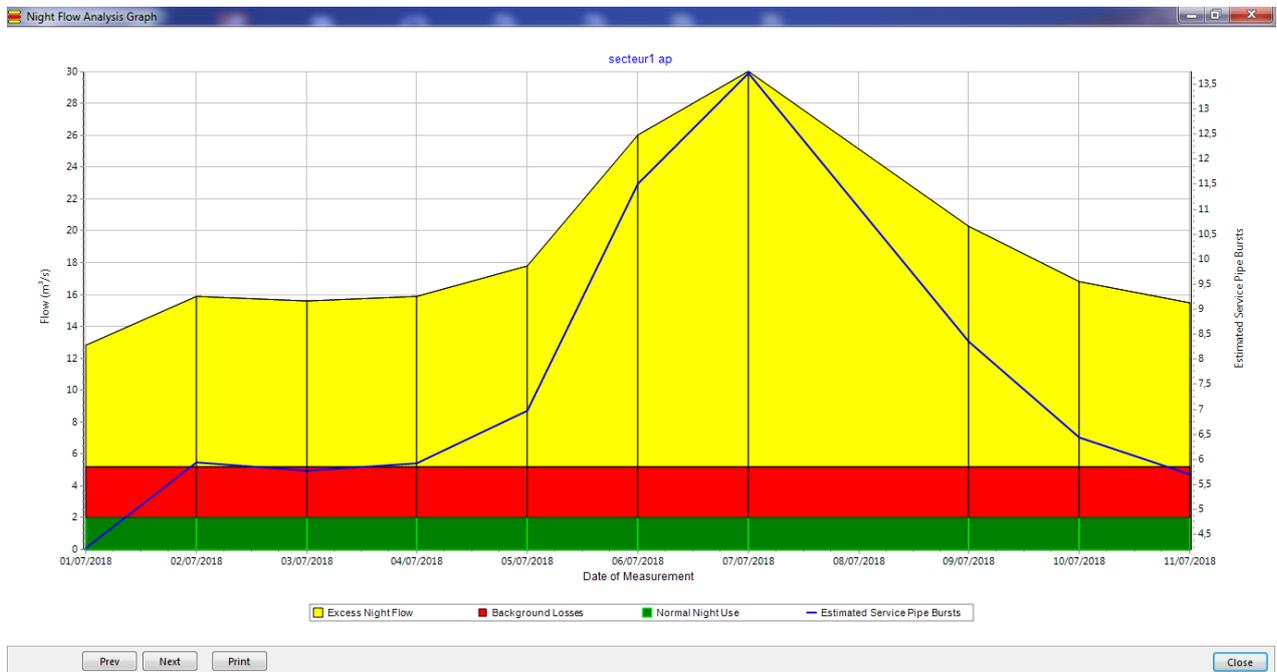
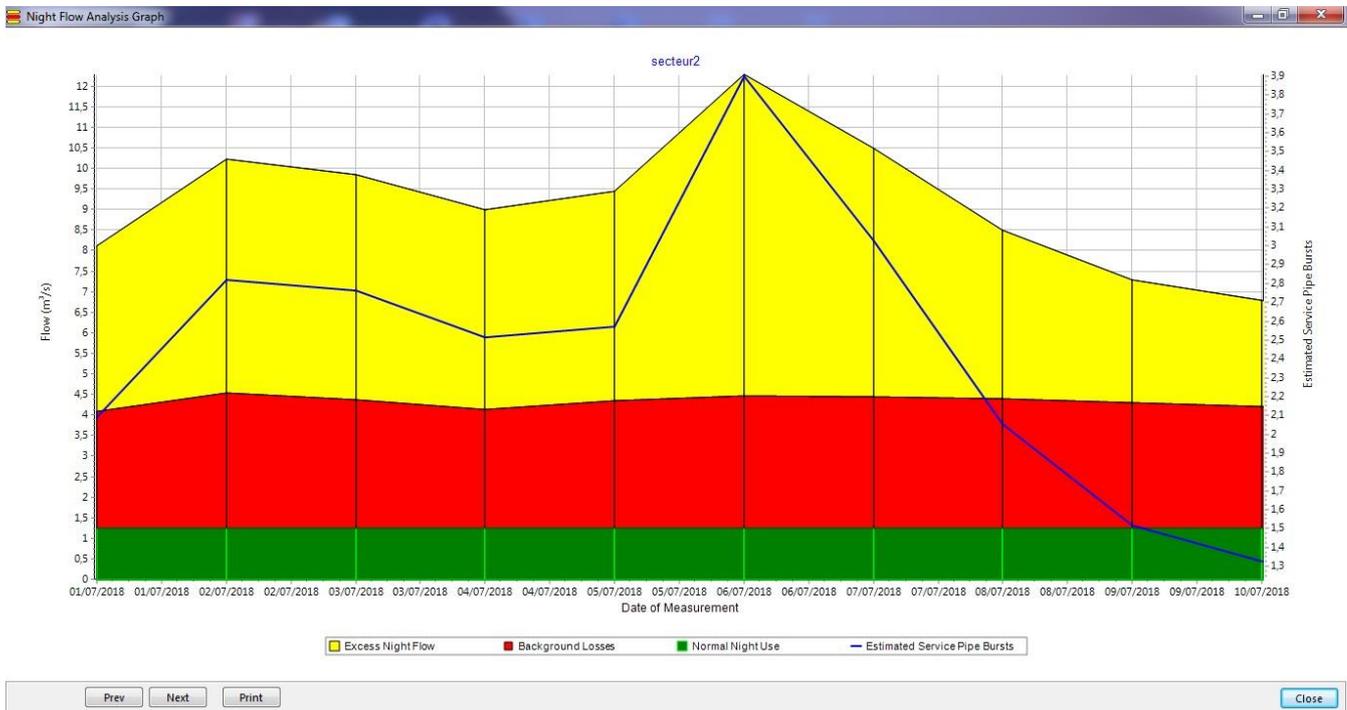


Figure 5.11: Fuite, pertes de fond et utilisation nocturne dans le secteur 1 avant et après modulation Source : (SanFlow v4.6)

Secteur 02 Avant modulation



Après modulation

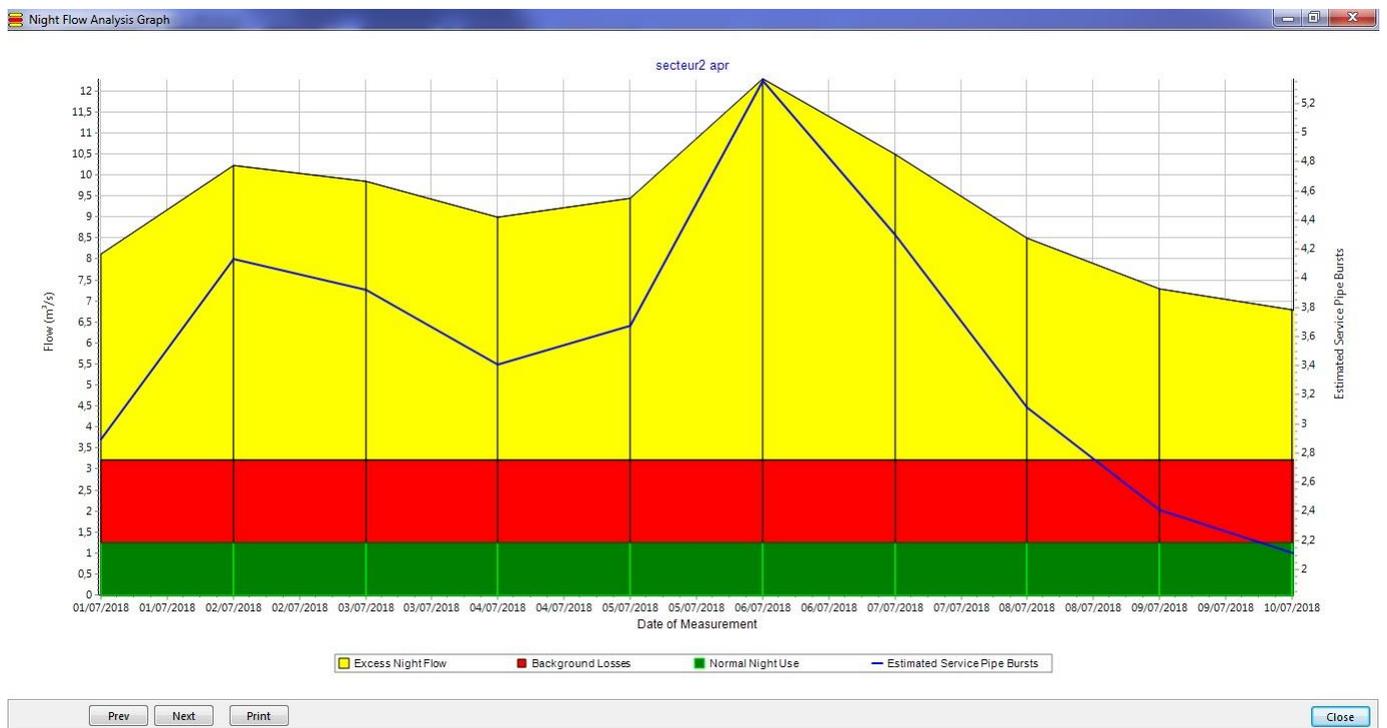
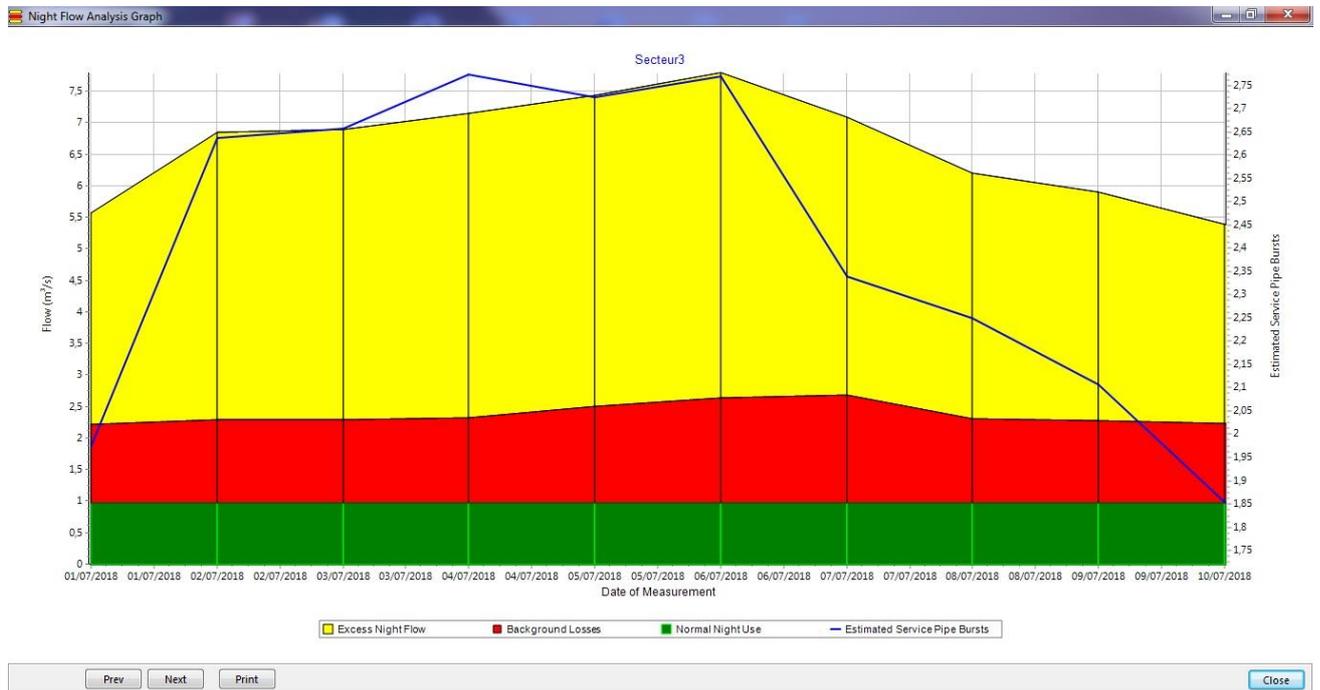


Figure 5.12: Fuite, pertes de fond et utilisation nocturne dans le secteur 2 avant et après modulation Source : (SanFlow v4.6)

Secteur 03

Avant modulation



Après modulation



Figure 5.13: Fuite, pertes de fond et utilisation nocturne dans le secteur 3 avant et après modulation Source : (SanFlow v4.6)

Sanflow nous a permis d'analyser chaque secteur avant (observer - simuler) et après calibrage (stab-reducteur) ; et nous a données des résultats satisfaisants (**Figure 5.11 ; 5.12 ; 5.13**) qui nous montre une diminution remarquable de pertes (background losses) après modulation ce qui, permis de protéger chaque secteur du réseau et de minimiser les fuites ce qui implique une validation du résultat obtenue des données appliquée sur Epanet Calibrator.

Après avoir mesuré ou estimé les différentes composantes d'une utilisation nocturne normale, des chiffres sont additionnés puis soustraits du débit nocturne minimum mesuré. La différence réside dans les pertes inexpliquées imputables soit à des sursauts non signalés, soit à des erreurs dans les hypothèses faites lors du calcul. La possibilité d'erreurs dans les hypothèses sera traitée séparément et le reste de cette section considérera la différence comme une fuite.

Tableau 5.6 : Estimation de fuite de fond pour débit nocturne, source : sanflowv4.6

	S1	S2	S3
pertes de réseau (m ³)	0,34	0,22	0,16
pertes de raccordement (m ³)	1,35	1,05	0,66
pertes immobiliers (m ³)	0,48	0,37	0,24
Fuite de fond total P=50m	2,17	1,64	1,06
facteur de correction	2,08	1,86	1,33
Fuite de fond total final (m ³ /h) P=50m	4,52	3,06	1,41

L'utilisation des valeurs de divers paramètres de perte dans l'analyse sont adoptées dans le **tableau 5.6** et basé sur l'expérience antérieure qui peut être pris en considération lorsque la détermination des paramètres de perte comprendra le matériau du tuyau, l'âge, les conditions du sol, qualité de l'exécution, etc. Un facteur de correction de pression est désormais nécessaire pour estimer les pertes de fond puisque les paramètres de perte sont toujours spécifiés à la norme pression de 50 m. Dans notre cas, la pression nocturne moyenne de la zone est à 63 m ce qui nécessite une correction de cette dernière (pression) pour diminuer les pertes.

Maintenant que les deux composantes d'utilisation ont été estimées, fuite de fond des connexions et réseau (BLCONN/ BLMAIN) et fuite de fond des installations (BLINST)), il est possible de calculer la différence entre le débit nocturne minimum mesuré et l'utilisation légitime estimée. Le résultat est présenté dans le **tableau 5.7**.

Tableau 5.7: Estimation des éclats de chaque secteur/ débit de nuit, source : sanflowv4.6

	S1	S2	S3
fuite non comptabilisés	6,4	4,7	2,6
éclat de tuyaux de service standard	0,80	0,76	0,48
facteur de correction de pression	1,28	1,23	1,10
fuite de tuyaux de service équivalent éclaté	1,02	0,93	0,53
nombre attendu d'éclats de canalisation de service équivalents	6	4	1

D'après les valeurs obtenues du **tableau 5.7** ; la majorité des fuites sont supposées être du type à zone fixe et en outre les pertes et ces éclats ne sont pas aussi sensibles à la pression que la fuite de fond.

On peut déduire aussi de ce tableau que le nombre attendu d'éclats de canalisation de service équivalents au premier secteur est de l'ordre de 6 éclats par rapport aux deuxièmes et troisièmes secteurs qui ont respectivement 4 et 1 éclats.

Cet exemple montre l'utilisation des facteurs de correction de pression pour les deux : les pertes de fond et les pertes par éclatement



Conclusion Générale

Conclusion générale et perspective

Dans la majorité des pays en développement, l'approvisionnement en eau potable demeure encore une problématique importante. Pour le secteur de distribution d'eau potable, l'amélioration du rendement des installations a toujours été un souci majeur. Le cheminement de l'eau potable jusqu'au robinet se fait à travers les réseaux de distribution et acquiert ces dernières années une importance particulière. La réduction des pertes en eau au niveau des réseaux pourrait constituer un gisement important de ressource en eau et rentabiliser les lourds investissements du secteur. La recherche d'approches visant à assurer la durabilité de l'eau est cruciale pour le développement économique et social national. Pour atteindre la durabilité de l'eau, il faut réduire les pertes d'eau représentées par l'eau de non revenu.

Le travail effectué propose une voie nouvelle dans la manière d'appréhender la gestion des fuites sur les réseaux d'eau potable. La raréfaction de certaines ressources et les exigences de performance grandissantes en font une problématique d'actualité. La décomposition du débit de fuite en une part liée aux fuites diffuses, une autre relative aux fuites non repérées, permet d'adapter les moyens mis en œuvre pour les réduire. La gestion de la pression peut agir sur la réduction des fuites diffuses, la recherche de fuites est l'outil principal d'élimination des fuites non repérées, même si le renouvellement y contribue également. L'aspect quantitatif de la décomposition permet de définir l'effort à consacrer à chacun des procédés.

De nombreuses tentatives ont été faites pour réduire les pertes d'eau dans les systèmes de distribution d'eau et, à ce titre, de nombreuses méthodologies et outils ont été appliqués pour minimiser les pertes d'eau. Ces outils vont des approches informatiques à la mise en œuvre des politiques et des lois, en passant par les approches économiques et les approches de réhabilitation des infrastructures. Un bilan hydrique est l'approche de la meilleure pratique qui peut être utilisée pour partitionner les différents composants de l'eau de non revenue. Toutefois, une approche fondée sur le bilan hydrique ne serait pas en mesure de prévoir les fuites, car elle ne donne qu'un aperçu général de l'eau perdue. Par conséquent, il est nécessaire de disposer d'outils d'application spécialisés pour évaluer les partitions d'eau de non revenue. L'un de ces outils est le modèle d'analyse du débit nocturne sud-africain (SANFLOW), qui permet d'analyser les débits et la pression dans les zones de mesure des réseaux. Dans cette étude, le modèle d'analyse SANFLOW s'est avéré approprié pour partitionner les fuites d'eau.

Les pertes d'eau qui résultent uniquement de fuites ont été déterminées en identifiant le débit minimum nocturne dans les zones de mesure du réseau.

L'étude de cas présentée dans le cadre de cette thèse un exemple de zone de perte d'eau élevée, mais de faible disponibilité des données. La municipalité semi-urbaine de Bendjerrah, à quelques encablures de la ville de Guelma, située dans le nord de l'Algérie, a enregistré ces dernières années une augmentation des eaux de non revenue. Le bilan hydrique obtenu à l'aide du logiciel AWWA-WAS-v4.2-09152014 confirme cette situation observée, notamment en ce qui concerne les pertes réelles. En effet, la fraction (Pertes réelles / Pertes d'eau) obtenue pour les années 2016, 2017, 2018 et 2019 est respectivement de 0.54, 0.51, .071 et 0.75. Ce résultat indique une forte proportion d'eau de non revenue.

Le réseau de distribution d'eau comprend 270 nœuds, un nombre total d'abonnés de 1 923 abonnés avec une longueur de 36 km. Le synoptique de sectorisation de ce dernier est constitué de trois (03) secteurs, chaque secteur alimenté par une conduite d'adduction en PEHD de diamètre respectivement 150, 200 et 200 mm, alimentées par un réservoir semi-enterré de 1500 m³. Ainsi à partir du peu des données disponibles certains indicateurs ont été calculés. Il a été trouvé que sur la période 2016-2019, le rendement de la commune est de 58%. Ce dernier est considéré comme mauvais selon les référentiels adoptés. L'indice linéaire de consommation « L'ILC » a subi une diminution depuis l'année 2016. Il a atteint la valeur de 12,66 à la fin de l'année 2019. Conformément aux valeurs de indiquées dans les référentiels, le réseau AEP de la commune correspond à un réseau de type « intermédiaire ». Les valeurs de L'ILP passent de 6,43 à 8.87, ce qui renseigne, selon le référentiel adopté, sur un mauvais état du réseau de la commune. Les résultats de la simulation montrent des surpressions dans la majorité du réseau, par conséquent la suspicion des fuites trouvent des conditions favorables.

Les mesures de débit minimal nocturne ont été effectuées entre 01h00 et 05h00 aux points surveillés (points critiques) de chaque secteur. Pour obtenir les variations de débits et de pression, les mesures prises ont été varié toutes les 30 minutes. Des graphiques Excel de la pression en fonction de la fuite ont été tracés. Le suivi du débit moyen nocturne a clairement mis en évidence la corrélation entre le débit de fuite et la pression. Par ailleurs, l'impact de la pression sur l'apparition de fuites a été confirmé par une forte augmentation du débit, liée à une ou plusieurs nouvelles fuites, lorsque la pression était significativement augmentée. Une

combinaison d'approches du logiciel Epanet de Rossman et du modèle d'analyse du débit nocturne sud-africain (SANFLOW) et de la méthodologie du débit minimum de nuit a été appliquée sur le système du réseau étudié sur Epanet. Il a été possible de déterminer la valeur de N1 à partir des enregistreurs de données après avoir installé et géré les vannes (aval), située à l'entrée de chaque secteur, pour favoriser les petites perturbations du système. Les valeurs calculées de N1 se situent entre 0,5 et 2,5. La relation entre l'exposant de fuite calculé (N1) et le nombre de fuites (LN) a été déterminée comme étant conforme aux études théoriques. La variation des valeurs N1 montre que les fuites dans les systèmes de distribution d'eau sont plus sensibles à la pression.

L'importance de N1 est démontrée par le calcul du pourcentage de réduction de la fuite. Les valeurs obtenues pour ce dernier varient de 29% à 82%. A l'entrée du réseau, l'enregistreur de données présente le débit moyen de chacun des trois secteurs respectivement 12,82 m³/h, 8,23 m³/h, 5,51 m³/h. A partir du débit minimal de nuit, le facteur nuit-jour moyen est calculé pour chaque secteur. Au regard des valeurs obtenues à partir de l'enregistreur, les valeurs N1 sont satisfaisantes (selon le coefficient de détermination R²).

La modulation de pression était l'unique solution pour le passage à une alimentation correcte au cœur de la commune. Les impacts constatés après cette réduction de pression, dans les différents secteurs de distribution modulés sont très positifs.

Les résultats obtenus de l'approche proposée, montrent que les pertes physiques sont de l'ordre de 75 %. Cela confirme que la lutte contre les fuites des réseaux est le levier majeur d'amélioration de la situation.

Les principaux leviers à actionner pour le rétablissement d'un service d'eau potable satisfaisant sont :

- ▶ La réduction des pertes physiques (réelles) du réseau public
- ▶ L'optimisation du fonctionnement hydraulique des réseaux (pressions, stockages)
- ▶ La réduction des pertes apparentes (comptage fiable et exhaustif des volumes consommés)
- ▶ La lutte contre le gaspillage et les fuites après compteur (facturation et mesures incitatives)

- ▶ La rationalisation des consommations (réducteurs de pressions), Outre des investissements et des moyens d'exploitation, leur mise en œuvre nécessite une gouvernance, des études et une ingénierie a différentes échelles.

La mesure précise du volume de l'eau entrant dans un système de transmission et de distribution (généralement à la source ou à la production) est essentielle à la bonne pratique de gestion de NRW. Le contrôle de la pression de système de distribution est la base de la bonne gestion de fuite. La gestion de pression est importante même dans les secteurs ayant des pressions raisonnablement basses comme, pendant les basses heures de nuit d'utilisation, la pression peut monter de manière significative augmentant le nombre d'éclats.

La division du réseau de distribution dans des zones ou des districts servant entre 1.000 à 5.000 raccordements, idéalement avec un point unique de l'approvisionnement, l'écoulement et la pression devrait être enregistrée sur des enregistreurs de données ou être télémétrée. Ceci facilite la surveillance des écoulements de nuit, dont l'analyse est presque toujours essentielle pour l'application efficace de la réduction et le contrôle de fuite.

Les étapes de base pour la détection et la réparation de fuite, généralement connues sous le nom de contrôle active de fuite.

Il existe deux méthodes de contrôle active de fuite, d'une part la surveillance de fuite et d'autres part la surveillance régulière de mesurage de fuite. Cette dernière consiste en l'établissement des secteurs discrets du réseau appelé les Secteurs Mesurés du District (DMAs).

La sectorisation ne permet pas de localiser de sources de fuite spécifiques ; mais elle sert de signal d'alerte lorsqu'une fuite survient à un endroit précis du réseau. L'exploitant est ainsi en mesure de :

- Déceler les fuites peu de temps après leur apparition, réduisant par là le temps de détection ;
- Déployer des équipes de recherche de fuite stratégiquement dans les zones où des fuites sont en train d'apparaître plutôt que de les déployer là où les débits indiqués sont normaux ;
- Estimer le volume de la perte d'eau dans le secteur et de faire des tests pour mesurer l'importance des fuites diffuses par rapport aux fuites non signalées ;
- Améliorer considérablement la précision de la localisation des fuites dans le secteur en fermant successivement différents tronçons de celui-ci pendant la nuit ;

Bénéficiaire d'une double fonctionnalité gestion de la pression / détection des fuites, en utilisant des méthodes avancées de gestion de la pression qui permettent de mieux contrôler les zones de pressions excessives ou irrégulières, et en contrôlant les pertes importantes dues aux fuites diffuses. La zone de contrôle de pression peut coïncider avec le secteur de détection de fuite

Les tâches d'exploitation courante font partie intégrante de la mission du gestionnaire de réseau et de la lutte contre le gaspillage. Elles doivent permettre de satisfaire les exigences des usagers, aussi bien en termes de quantité que de qualité d'eau distribuée. Elles doivent également contribuer à la préservation durable de la qualité de l'eau. Les travaux d'exploitation visent donc, à la fois à pérenniser la durée de vie des ouvrages mais également à optimiser leur fonctionnement. Ils se déclinent le plus souvent sous la forme de procédures permettant de définir les moyens matériels à mobiliser, les périodes les plus favorables ainsi que le temps nécessaire à leur exécution. A l'issue de leur réalisation, il est recommandé de rédiger des rapports d'intervention permettant de répertorier toutes les informations susceptibles d'être exploitées :

- ➡ pour améliorer les pratiques,
- ➡ pour avoir une plus grande lisibilité sur le travail accompli,
- ➡ pour la mise au point d'outils de décision (renouvellement) ou de suivi (indicateurs),
- ➡ dans le cadre d'études statistiques,
- ➡ dans le cadre de la modélisation d'un réseau ou d'un service...,
- ➡ dans le cadre d'une démarche qualité.

Cette étude reste à affiner, et peut servir à l'élaboration d'un programme, ou d'un outil automatisé, sous le logiciel EPANET, qui servira à modéliser et à simuler les fuites automatiquement, avant et après modulation de pression.

En résumé, l'exploitant doit posséder une vision dépassant le cadre strict de ses attributions. Il est aussi le garant de l'utilisation raisonnée de la ressource en eau.



Bibliographie

Références bibliographiques

A

Abdelbaki C., Allal M. A., Djelloul Smir S. M. 2011 : « L'approche Total Quality 2011 : Management (TQM) pour la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable. Cas du groupement urbain de Tlemcen – Algérie ». Colloque international CITEF / IUT du Limoges, Limoges, France, Octobre 2011.

Adour-Garonne 2005 : « Connaissance et maîtrise des pertes dans les réseaux d'eau potable ». Agence de l'eau. Août 2005.

Adour-Garone 2005 : « Connaissance et maîtrise des pertes dans les réseaux d'eau potable ». Agence de l'eau 89 p. 2005

Allal M. A., Abdelbaki C. et Djelloul Smir S. M 2012 : « Une approche qualité totale pour la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable - Cas du groupement urbain de Tlemcen (Algérie) », Editions universitaires européennes, 2012, 168 p.

Alegre H, Hirner W, Baptista J.M, Parena R 2000 : « Indicateurs de performance pour les services d'approvisionnement en eau ». Manuel d'IWA des pratiques meilleures, juillet 2000. ISBN 900222272.

Alegre H., Melo Baptista J., Cabrera E., Cubillo F., Duarte P., Hirne W... Parena R., 2006: « Performance Indicators for Water Supply Services ». London IWA publishing, Second Edition,

Almandoz, J., Cabrera, E., Arregui, F., Cabrera Jr, E., and Cobacho, R. 2005: « Leakage Assessment through Water Distribution Network Simulation ». Journal of Water Resources Planning and Management, 131, 458-466.

AL-Washali, T., Sharma, S., AL-Nozaily, F., Haidera, M., & Kennedy, M. 2018:
« Modelling the Leakage Rate and Reduction Using Minimum Night Flow Analysis in an Intermittent Supply System Water, 11(1) ». <https://doi.org/10.3390/w11010048>

Anctil F & Pelletier G 2011: « Analyse en ondelettes de fluctuations de débit en réseau de distribution d'eau potable » . Revue des sciences de l'eau 24(1):25-33.

Aubin 2011: « Étude du potentiel des actions de réduction des fuites des réseaux d'eau potable » , STAGE PFE

Aurore Large 2016 : « Une meilleure gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable : le modèle de prévision du renouvellement à long terme POTIMEAU ». Thèse de doctorat. Université de Bordeaux, I2M - Institut de Mécanique et d'Ingénierie,

AWWA. Water audits and leak 1990: « Detection. Manual of Water Supply Practices ». No. M36, American Water Works Association, 1990.

AWWA 2000: Journal AWWA, 92, 2, 82-94, American Water Works Association, 2000.

AWWA, 2009 : Audits, bilans d'eau et programmes de réduction des pertes - Manuel M36. American Water Works Association (AWWA), Réseau Environnement.

AWWA (American Water Works Association) 2014: AWWA Free Water Audit Software, Version 5.0. <http://www.awwa.org/home/awwa-news-details/articleid/2641/awwa-free-water-audit-software-version-5-0-now-available.aspx>

B

Babykina, E. 2010: « Modélisation statistique d'évènements récurrents. Exploration empirique des estimateurs, prise en compte d'une covariable temporelle et application aux défaillances des réseaux d'eau ». PhD Thèse, Ecole doctorale de Mathématiques et Informatique, Université de Bordeaux II, France.

Beecher, J. A. (2002): « Survey of State Agency Water Loss Reporting Practices. ». AWWA, Colorado, USA.

Berland, J.-M., Faby, J.-A. et Juery, C. 2005 : « La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable ». Enjeux et recommandations. - OIEAU. 41pp.

Beuken, R. H. S., Lavooij, C. S. W., Bosch, A., and Schaap, P. G. (2006) : « Low leakage in the Netherlands Confirmed ». Proceedings of the 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium (ASCE), Cincinnati, USA, 1-8.

Burak Kızılöz and Eyüp Şişman 2021 : « Non-revenue water ratio prediction with serial triple diagram model ». Water Supply Vol 21 No 8, 4263 doi: 10.2166/ws.2021.173.

C

Cambrezy, M ; Cousin A.C. 2009 : « Intégration de la démarche d'amélioration des pertes en eau dans une démarche de gestion patrimoniale ». L'eau, l'industrie, les nuisances.

Carravetta, A., Del Giudice, G., Fecarotta, O., & Ramos, H. M. 2012: « Energy Production in Water Distribution Networks: A PAT Design Strategy ». Water Resources Management, 1-13.

Carravetta, A., Del Giudice, G., Fecarotta, O., & Ramos, H. M., PAT 2013: « Design Strategy for Energy Recovery in Water Distribution Networks by Electrical Regulation ». Energies, 6(1), (2013), 411-424.

Carpenter, T., Lambert, A., and McKenzie, R. 2003 : « Applying the IWA approach to water loss performance indicators in Australia ». Water Science and Technology: Water Supply, 3(1/2), 153-161.

CNRC 2003 : « Élaboration d'un plan de renouvellement de réseau de distribution d'eau. Guidentational pour de s infrastructures municipales durables». .Infraguide . Ottawa , Canada, P : 54 .Cheung.p et al

D

Dahan Stephane. 2017 : « Gestion de la Rareté de l'eau en Milieu Urbain au Maroc ». Banque mondiale, Washington, DC.

Deruel Antoine, 2010 : « Gestion et rendements : les réseaux d'eau potable font leur mue ».L'eau, les nuisances, l'industrie, 330, 37-51.

Document technique. Suez environnement- 2003 : Rendement de réseau et pertes.

Dupond A 1981: Hydraulique urbaine Tome2 – Editions Eyrolles. France.

E

Eisenbeis 1996 : « L'analyse statistique des défaillances appliquée au renouvellement des réseaux d'eau potable ». (Séminaire organisé par la Ful.Tribune de l'Eau): 13-24,23.

Eisenbeis, P., Wery, C. et Laplaud, C. 2002 : L'enregistrement des défaillances pour améliorer la connaissance des réseaux d'eau potable. Techniques Sciences et Méthodes - (6): 42-53.

Ettouhami, Mohamed Karim 2014 : « Contribution aux méthodes de détection des fissures et des obstacles dans les conduites d'eau potable du réseau urbain. ». Thèse de doctorat. Université Mohammed V – Agdal faculté de sciences Rabat.

F

Fallis, P., Baader, J.,Happich L., Sorg, F., Trujilo, R, Ziegler, D., 2011: « Guidelines for water loss reduction ». A focus on pressure management, Deutsche Gesellschaft Für Internationale Zusammenarbeit (GIZ).

Schwaller, J. & van Zyl, J.,2014.: « Modeling the Pressure-Leakage Response of Water Distribution Systems Based on Individual Leak Behavior ». Journal of Hydraulic Engineering, 141(5).

Fantozzi and Lambert, 2007: « Legitimate night use component of minimum night flows initiative ».. Water Loss 2007 - Sao Paulo.

Fantozzi, M. 2008: « Italian case study in applying IWA WLTF approach results obtained ». Water Loss Control, J. Thornton, R. Sturm, and G. Kunkel, eds., McGraw-Hill, New York, 421-432.

Fantozzi M., Lambert A. 2010: « Legitimate night use component of minimum night flows initiative ».. IWA Water Loss 2010 .Conference proceedings.

Fares Ryma 2010 : « Modélisation théorique et validation expérimentale de la réduction des fuites par ma modulation de la pression ». Mémoire présenté à l'école de technologie supérieure comme exigence partielle à l'obtention de la maîtrise en génie de la construction. Ecole de technologie supérieure université du Québec.

Farley, 2001: « Leakage management and control – a best 66 Kurs „Analyse & Planung von Wasserverteilungsnetzen ». 06 Wasserverluste. Practice training manual, World Health Organization, Genua.

Farely, M. et Trow, S. 2003: « Losses in Water Distribution Networks: A Practitioner's Guide to Assessment ». Monitoring and Control. IWA publishing.

Ferrante, M. 2012. « Experimental Investigation of the Effects of Pipe Material on the Leak Head-Discharge Relationship ». Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 138(8), 736–743.

Ferrante, M., Massari, C., Todini, E., Brunone, B., and Meniconi, S. 2013: « Experimental investigation of leak hydraulics ». Journal of Hydroinformatics, 15(3), 666–675

Ferrante, M., Todini, E., Massari, C., Brunone, B., and Meniconi, S, 2012 : « Equivalent hydraulic resistance to simulate pipes subject to diffuse outflows ». Journal of Hydroinformatics, 14(1), 65–74.

Fox Samuel 2016: « Understanding the Dynamic Leakage Behaviour of Longitudinal Slits in Viscoelastic Pipes ». A thesis at University of Sheffield. Department of Civil and Structural Engineering February 2016

G

Godart, H. 2000 : « Adduction et distribution d'eau ». Techniques de L'ingénieur, , réf: C5195

Gomella C., 1985 : « Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales ». Tome I : La distribution, Edition Eyrolles, Paris, 1985, 227 p

Guerin-Schneider, 2001 : « Introduire la mesure de performance dans la régulation des services d'eau et d'assainissement en France, Instrumentation et organisation ». Thèse de doctorat en Gestion & Science de l'eau, Ecole Nationale du Génie Rural, Des Eaux et des Forêts, p 575.

Guilou. S, 2007 : « Modélisation sur le logiciel EPANET du réseau d'eau potable de la commune D'urrugne (064) », Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de L'Environnement de Strasbourg, 2007.

Guyard Christian, 2011 : « Eau potable : réduire les coûts à tous les niveaux ». L'eau, L'industrie, Les Nuisances, N° 346, (2011), p.83-96

Gumbo, B., and P. van der Zaag , 2002: « Water losses and the political constraints to demand management ». The case of the city of Mutare, Zimbabwe, *Phys. Chem. Earth*, **27**, 805– 813.

I

IBNET (International Benchmarking Network). International Benchmarking Network (IBNET) database. Retrieved on 25th July 2017, from <https://www.ib-net.org>

IWA (2000): The blue pages. « Losses from Water Supply Systems : Standard Terminology and Recommended Performance Measures ». International Water Association.

J

May John (1994): « Pressure dépendent leakage ». *World water and water engineering* . October 1994.

Joint. P. W, 2001: Diactatel EPANET.

K

Kanakoudis, V.K. 2004. « A troubleshooting manual for handling operational problems in water pipe networks ». *Journal of Water Supply : Research and Technology - AQUA* - **53(2)**: 109-124.

Kingdom, B., Liemberger, R. and Marin, P., 2006: *The Challenge of Reducing Non-Revenue Water (NRW) in Developing Countries*. World Bank, Washington, USA, 2006.

Karim, M. R., Abbaszadegan, M., and LeChevallier, M., 2003: « Potential for Pathogen Intrusion During Pressure Transients ». *Journal American Water Works Association*, **95(5)**, 134-146.

Kingdom, B., Liemberger, R. and Marin, P., 2006: « The Challenge of Reducing Non-Revenue Water (NRW) in Developing Countries ». World Bank, Washington, USA, 2006.

L

Lambert A, Brown T.G, Takizawam M, Weimer D., 1999 : « Un examen des indicateurs de performance de pertes vraies des systèmes d'approvisionnement en eau ». AQAU, vol. 48 No6, décembre 1999. ISSN 0003-7214 (A review of performance indicators for real losses from water supply systems).

Lambert A. 2000: « What Do We Know About Pressure: Leakage Relationship in Distribution System? ». System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Brno, Czech Republic.

Lambert, A. 2009: « Ten years' experience in using the UARL formula to calculate Infrastructure Leakage Index ». Water Loss 2009 Conference Proceedings, April 2009, Cape Town, South Africa.

Lambert, Allan, Marco Fantozzi. 2010: « Recent developments in Pressure Management ». In IWA International Specialised Conference Water Loss 2010. (Sao Paulo, June 6-9, 2010)”

Lautenschlager, K., Boon, N., Wang, Y., Egli, T. and Hammes, F. 2010: « Overnight stagnation of drinking water in household taps induces microbial growth and changes in community composition ». Water Res., 44(17):4868-4877

Le Chevallier, M.W., Schneider, O.D., Weinrich, L.A., Jjemba, P.K., Evans, P.J., Hooper, J.L. and Chappell, R.W. 2015a: An operational definition of biostability in drinking water. Water Research Foundation, Denver, Colorado.

Le Chevallier, M.W., Schneider, O.D., Weinrich, L.A., Jjemba, P.K., Evans, P.J., Hooper, J.L. and Chappell, R.W. 2015b: « Guidance manual for control of biostability in drinking water ». Water Research Foundation, Denver, Colorado.

Levi, 1995 : « Les paramètres influençant le développement des germes dans les réseaux d'eau potable ». Technique Science et Méthode, 3, p.240-245.

Liemberger Roland, 2002: « Do You Know How Misleading the Use of Wrong Performance Indicators can be? ». IWA Managing Leakage Conference, Cyprus, November 2002

Liemberger, R.2008: « Analyse und Reduktion von Wasserverlusten ». PowerPoint Presentation, 2008.

Liu, G., Verberk, J.Q.J.C. and Van Dijk, J.C. 2013a: « Bacteriology of drinking water distribution systems: An integral and multidimensional review ». Appl Microbiol Biotechnol., 97: 9265-9276.

Liu, G., Lut, M.C., Verberk, J.Q.J.C. and Van Dijk, J.C. (2013b): « A comparison of additional treatment processes to limit particle accumulation and microbial growth during drinking water distribution ». Water Res., 47(8): 2719-2728.

M

McKenzie, R.S., 1999: SANFLOW User Guide. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 109/99, Pretoria, South Africa.

McKenzie et Langenhoven, 2001 : PRESMAC User Guide. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 152/01, Pretoria, South Africa.

Mckenzie, R., Lambert, A., Kock, J., & Mtshweni, W. 2002: « Development of a simple and pragmatic approach to benchmark real losses in potable water distribution systems- BENCHLEAK user guide ». Pretoria, South Africa: South African Water Research Commission.

McKenzie, R., Wegelin, W. and Meyer, N., 2006: « Water Demand management ». Cookbook, UN-habitat/Rand water/WRP/MIYA. South Africa.

Marzola, I.; Alvisi, S.; Franchini, M. 2020 : « Minimum Night Flow Analysis and Application of the Fixed and Variable Area Discharges ». Model for Characterizing Leakage in the Gorino Ferrarese (FE-Italy) District. Environ. Sci. Proc. 2020, 2, 8.

Mathieu Laneuville 2016 : « Études expérimentales en laboratoire et in situ de la relation entre la pression et le débit de fuite dans les réseaux d'eau potable ». Mémoire présenté à l'école de technologie supérieure comme exigence partielle à l'obtention de la maîtrise avec mémoire en génie concentration personnalisée M. Sc. A. Montréal, le 21 Décembre 2016. Ecole de technologie supérieure université du Québec

Morisson, John, Stephen Tooms et Dewi Rogers (Eds). 2007 : « DMA management Guidance Notes ». IWA.

Mutikanga HE, Sharma SK & Vairavamoorthy K 2013: « Methods and Tools for Managing Losses in Water Distribution Systems ». Journal of Water Resources Planning and Management 139(2):166-174.

Marques, R. C.,Monteiro, A. J. 2003: « Application of performance indicators to control losses results from the Portuguese water sector ». Water Science and Technology: Water Supply, 3(1/2), 127-133.

N

N. Merah, F. Saghir, Z. Khan, and A. Bazoune,2006: « Effect of temperature on tensile properties of HDPE pipe material, ». Plast. Rubber Compos., vol. 35, no. 5, pp. 226–230, Jun. 2006.

N. Merzouk, 2005 : « Méthodologie de détection et de localisation des fuites dans un réseau d'eau potable dans les petites et moyennes collectivités ». Proposition de deux modèles de localisation. Génie Civil, d'Atrois, P : 180.

O

O'Day, D.K. 1989: « External corrosion in distribution systems ». *Journal of the American Water Works Association*, 81(10): 44-52.

O'Day, D.K., Weiss, R., Chiavari, S. et Blair, D. 1989: « Water Main Evaluation for Rehabilitation / Replacement ». *Guidance manual of AWWA Research Foundation*, Denver.

OFWAT, 2010: « Service and delivery: performance of the water companies in England and Wales ». 2009-10. Birmingham, 64 p.

Omar Fethi 2020 : « Étude sur la sectorisation et l'amélioration du rendement du réseau d'eau potable de Toulouse métropole ». HAL Id: dumas-02454519 <https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-02454519> Submitted on 24 Jan 2020

ONEMA, 2012 : « Observatoire des services publics d'eau et d'assainissement ». *Panorama des services et de leur performance en 2012.*”

Osama Hunaidi 2000 : « La détection des fuites dans les conduites de distribution d'eau ». *Conseil national de recherches du Canada*, octobre 2000, ISSN 1206-1239.

P

Paralez, L.L. 2001: « Performance assessment in US water and wastewater utilities ». *Journal American Water Works Association* - 93(10): 68-76.

Pearson, D. , M . Fantozzi , e t al . 2005: « Searching for N2 : How does Pressure Réduction Reduce Burst Frequency? ». *Proceedings of IWA Spécial Conférence 'Leakage 2005'*, Halifax. Canada, September 2005, P: 14.

Prest, E.I., Hammes, F., van Loosdrecht, M.C.M. and Vrouwenvelder, J.S. 2016: «Biological stability of drinking water ». *Controlling factors, methods, and challenges. Front. Microbiol.*, 7: 45.

Peres and C. G. Schön, 2008: “Application of the essential work of fracture method in ranking the performance in service of high-density polyethylene resins employed in pressure pipes,” *J. Mater. Sci.*, vol. 43, no. 6, pp. 1844–1850, Jan. 2008.

R

Rajani, B. et Y. Kleiner, 2001 : « Comprehensive Review of Structural Deterioration of Water Mains ». Physically Based Models.

Rajani, B. et Zahn, C. 1996 : « On the estimation of frost load ». Canadian Geotechnical Journal - **33**(4): 629-641

Renaud E. 2009 : « Valeurs de référence de l'indice linéaire de pertes des réseaux d'alimentation en eau potable ». SMEGREG. 63 p.

Renaud E., Clauzier M., Nafir A., Wery C., Witner C. 2009 : « Réduction des fuites dans les réseaux d'alimentation en eau potable ». Rapport d'étape 2009. 93 p.

Renaud E., Khedhaouiria D, Clauzier M. 2011 : « Réduction des pertes dans les réseaux d'alimentation en eau potable du département de la Gironde, Valorisation de la sectorisation dans la lutte contre les fuites. Rapport final. 84 p.

Renaud Eddy, Khedhaouiria Dikra, Clauzier Marion, Nafi Amir, Wittner Christophe et Wery Caty 2012 : « Réduction des fuites dans les réseaux d'alimentation en eau potable Systèmes d'indicateurs et méthodologies pour la définition, la conduite et l'évaluation des politiques de lutte contre les fuites dans les réseaux d'eau potable ». Irstea Bordeaux , UMR Geste ENGEES/Irstea

Renaud Eddy, Pillot Julie, Auckenthaler Aline, Aubrun Claire 2014: « Réduction des pertes d'eau des réseaux de distribution d'eau potable ». Guide pour l'élaboration du plan d'actions décret 2012-97 du 27 janvier 2012. Novembre 2014

Roland Liemberger 2005: Institut de banque mondiale, module NRW de formation 6, indicateurs de performance.

Rossman. A. 2003 : Epanet 2.0; Manuel de l'utilisateur, Version Française, L'Agence d'Environnement des États-Unis.

S

Santé Canada 2022 : https://www.canada.ca/fr/sante_canada/services/publications/vie-saine/conseils-surveillance-stabilite-biologique-eau-potable-reseaux-distribution.html

Savenije, H. H. G., and P. van der Zaag 2002: « Water as an economic good and demand management; paradigms with pitfalls ». Water Int., **27**(1), 98– 104

Seligman J., L (2007) : « Les SIG pour l'aide à l'exploitation des services de distribution d'eau, Exemple de cartographie et mise à jour des plans des réseaux pour la connaissance et la gestion au quotidien du réseau ». SEURECA, 2007.

Standard and Iso, 2003 : B. Standard and B. ISO : « Plastics piping and ducting systems ». Determination of the longterm hydrostatic strength 2003.

Sturm R, Thornton J & Kunkel G (2008a): « Understanding the Types of Water Losses. Water Loss Control ». The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. p 19-29.

Schwaller, J. & van Zyl, J. 2014: « Modeling the Pressure-Leakage Response of Water Distribution Systems Based on Individual Leak Behavior ». Journal of Hydraulic Engineering, 141(5).

T

Tabesh. M, Asdi. H, Yani. A, Burrows Y.R 2009: « An Integrated Model to Evaluate Losses in Water Distribution Systems, ». Water Resour Manage, 23:477- 492.D01 10.1007/s 11269-008-2.

Tardelli Filho, Jairo. 2006. « Controle e Redução de Perdas ». In Abastecimento de Água, 3ª edição. Sao Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da Universidade de Sao Paulo.

Thornton, Julian. 2003: « Managing leakage by managing pressure: a practical approach ». Water 21, p. 43-45.

Thornton J, Sturm R & Kunkel G 2008: « Water Loss Control ». The McGraw-Hill Companies, Inc., New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto. P 632.

Thomton, J an d Lamber t A (2006). « Managing pressures to reduce new break frequencies , and improve infrastructure management ».Water 21, December p 2006.:5U

V

Van Zyl and Clayton 2007: « The effect of pressure on leakage in water distribution systems ». Proceedings of the Institution of Civil Engineers: water management, vol. 160(2), p.109-114.

Vicente DJ, Garrote L, Súnchez R & Santillón D 2016 : « Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends ». Journal of Water Resources Planning and Management 142(2):04015061.

W

Walski T, Bezts W, Posluszny ET, Weir M & Whitman BE 2006: « Modeling leakage reduction through pressure control. Journal (American Water Works Association) 98(4):147-155.

Winarni, W., 2009: « Infrastructure Leakage Index (ILI) as Water Losses Indicator ». Technical Note: Civil Engineering Dimension, Vol. 11, No. 2, (2009), p.126-134

World Water Council: « Istanbul Water Consensus for Local and Regional Authorities ». 2009. Proceedings of the 5th World Water Forum, Istanbul, Turkey.



Annexes

Annexe 01 : la pression avant modulation

Nouead	Pmax	Pmin	pmoy	Nouead	Pmax	Pmin	Pmoy
n1	76,18	75,87	76,02	n43	66,21	63,35	65,82
n2	74,34	74,04	74,19	n44	66,03	63,18	65,65
n3	72,6	72,29	72,44	n45	65,47	62,62	65,08
n4	67,75	67,44	67,59	n46	67,41	64,56	67,02
n5	65,56	65,26	65,4	n47	70,79	67,94	70,4
n6	64,13	63,83	63,97	n48	72,91	70,07	72,53
n7	65,74	65,44	65,59	n49	71,35	68,5	70,96
n8	65,39	65,08	65,23	n50	73,06	70,05	72,67
n9	65,65	65,35	65,5	n51	72,99	69,97	72,59
n10	65,75	65,44	65,59	n53	73,12	70,08	72,73
n11	65,67	65,36	65,51	n54	77,06	73,91	76,65
n12	65,81	65,5	65,65	n55	78,53	75,59	78,14
n13	65,69	65,37	65,53	n56	77,86	74,71	77,45
n14	67,23	66,92	67,07	n57	77,37	74,2	76,96
n15	66,69	66,38	66,53	n58	77,58	74,41	77,17
n16	69,49	69,18	69,33	n59	79,88	76,56	79,46
n17	69,46	69,15	69,3	n60	72,82	69,97	72,44
n18	72,01	71,7	71,85	n61	73,66	70,81	73,28
n19	72,33	72,02	72,17	n62	71,98	69,12	71,59
n20	74,67	74,36	74,51	n63	71,6	68,74	71,22
n21	75,28	74,97	75,12	n64	67,97	65,11	67,58
n23	68,62	68,31	68,46	n65	68,53	65,67	68,14
n24	68,75	68,44	68,59	n66	67,66	64,8	67,27
n25	68,32	68,01	68,16	n67	67,61	64,75	67,22
n26	69,48	69,17	69,32	n68	66,41	63,56	66,03
n27	73,51	73,2	73,35	n69	67,49	64,64	67,11
n28	69,7	69,4	69,54	n70	72,2	69,33	71,81
n29	72,1	71,79	71,94	n71	78,28	75,42	77,89
n30	72,04	71,73	71,88	n72	72,18	69,32	71,8
n31	70,65	70,34	70,49	n73	79,23	76,36	78,84
n32	73,51	73,2	73,35	n74	79,07	76,21	78,69
n33	73,22	72,91	73,06	n75	79,63	76,69	79,24
n34	91,85	91,54	91,69	n76	80,19	77,33	79,81
n35	69,06	68,07	68,44	n77	78,59	75,72	78,2
n36	56,46	55,82	56,08	n78	78,7	75,84	78,31
n38	69,74	69,43	69,58	n79	79,73	76,86	79,34
n39	71,13	68,35	70,75	n80	79,88	75,84	79,39
n40	71,94	69,09	71,55	n81	79,41	76,55	79,03
n41	58,4	56,09	58,07	n82	79,93	77,07	79,55
n83	65,68	65,37	65,52	n127	79,81	75,25	79,27
n87	71,42	71,11	71,26	n128	91,94	87,38	91,4
n88	68,85	68,54	68,69	n129	81,31	80,53	81,11
n89	69,7	69,39	69,54	n130	81,75	80,97	81,54
n90	68,18	67,88	68,02	n131	80,74	79,96	80,54
n91	61,21	60,91	61,05	n132	79,67	78,89	79,46
n92	66,96	66,66	66,81	n133	80,74	79,96	80,54
n93	66,38	66,07	66,22	n134	80,87	80,09	80,67

n52	74,19	73,88	74,03	n135	79,87	79,09	79,66
n95	67,91	67,6	67,75	n136	80,48	79,7	80,28
n96	72,25	71,94	72,09	n137	80,83	80,05	80,63
n97	77,53	77,22	77,37	n138	80,7	79,91	80,49
n98	78,14	77,83	77,98	n139	79,44	78,65	79,23
n99	73,96	73,65	73,8	n140	80,7	79,92	80,5
n100	54,76	54,47	54,61	n141	79,16	78,38	78,95
n102	46,58	46,15	46,41	n142	80,23	79,44	80,02
n103	46,14	45,71	45,97	n143	80,49	79,71	80,29
n104	40,67	40,17	40,49	n144	80,55	79,77	80,35
n105	49,14	48,68	48,96	n145	79,55	78,77	79,35
n106	45,45	44,99	45,28	n146	80,84	80,06	80,63
n107	62,25	61,69	62,07	n147	84,55	83,76	84,34
n108	54,08	53,6	53,9	n148	80,86	80,08	80,66
n109	50,43	49,92	50,24	n149	82,64	81,86	82,44
n110	50,46	49,94	50,27	n150	81,2	80,41	80,99
n111	43,64	43,09	43,44	n151	81,71	80,93	81,5
n112	54,43	53,9	54,23	n152	80,5	79,72	80,3
n113	56,82	56,34	56,64	n153	79,36	78,58	79,16
n114	59,76	59,26	59,57	n154	80,38	79,6	80,18
n115	58,96	58,43	58,77	n155	80,41	79,63	80,2
n116	60,9	60,37	60,71	n238	80,29	79,51	80,09
n117	51,68	51,12	51,47	n157	78,26	77,48	78,06
n118	55,88	55,33	55,68	n158	78,52	77,74	78,31
n119	62,64	62,11	62,45	n160	77,79	77,02	77,59
n120	61,16	60,63	60,97	n161	72,3	71,57	72,1
n122	59,41	58,88	59,21	n162	79,9	79,17	79,7
n123	46,24	45,68	46,03	n163	76,35	75,58	76,14
n124	49,85	49,29	49,65	n164	71,9	71,16	71,7
n125	61,24	60,68	61,03	n165	72,29	71,56	72,09
n126	56,32	55,75	56,11	P1	75,03	74,23	74,82
n167	80	79,22	79,8	n207	72,69	71,96	72,49
n168	79,29	78,51	79,09	n208	79,43	78,64	79,23
n169	83,76	82,98	83,56	n209	77,41	76,69	77,22
n170	82,11	81,33	81,9	n210	77,82	77,04	77,62
n171	80,76	79,98	80,56	n211	81,31	80,58	81,11
n172	77,63	73,1	77,09	n212	77,56	76,84	77,36
n173	73,89	69,36	73,36	n213	79,04	78,32	78,84
n174	70,87	66,34	70,34	n214	82,42	81,71	82,22
n175	75,46	70,93	74,92	n215	80,19	79,46	79,99
n176	75,6	71,07	75,06	n216	78,72	74,43	78,21
n177	76,87	72,34	76,33	n217	83,12	78,83	82,61
n178	72,2	67,67	71,66	n218	84,53	80,23	84,01
n179	66,34	65,7	66,15	n219	91,23	86,67	90,69
n180	69,08	68,39	68,89	n220	83,96	79,41	83,42
n181	68,14	67,56	67,95	n221	83,14	78,59	82,6
n182	65,36	64,78	65,18	n222	75,14	70,59	74,6
n183	65,32	64,74	65,13	n223	77,39	72,84	76,85
n184	63,67	63,1	63,49	n224	77,42	72,88	76,88
n185	63,55	62,98	63,37	n225	70,17	65,63	69,63

n186	68,84	68,27	68,66	n226	78,19	73,67	77,66
n187	71,95	71,22	71,75	n227	78,29	73,76	77,76
n188	67,23	66,65	67,04	n228	78,66	74,13	78,12
n166	68,7	68,12	68,52	n229	77,71	73,19	77,18
n190	69,03	68,45	68,85	n230	75,95	71,42	75,41
n191	65,83	65,25	65,65	n231	74,79	70,26	74,25
n192	64,47	63,89	64,29	n232	73,76	69,23	73,22
n193	68,63	68,05	68,44	n233	72,57	68,04	72,04
n194	68,42	67,77	68,23	n234	77,38	72,87	76,85
n195	69,29	68,61	69,1	n235	75,57	71,05	75,04
n197	66,78	66,19	66,6	n236	78,42	73,9	77,89
n198	72,12	71,32	71,92	n237	80,58	76,05	80,04
n199	71,02	70,22	70,81	n239	78,51	73,99	77,98
n200	71	70,33	70,81	n240	78,4	77,62	78,2
n201	73,07	72,4	72,88	n241	78,76	77,98	78,56
n202	75,7	74,97	75,5	n240	78,51	77,72	78,3
n203	77,05	76,26	76,85	n241	79,03	78,25	78,83
n204	66,98	66,3	66,79	n242	79,48	78,7	79,27
n205	68,84	68,15	68,64	n243	85,16	84,38	84,96
n206	72,16	71,47	71,96	n244	72,69	71,96	72,49
n245	84,89	84,12	84,69	n265	80,49	79,71	80,29
n246	82,53	81,75	82,32	n266	80,81	80,02	80,6
n247	86,63	85,85	86,43	n267	81,61	80,83	81,41
n248	86,6	85,82	86,39	n268	81	80,22	80,8
n249	79,72	78,95	79,52	n269	81,24	80,46	81,04
n250	79,37	78,64	79,17	n270	80,84	80,05	80,63
n251	78,1	77,38	77,9	n271	81,44	80,65	81,23
n252	77,92	77,19	77,72	n272	82,43	81,64	82,22
n253	91,52	90,81	91,32	n273	80,65	79,86	80,44
n254	78,4	77,65	78,2	n274	82,6	81,82	82,4
n255	79,64	78,89	79,44	n275	84,59	83,81	84,39
n256	80,51	79,76	80,31	n276	79,89	79,1	79,68
n257	88,86	88,11	88,66	n277	86,27	85,48	86,06
n259	77,53	76,75	77,32	n279	96,49	91,93	95,95
n260	81,56	80,77	81,35	n281	80,92	80,13	80,71
n261	79,08	78,3	78,88	n285	84,02	82,67	83,17
n262	80,08	79,29	79,87	n286	77,51	76,38	76,8
n263	81,59	80,81	81,38	n265	80,49	79,71	80,29
n264	84,71	83,93	84,5	n266	80,81	80,02	80,6

Annexe 02 : débit de fuite par secteur

Secteur I										
N° du noued	Pressions 00h- 04h (mce)					Débits de fuites 00h- 04h (m3/h)				
	P1	P2	P3	P4	P5	Qfuite 1	Qfuite 2	Qfuite 3	Qfuite 4	Qfuite 5
n102	46,53	46,51	46,51	46,51	46,39	0,25158147	0,25138052	0,25138052	0,25138052	0,2501764
n103	46,09	46,06	46,07	46,07	45,95	0,24717778	0,24687883	0,24697846	0,24697846	0,24578414
n104	40,62	40,57	40,58	40,59	40,47	0,19544925	0,19500234	0,19509168	0,19518105	0,19410994
n105	49,09	49,05	49,06	49,07	48,95	0,2779135	0,27749276	0,27759792	0,2777031	0,27644221
n106	45,4	45,36	45,37	45,38	45,26	0,2403444	0,23995097	0,2400493	0,24014765	0,23896872
n107	62,2	62,17	92,17	62,18	61,96	0,43148808	0,43110136	0,89622324	0,43123025	0,42839881
n108	54,03	53,98	54	54	53,88	0,33212789	0,33155687	0,33178522	0,33178522	0,33041618
n109	50,39	50,32	50,34	50,35	50,23	0,29174755	0,29099474	0,29120974	0,29131726	0,29002815
n110	50,42	50,35	50,37	50,38	50,26	0,29207046	0,29131726	0,29153237	0,29163995	0,29035018
n111	43,59	43,51	43,53	43,54	43,43	0,22284066	0,22208113	0,2222709	0,22236581	0,22132281
n112	54,38	54,31	54,33	54,34	54,22	0,33613776	0,33533401	0,33556356	0,33567836	0,33430192
n113	56,77	56,72	56,73	56,74	56,62	0,36411232	0,36351651	0,36363563	0,36375478	0,36232624
n114	59,71	59,66	59,67	59,67	59,56	0,39993654	0,39931432	0,39943873	0,39943873	0,39807122
n115	58,92	58,85	58,86	58,87	58,76	0,39015782	0,38929675	0,38941971	0,38954268	0,38819095
n116	60,86	60,79	60,8	60,81	60,7	0,414371	0,41348563	0,41361206	0,4137385	0,41234857
n117	51,63	51,55	51,57	51,58	51,46	0,30523188	0,30435343	0,30457293	0,30468271	0,30336658
n118	55,83	55,76	55,78	55,79	55,67	0,35298656	0,35216443	0,35239923	0,35251666	0,35110871
n119	62,59	62,53	62,54	62,55	62,44	0,43653	0,43575256	0,43588209	0,43601164	0,4345876
n120	61,11	61,04	61,06	61,07	60,95	0,41754019	0,41665169	0,41690546	0,41703237	0,41551062
n121	59,36	59,29	59,31	59,32	59,2	0,3955904	0,39472381	0,39497131	0,3950951	0,3936109
n122	46,19	46,11	46,13	46,14	46,02	0,24817546	0,24737717	0,24757663	0,24767639	0,2464805
n123	49,8	49,72	49,74	49,75	49,64	0,28543055	0,28457893	0,28479172	0,28489815	0,28372848
n124	61,19	61,11	61,13	61,14	64,03	0,41855669	0,41754019	0,41779421	0,41792124	0,45538044

n125	56,27	56,18	56,2	56,22	56,1	0,35817451	0,35711049	0,35734681	0,35758321	0,35616593
n126	63,15	63,07	63,09	63,1	62,99	0,44381698	0,44277257	0,44303357	0,44316409	0,4417293
n129	81,27	81,22	81,23	81,24	80,86	0,70929415	0,7084833	0,70864544	0,70880759	0,70265788
n130	81,7	81,65	81,66	81,67	81,29	0,71628509	0,71547056	0,71563343	0,71579632	0,70961861
n131	80,69	80,64	80,66	80,66	80,28	0,69991471	0,69910883	0,69943113	0,69943113	0,69331922
n132	79,62	79,57	79,59	79,59	79,21	0,68276273	0,68196605	0,68228467	0,68228467	0,6762426
n133	80,7	80,65	80,66	80,67	80,29	0,70007593	0,69926997	0,69943113	0,69959231	0,69347975
n134	80,82	80,78	80,79	80,79	80,42	0,70201198	0,70136636	0,70152774	0,70152774	0,6955681
n135	79,82	79,77	79,78	79,79	79,41	0,68595377	0,68515536	0,68531501	0,68547467	0,67941954
n136	80,43	80,9	80,4	80,4	80,03	0,69572886	0,70330405	0,69524662	0,69524662	0,68931175
n137	80,79	80,74	80,75	80,76	80,38	0,70152774	0,70072101	0,70088232	0,70104365	0,69492522
n138	80,65	80,6	80,61	80,62	80,24	0,69926997	0,69846445	0,69862552	0,69878661	0,69267731
n139	79,39	79,34	79,35	79,36	78,98	0,67910154	0,67830683	0,67846574	0,67862466	0,67259763
n140	80,66	80,61	80,62	80,63	80,25	0,69943113	0,69862552	0,69878661	0,69894771	0,69283776
n141	79,11	79,06	79,07	79,08	78,7	0,67465671	0,67386441	0,67402284	0,67418128	0,66817256
n142	80,18	80,13	80,14	80,15	79,77	0,69171495	0,69091345	0,69107372	0,691234	0,68515536
n143	80,44	80,4	80,41	80,41	80,04	0,69588964	0,69524662	0,69540735	0,69540735	0,68947184
n144	80,5	80,46	80,47	80,47	80,1	0,69685468	0,69621125	0,69637208	0,69637208	0,69043276
n145	79,5	79,46	79,47	79,47	79,1	0,68085141	0,68021485	0,68037397	0,68037397	0,67449822
n146	80,79	80,74	80,75	80,76	80,38	0,70152774	0,70072101	0,70088232	0,70104365	0,69492522
n147	80,5	84,45	84,46	84,47	84,09	0,69685468	0,76174237	0,76191002	0,7620777	0,75571814
n148	80,81	80,76	80,78	80,78	80,41	0,70185055	0,70104365	0,70136636	0,70136636	0,69540735
n149	82,59	82,54	82,56	82,56	82,19	0,73085527	0,73003313	0,73036194	0,73036194	0,72429011
n150	81,15	81,1	81,11	81,12	80,74	0,70734884	0,70653903	0,70670095	0,7068629	0,70072101
n151	81,66	81,61	81,62	81,63	81,25	0,71563343	0,71481925	0,71498205	0,71514487	0,70896976
n152	80,45	80,4	80,42	80,42	80,05	0,69605044	0,69524662	0,6955681	0,6955681	0,68963195
n153	79,31	79,27	79,28	79,28	78,91	0,67783021	0,67719496	0,67735375	0,67735375	0,6714901
n154	80,33	80,29	80,3	80,3	79,93	0,69412201	0,69347975	0,69364029	0,69364029	0,68771176
n155	80,36	80,39	80,32	80,33	79,95	0,69460388	0,69508591	0,69396142	0,69412201	0,68803162

n156	n'existe pas					n'existe pas				
n157	78,21	78,17	78,18	78,18	77,81	0,66046116	0,65983348	0,65999037	0,65999037	0,6541968
n158	78,47	78,42	78,43	78,44	78,06	0,66454777	0,66376098	0,6639183	0,66407564	0,65810879
n159	n'existe pas					n'existe pas				
n160	77,74	77,69	77,71	77,71	77,34	0,65310338	0,65232288	0,65263503	0,65263503	0,64687145
n161	72,25	72,21	72,22	72,23	71,88	0,56998841	0,56940204	0,56954861	0,56969519	0,56457514
n162	79,85	79,81	79,82	79,82	79,48	0,68643301	0,68579405	0,68595377	0,68595377	0,6805331
n163	76,3	76,25	76,26	76,27	75,9	0,6307977	0,63002963	0,63018321	0,63033681	0,62466527
n164	71,85	71,81	71,82	71,82	71,47	0,56413727	0,56355369	0,56369956	0,56369956	0,55860453
n165	72,24	72,2	72,21	72,21	71,87	0,56984179	0,56925549	0,56940204	0,56940204	0,56442917
n166	68,65	68,62	68,63	68,63	68,4	0,51833449	0,51791357	0,51805386	0,51805386	0,51483168
n167	79,95	79,91	79,92	79,92	79,55	0,68803162	0,68739197	0,68755186	0,68755186	0,68164749
n168	79,24	79,24	79,19	79,21	78,84	0,67671871	0,67671871	0,67592529	0,6762426	0,67038341
n169	83,71	83,67	83,68	83,68	83,31	0,74938322	0,74871782	0,74888414	0,74888414	0,7427415
n170	82,06	82,01	82,02	82,05	81,65	0,72216232	0,72134471	0,7215082	0,72199876	0,71547056
n171	80,71	80,67	80,68	80,68	80,31	0,70023718	0,69959231	0,6997535	0,6997535	0,69380084
n179	66,29	66,25	66,26	66,27	65,99	0,48570579	0,48516122	0,48529733	0,48543347	0,48162835
n180	69,04	68,99	69	69,01	68,69	0,52382076	0,5231159	0,52325684	0,5233978	0,51889595
n181	68,05	68,05	68,06	68,07	67,84	0,5099462	0,5099462	0,51008548	0,51022479	0,50702524
n182	65,31	65,27	65,28	65,29	65,06	0,47244498	0,47190732	0,47204171	0,47217611	0,46908928
n183	65,27	65,23	65,24	65,24	65,02	0,47190732	0,47136995	0,47150427	0,47150427	0,46855339
n184	63,62	63,59	63,6	63,6	63,37	0,44997582	0,44958153	0,44971295	0,44971295	0,44669496
n185	63,5	63,47	63,48	63,48	63,25	0,44839963	0,44800598	0,44813717	0,44813717	0,44512409
n186	68,8	68,76	68,77	68,77	68,55	0,52044144	0,5198792	0,52001973	0,52001973	0,51693205
n187	71,5	71,86	71,87	71,87	71,53	0,55904041	0,56428321	0,56442917	0,56442917	0,55947645
n188	67,18	67,14	67,15	67,15	66,93	0,49789557	0,49734472	0,4974824	0,4974824	0,49445738
n189	n'existe pas					n'existe pas				
n190	68,98	68,95	68,96	68,96	68,73	0,52297499	0,52255233	0,5226932	0,5226932	0,5194577
n191	65,78	65,75	68,76	65,76	65,53	0,47878359	0,47837784	0,5198792	0,47851307	0,47540713

n192	64,42	64,39	64,39	64,4	64,17	0,46054907	0,46015052	0,46015052	0,46028335	0,45723274
n193	68,58	68,54	68,55	68,56	68,33	0,5173526	0,5167919	0,51693205	0,51707221	0,51385286
n194	68,37	68,33	68,34	68,35	68,06	0,51441208	0,51385286	0,51399264	0,51413244	0,51008548
n195	69,24	69,2	69,21	69,22	68,91	0,52664459	0,52607926	0,52622057	0,52636189	0,52198904
n196	n'existe pas					n'existe pas				
n197	66,73	66,7	66,71	66,71	66,47	0,49171475	0,49130397	0,49144088	0,49144088	0,48815988
n198	72,07	72,03	72,04	72,04	71,64	0,56735195	0,56676683	0,56691309	0,56691309	0,56107659
n199	70,97	70,92	70,93	70,94	70,54	0,55136301	0,55064126	0,55078558	0,55092991	0,54517023
n200	70,95	70,91	70,92	70,93	70,63	0,55107426	0,55049696	0,55064126	0,55078558	0,54646372
n201	73	72,99	72,99	73	72,7	0,58103442	0,5808865	0,5808865	0,58103442	0,57660427
n202	75,65	75,6	75,61	75,62	75,28	0,62084656	0,62008411	0,62023657	0,62038904	0,61521472
n203	77	76,96	76,97	76,97	76,58	0,64159601	0,64097669	0,64113149	0,64113149	0,63510687
n204	66,93	66,89	66,9	66,91	66,6	0,49445738	0,49390829	0,49404553	0,4941828	0,48993583
n205	68,79	68,75	68,76	68,76	68,45	0,52030085	0,51973868	0,5198792	0,5198792	0,51553137
n206	72,11	72,07	72,08	72,08	71,78	0,56793734	0,56735195	0,56749827	0,56749827	0,56311619
n207	72,64	72,6	72,61	72,61	72,28	0,57572012	0,57513103	0,57527827	0,57527827	0,57042837
n208	79,38	79,34	79,35	79,35	78,96	0,67894256	0,67830683	0,67846574	0,67846574	0,67228111
n209	77,37	77,32	77,33	77,34	77	0,64733788	0,64656058	0,646716	0,64687145	0,64159601
n210	77,77	77,83	77,74	77,74	77,36	0,65357189	0,65450937	0,65310338	0,65310338	0,64718239
n211	81,26	81,21	81,23	81,23	80,89	0,70913194	0,70832119	0,70864544	0,70864544	0,70314248
n212	77,51	77,47	77,48	77,49	77,15	0,64951665	0,6488938	0,64904948	0,64920519	0,64392095
n213	78,99	78,95	78,96	78,97	78,63	0,67275592	0,67212287	0,67228111	0,67243936	0,6670684
n214	82,37	82,33	82,34	82,34	82,02	0,72724104	0,7265848	0,72674884	0,72674884	0,7215082
n215	80,14	80,09	80,1	80,11	79,77	0,69107372	0,69027256	0,69043276	0,69059297	0,68515536
n238	80,25	80,2	80,21	80,21	79,84	0,69283776	0,69203566	0,69219605	0,69219605	0,68627325
n239	78,35	78,3	78,32	78,32	77,94	0,66266019	0,66187443	0,66218869	0,66218869	0,65622969
n240	78,71	78,67	78,68	78,68	78,3	0,66833036	0,66769924	0,66785699	0,66785699	0,66187443
n241	78,46	78,41	78,42	78,43	78,04	0,66439038	0,66360367	0,66376098	0,6639183	0,65779544
n242	79,98	78,93	78,95	78,95	78,58	0,68851154	0,67180645	0,67212287	0,67212287	0,66628023

n243	79,43	79,38	79,39	79,4	79,02	0,67973762	0,67894256	0,67910154	0,67926053	0,67323088
n244	85,11	85,06	85,08	85,08	84,71	0,77284415	0,7720005	0,77233791	0,77233791	0,76610694
n245	84,85	84,8	84,81	84,82	84,44	0,76846186	0,76762043	0,76778868	0,76795695	0,76157473
n246	82,48	82,43	82,44	82,45	82,07	0,72904712	0,72822592	0,72839013	0,72855435	0,72232589
n247	86,58	86,53	86,55	86,55	86,18	0,79783726	0,79698112	0,79732352	0,79732352	0,79100003
n248	86,55	86,5	86,51	86,52	86,15	0,79732352	0,79646764	0,79663878	0,79680994	0,79048833
n249	79,67	79,63	79,64	79,64	79,27	0,68355985	0,68292212	0,68308153	0,68308153	0,67719496
n250	79,32	79,27	79,29	79,29	78,95	0,67798907	0,67719496	0,67751255	0,67751255	0,67212287
n251	78,05	78,01	78,02	78,03	77,69	0,65795211	0,65732553	0,65748215	0,65763878	0,65232288
n252	77,87	77,83	77,84	77,84	77,51	0,6551347	0,65450937	0,65466567	0,65466567	0,64951665
n253	91,47	91,43	91,44	91,44	91,12	0,88361392	0,88289588	0,88307536	0,88307536	0,87734022
n254	78,35	78,3	78,32	78,32	77,97	0,66266019	0,66187443	0,66218869	0,66218869	0,65669924
n255	79,59	79,55	79,56	79,56	79,21	0,68228467	0,68164749	0,68180676	0,68180676	0,6762426
n256	80,46	80,41	80,42	80,43	80,08	0,69621125	0,69540735	0,6955681	0,69572886	0,69011239
n257	88,81	88,77	88,78	88,78	88,43	0,83645239	0,83575232	0,83592731	0,83592731	0,82981266
n259	77,48	77,43	77,44	77,45	77,07	0,64904948	0,64827123	0,64842684	0,64858248	0,6426805
n260	81,51	81,46	81,47	81,48	81,1	0,71319216	0,71237926	0,71254181	0,71270437	0,70653903
n261	79,03	78,99	79	79	78,63	0,67338924	0,67275592	0,67291422	0,67291422	0,6670684
n262	80,03	79,98	79,99	80	79,62	0,68931175	0,68851154	0,68867155	0,68883157	0,68276273
n263	81,54	81,49	81,5	81,51	81,13	0,71368011	0,71286695	0,71302955	0,71319216	0,70702486
n264	84,66	84,61	84,62	84,63	84,25	0,7652667	0,76442689	0,76459482	0,76476277	0,75839285
n265	80,44	80,39	80,41	80,41	80,04	0,69588964	0,69508591	0,69540735	0,69540735	0,68947184
n266	80,76	80,71	80,72	80,73	80,35	0,70104365	0,70023718	0,70039844	0,70055971	0,69444324
n267	81,56	81,15	81,53	81,53	81,16	0,71400549	0,70734884	0,71351744	0,71351744	0,70751086
n268	80,95	80,91	80,92	80,92	80,55	0,70411215	0,70346564	0,70362724	0,70362724	0,69765935
n269	81,19	81,15	81,16	81,16	80,79	0,707997	0,70734884	0,70751086	0,70751086	0,70152774
n270	80,79	80,74	80,75	80,76	80,38	0,70152774	0,70072101	0,70088232	0,70104365	0,69492522
n271	81,39	81,34	81,35	81,36	80,98	0,71124192	0,71043005	0,71059239	0,71075475	0,70459722
n272	82,38	82,33	82,34	82,35	81,97	0,72740515	0,7265848	0,72674884	0,72691289	0,72069093

n273	80,6	80,55	80,56	80,57	80,19	0,69846445	0,69765935	0,69782033	0,69798134	0,6918753
n274	82,55	82,51	82,52	82,52	82,15	0,73019752	0,72954005	0,72970439	0,72970439	0,72363509
n275	84,54	84,49	84,51	84,51	84,14	0,76325188	0,76241309	0,76274855	0,76274855	0,75655352
n276	79,48	79,79	79,8	79,81	79,43	0,6805331	0,68547467	0,68563435	0,68579405	0,67973762
n277	86,22	86,17	86,18	86,18	85,81	0,79168253	0,79082944	0,79100003	0,79100003	0,7846998
n281	80,87	80,82	80,83	80,84	80,46	0,70281939	0,70201198	0,70217343	0,70233489	0,69621125
PI1	74,98	74,93	74,95	74,95	74,55	0,61066578	0,60990914	0,61021174	0,61021174	0,60417283

Secteur II										
	Pressions 00h- 04h (mce)					Débits de fuites 00h- 04h (m3/h)				
N° du noued	P1	P2	P3	P4	P5	Qfuite 1	Qfuite 2	Qfuite 3	Qfuite 4	Qfuite 5
n39	71,08	71	71,02	71,03	68,91	1,32768394	1,32639217	1,32671513	1,32687661	1,29257398
n40	71,89	71,81	71,83	71,84	69,67	1,34075205	1,33946227	1,33978473	1,33994596	1,30488738
n41	58,35	58,29	58,31	58,32	56,58	1,11946354	1,11846844	1,11880016	1,11896601	1,09004915
n42	n'existe pas					n'existe pas				
n43	66,16	66,08	66,1	66,11	63,94	1,24786321	1,24655881	1,24688493	1,24704798	1,21158558
n44	65,98	65,9	65,92	65,93	63,76	1,244928	1,24362312	1,24394936	1,24411247	1,20863674
n45	65,42	65,33	65,36	65,37	63,2	1,23578928	1,23431957	1,23480951	1,23497281	1,19945532
n46	67,36	67,28	67,3	67,31	65,14	1,26740376	1,26610253	1,26642786	1,26659052	1,23121595
n47	70,74	70,66	70,68	70,69	68,52	1,32219256	1,32089994	1,32122312	1,3213847	1,28624812
n48	72,86	72,78	72,8	72,81	70,64	1,35637529	1,35508785	1,35540973	1,35557066	1,32057676
n49	71,3	71,22	71,24	71,25	69,08	1,33123529	1,32994407	1,33026689	1,3304283	1,29532989
n50	73,01	72,93	72,95	72,97	70,63	1,35878873	1,35750164	1,35782343	1,35814521	1,32041516
n51	72,94	72,86	72,88	72,89	70,56	1,35766254	1,35637529	1,35669712	1,35685803	1,3192839
n53	77,01	76,93	76,95	76,96	74,51	1,42290389	1,42162609	1,42194556	1,42210529	1,38288639
n54	78,48	78,4	78,42	78,43	76,17	1,44635169	1,44507716	1,44539581	1,44555513	1,40947795
n55	77,81	77,73	77,75	77,76	75,31	1,43567205	1,43439604	1,43471506	1,43487457	1,39571152

n56	77,32	77,24	77,26	77,27	74,8	1,42785368	1,42657657	1,42689587	1,42705551	1,38753764
n57	77,53	77,45	77,47	77,48	75,01	1,43120523	1,42992859	1,43024777	1,43040735	1,39090427
n58	79,83	79,75	79,77	79,78	77,18	1,46783296	1,46656138	1,46687929	1,46703824	1,42561862
n59	72,77	72,69	72,71	72,72	70,55	1,3549269	1,35363925	1,35396118	1,35412214	1,31912228
n60	73,61	73,53	73,55	73,56	71,39	1,36843577	1,36715012	1,36747155	1,36763226	1,33268769
n61	71,93	71,85	71,87	71,88	69,7	1,34139687	1,34010718	1,34042963	1,34059084	1,30537306
n62	71,55	71,47	71,49	71,5	69,33	1,33526912	1,3339785	1,33430117	1,33446251	1,29938102
n63	67,92	67,84	67,86	67,87	65,69	1,27650649	1,27520672	1,27553168	1,27569416	1,24019677
n64	68,48	68,4	68,42	68,43	66,25	1,28559904	1,28430073	1,28462532	1,28478762	1,24933041
n65	67,61	67,52	67,54	67,56	65,38	1,27146874	1,27000558	1,27033075	1,27065591	1,23513611
n66	67,56	67,48	67,5	67,51	65,33	1,27065591	1,2693552	1,2696804	1,26984299	1,23431957
n67	66,36	66,28	66,3	66,31	64,14	1,25112328	1,24981941	1,2501454	1,25030839	1,21486075
n68	67,44	67,36	67,38	67,39	65,22	1,26870477	1,26740376	1,26772903	1,26789166	1,23252289
n69	72,15	72,06	72,09	72,1	69,92	1,34494251	1,3434922	1,34397567	1,34413682	1,30893385
n70	78,23	78,14	78,17	78,18	76	1,4423682	1,44093373	1,44141191	1,4415713	1,40675835
n71	72,14	72,05	72,07	72,09	69,91	1,34478138	1,34333104	1,34365336	1,34397567	1,30877203
n72	79,18	79,1	79,12	79,13	76,95	1,45749633	1,45622333	1,4565416	1,45670073	1,42194556
n73	79,02	78,94	78,96	78,97	76,79	1,45495017	1,45367682	1,45399517	1,45415435	1,4193895
n74	79,58	79,5	79,52	79,53	77,27	1,46385869	1,46258656	1,46290461	1,46306363	1,42705551
n75	80,14	80,06	80,08	80,09	77,92	1,47275872	1,4714878	1,47180555	1,47196441	1,43742628
n76	78,54	78,45	78,47	78,49	76,31	1,44730747	1,44587377	1,44619239	1,446511	1,41171699
n77	78,65	78,57	78,59	78,6	76,42	1,44905948	1,44778533	1,44810388	1,44826316	1,41347585
n78	79,68	79,6	79,62	79,63	77,45	1,4654486	1,46417669	1,46449469	1,46465368	1,42992859
n79	79,83	79,73	79,76	79,77	76,57	1,46783296	1,46624345	1,46672033	1,46687929	1,41587374
n80	79,36	79,28	79,3	79,13	77,14	1,46035993	1,45908733	1,45940549	1,45670073	1,42497994
n81	79,89	79,8	79,82	79,83	77,66	1,46878653	1,46735614	1,46767402	1,46783296	1,43327938
P12	78,46	78,34	78,37	78,39	74,78	1,44603308	1,44412115	1,44459917	1,44491784	1,38721695
P13	73,02	73	73,02	73,03	70,66	1,3589496	1,35862785	1,3589496	1,35911047	1,32089994
n127	79,76	79,63	79,67	79,69	76,07	1,46672033	1,46465368	1,46528962	1,46560758	1,40787829

n128	91,89	91,76	91,79	91,81	88,2	1,6576518	1,65562447	1,65609235	1,65640426	1,5999532
n172	77,58	77,46	77,49	77,51	73,9	1,43200304	1,43008818	1,43056693	1,43088609	1,37309468
n173	73,84	73,72	73,75	73,77	70,16	1,37213098	1,37020324	1,37068521	1,37100651	1,31281662
n174	70,83	70,71	70,74	70,75	67,14	1,32364651	1,32170785	1,32219256	1,32235412	1,26382488
n175	75,41	75,29	75,32	75,34	71,73	1,39731336	1,39539111	1,39587171	1,3961921	1,33817229
n176	75,55	75,43	75,46	75,48	71,78	1,39955545	1,39763369	1,39811417	1,39843447	1,33897855
n177	76,82	76,7	76,33	76,75	73,14	1,41986882	1,4179514	1,41203681	1,41875037	1,36087983
n178	72,15	72,03	72,06	72,06	68,47	1,34494251	1,34300871	1,3434922	1,3434922	1,28543676
n216	78,67	78,56	78,59	78,16	75,19	1,44937799	1,44762605	1,44810388	1,44125252	1,39378893
n217	83,07	82,96	82,99	83,01	79,59	1,51918901	1,51744995	1,51792427	1,51824047	1,46401769
n218	84,48	84,37	84,39	84,41	80,99	1,54145308	1,53971799	1,54003348	1,54034896	1,4862516
n219	91,18	91,05	91,08	91,1	87,49	1,6465747	1,64454523	1,6450136	1,64532584	1,58881411
n220	83,91	83,79	83,82	83,84	80,23	1,53245882	1,53056424	1,53103792	1,5313537	1,47418829
n221	83,09	82,96	82,99	83,01	79,4	1,51950517	1,51744995	1,51792427	1,51824047	1,46099616
n222	75,09	74,96	74,99	75,01	71,4	1,39218646	1,39010281	1,39058369	1,39090427	1,33284905
n223	77,34	77,21	77,25	77,26	73,65	1,42817293	1,42609761	1,42673622	1,42689587	1,36907853
n224	77,37	77,24	77,28	77,3	73,68	1,42865178	1,42657657	1,42721515	1,42753442	1,36956057
n225	70,12	70	70,03	70,05	66,44	1,31216962	1,31022831	1,31071368	1,31103724	1,25242694
n226	78,14	78,03	78,06	78,07	74,46	1,44093373	1,43918017	1,43965845	1,43981787	1,3820842
n227	78,25	78,12	78,16	78,17	74,56	1,44268695	1,44061492	1,44125252	1,44141191	1,3836885
n228	78,61	78,49	78,52	78,54	74,93	1,44842243	1,446511	1,44698889	1,44730747	1,3896219
n229	77,66	77,55	77,58	77,59	73,98	1,43327938	1,43152436	1,43200304	1,43216259	1,37437947
n230	75,9	75,78	75,81	75,83	72,22	1,40515821	1,40323766	1,40371783	1,40403794	1,34607036
n231	74,74	74,62	74,65	74,67	71,06	1,38657552	1,38465095	1,38513213	1,3854529	1,32736102
n232	73,71	73,59	73,62	73,64	70,03	1,37004257	1,36811438	1,36859647	1,36891784	1,31071368
n233	72,52	72,4	72,43	72,45	68,84	1,35090233	1,34896987	1,34945303	1,34977512	1,29143893
n234	77,33	77,22	77,25	77,27	73,65	1,4280133	1,42625727	1,42673622	1,42705551	1,36907853
n235	75,52	75,41	75,44	75,46	71,84	1,39907504	1,39731336	1,39779385	1,39811417	1,33994596
n236	78,37	78,26	78,29	78,31	74,69	1,44459917	1,44284631	1,4433244	1,44364311	1,38577366

n237	80,53	80,41	80,44	80,46	76,84	1,47895196	1,47704678	1,47752311	1,47784066	1,42018834
n279	96,44	96,31	96,34	96,36	92,75	1,72836777	1,72635369	1,72681851	1,72712838	1,67105362

Secteur III										
	Pressions 00h- 04h (mce)					Débits de fuites 00h- 04h (m3/h)				
N° du noued	P1	P2	P3	P4	P5	Qfuite 1	Qfuite 2	Qfuite 3	Qfuite 4	Qfuite 5
n1	76,13	76,1	76,11	76,11	76,11	2,48756821	2,48677681	2,48704062	2,48704062	2,48704062
n2	74,3	74,27	74,27	74,28	74,28	2,43918222	2,43838711	2,43838711	2,43865215	2,43865215
n3	72,55	72,52	72,53	72,53	72,53	2,39269622	2,39189744	2,39216371	2,39216371	2,39216371
n4	67,7	67,67	67,67	67,68	67,68	2,26271163	2,26190213	2,26190213	2,26217197	2,26217197
n5	65,51	65,49	65,49	65,49	65,49	2,20343428	2,20289119	2,20289119	2,20289119	2,20289119
n6	64,08	64,05	64,06	64,06	64,06	2,16452224	2,16370413	2,16397684	2,16397684	2,16397684
n7	65,7	65,67	65,67	65,68	65,68	2,20859202	2,20777783	2,20777783	2,20804924	2,20804924
n8	65,34	65,31	65,32	65,32	65,32	2,19881701	2,19800196	2,19827365	2,19827365	2,19827365
n9	65,61	65,58	65,58	65,59	65,59	2,20614924	2,20533483	2,20533483	2,20560631	2,20560631
n10	65,7	65,67	65,67	65,68	65,68	2,20859202	2,20777783	2,20777783	2,20804924	2,20804924
n11	65,62	65,59	65,59	65,6	65,6	2,20642069	2,20560631	2,20560631	2,20587778	2,20587778
n12	65,76	65,73	65,74	65,74	65,74	2,21022019	2,20940614	2,2096775	2,2096775	2,2096775
n13	65,64	65,61	65,61	65,62	65,62	2,20696357	2,20614924	2,20614924	2,20642069	2,20642069
n14	67,18	67,15	67,16	67,16	67,16	2,24867053	2,24785983	2,24813007	2,24813007	2,24813007
n15	66,65	66,61	66,62	66,62	66,63	2,23433784	2,23325524	2,2335259	2,2335259	2,23379655
n16	69,45	69,41	69,42	69,42	69,43	2,30981386	2,30873982	2,30900834	2,30900834	2,30927685
n17	69,41	69,38	69,39	69,39	69,39	2,30873982	2,3079342	2,30820275	2,30820275	2,30820275
n18	71,96	71,93	71,94	71,94	71,94	2,37697528	2,37617525	2,37644193	2,37644193	2,37644193
n19	72,29	72,25	72,26	72,26	72,27	2,38577139	2,38470561	2,38497207	2,38497207	2,38523852
n20	74,62	74,59	74,59	74,6	74,6	2,44765958	2,44686512	2,44686512	2,44712995	2,44712995
n21	75,23	75,2	75,21	75,21	75,21	2,46380017	2,46300696	2,46327137	2,46327137	2,46327137
n22	n'existe pas					n'existe pas				

n23	68,57	68,54	65,55	68,55	68,55	2,28615712	2,28534961	2,20452036	2,28561879	2,28561879
n24	68,7	68,67	68,67	68,67	68,68	2,28965553	2,28884832	2,28884832	2,28884832	2,2891174
n25	68,27	68,24	68,25	68,25	68,25	2,27807898	2,27727079	2,27754019	2,27754019	2,27754019
n26	69,43	69,4	69,4	69,41	69,41	2,30927685	2,30847128	2,30847128	2,30873982	2,30873982
n27	73,46	73,43	73,44	73,44	73,44	2,41689558	2,41609872	2,41636435	2,41636435	2,41636435
n28	69,65	69,62	69,63	69,63	69,63	2,31518232	2,31437724	2,31464561	2,31464561	2,31464561
n29	72,05	72,02	72,02	72,03	72,03	2,37937499	2,37857515	2,37857515	2,37884177	2,37884177
n30	71,99	71,99	71,97	71,97	71,97	2,37777525	2,37777525	2,37724194	2,37724194	2,37724194
n31	70,6	70,57	70,58	70,58	70,58	2,3406421	2,33983912	2,34010678	2,34010678	2,34010678
n32	73,46	73,44	73,43	73,44	73,44	2,41689558	2,41636435	2,41609872	2,41636435	2,41636435
n33	73,17	73,14	73,15	73,15	73,15	2,40919	2,40839253	2,40865836	2,40865836	2,40865836
n34	91,8	91,77	91,78	91,78	91,78	2,89332935	2,892566	2,89282045	2,89282045	2,89282045
n38	69,69	69,66	69,67	69,67	69,67	2,31625565	2,31545066	2,315719	2,315719	2,315719
n52	74,14	74,11	74,12	74,12	74,12	2,4349409	2,43414546	2,43441062	2,43441062	2,43441062
n82	65,15	65,13	65,14	65,14	65,14	2,19365379	2,19311013	2,19338197	2,19338197	2,19338197
n83	65,63	65,6	65,6	65,61	65,61	2,20669214	2,20587778	2,20587778	2,20614924	2,20614924
n87	71,37	71,34	71,34	71,35	71,35	2,36122949	2,36042819	2,36042819	2,36069529	2,36069529
n88	68,8	68,77	68,78	68,78	68,78	2,29234575	2,29153877	2,29180777	2,29180777	2,29180777
n89	69,65	69,62	69,63	69,63	69,63	2,31518232	2,31437724	2,31464561	2,31464561	2,31464561
n90	68,13	68,11	68,11	68,11	68,11	2,27430684	2,27376784	2,27376784	2,27376784	2,27376784
n91	61,16	61,14	61,14	61,14	61,14	2,0845397	2,08398937	2,08398937	2,08398937	2,08398937
n92	66,91	66,89	66,89	66,9	66,85	2,2413717	2,24083082	2,24083082	2,24110127	2,23974897
n93	66,33	66,3	66,3	66,31	66,31	2,22567351	2,22486082	2,22486082	2,22513172	2,22513172
n95	67,86	67,83	67,83	67,84	67,84	2,26702778	2,26621865	2,26621865	2,26648837	2,26648837
n97	77,48	77,45	77,45	77,46	77,46	2,52311909	2,52233038	2,52233038	2,52259329	2,52259329
n98	78,09	78,06	78,06	78,07	78,07	2,53914359	2,53835606	2,53835606	2,53861858	2,53861858
n99	73,91	73,88	73,88	73,89	73,89	2,42884092	2,428045	2,428045	2,42831032	2,42831032
n100	54,71	54,7	54,7	54,7	54,7	1,90518097	1,90489984	1,90489984	1,90489984	1,90489984

Annexe 03 : Calcul des débits de fuites dans les points critiques

Nœud 34		Nœud 253	
Pression	debit de fuite mesuré m ³ /h	Pression m	Debit fuite m3/h
58,5	0,54	58	0,396
65,1	0,59	54	0,324
66,3	0,6	50	0,216
69,9	0,67	59	0,378
75,9	0,72	75	0,5472
79,6	0,77	63	0,36
83,5	0,78	70	0,45
81,1	0,72	69	0,432
72,4	0,69	62	0,36
70,1	0,66	55	0,18
83,4	0,72	61	0,324
89,7	0,77	72	0,468
90,5	0,78	79	0,576
86,6	0,72	85	0,612
81,2	0,7	89,26	0,684
73,5	0,67	92	0,72
69,8	0,63	79,9	0,612
64,3	0,61	78,5	0,576
61,6	0,59	72	0,504
58,9	0,55	89,67	0,684
63,9	0,59	89,97	0,72
67,8	0,63	95	0,792
71,4	0,68	89,67	0,684
74,8	0,7	89,88	0,612

Noeud 279	
Pression m	Debit fuite m3/h
46,09	0,378
46,53	0,45
47,2	0,54
58,9	0,612
75,3	0,72
70	0,666
68,2	0,63
63,9	0,576
60,6	0,54
73,2	0,612
86,8	0,6588
90,2	0,72
85,5	0,684
89,3	0,72
94,1	0,792
95,2	0,828
88,7	0,72
85,8	0,684
83,3	0,648
80,2	0,612
76,3	0,576
82,25	0,648
89	0,684
90,92	0,756

Annexe 4 : Pression après modulation

	PRESSION				PRESSION		
	MIN	MOY	MX		MIN	MOY	MX
Noeud	Pression	Pression	Pression	Noeud	Pression	Pression	Pression
n1	43,37	43,4	43,42	n44	28,09	28,57	28,63
n2	41,54	41,57	41,59	n45	27,52	28,01	28,07
n3	39,8	39,83	39,84	n46	29,46	29,95	30,01
n4	34,94	34,97	34,99	n47	32,84	33,33	33,39
n5	32,76	32,79	32,8	n48	34,97	35,46	35,51
n6	31,34	31,36	31,37	n49	33,41	33,89	33,95
n7	32,94	32,97	32,99	n50	34,95	35,6	35,66
n8	32,58	32,61	32,63	n51	34,88	35,52	35,59
n9	32,85	32,88	32,9		34,99	35,65	35,72
n10	32,94	32,97	32,99	n53	38,82	39,58	39,66
n11	32,86	32,89	32,91	n54	40,49	41,07	41,13
n12	33	33,04	33,05	n55	39,62	40,38	40,46
n13	32,88	32,91	32,93	n56	39,11	39,89	39,97
n14	34,43	34,46	34,48	n57	39,32	40,1	40,18
n15	33,89	33,92	33,94	n58	41,46	42,39	42,48
n16	36,69	36,72	36,74	n59	34,88	35,36	35,42
n17	36,65	36,69	36,7	n60	35,72	36,21	36,26
n18	39,2	39,24	39,25	n61	34,02	34,52	34,58
n19	39,53	39,56	39,58	n62	33,65	34,15	34,2
n20	41,86	41,89	41,91	n63	30,01	30,51	30,57
n21	42,47	42,51	42,52	n64	30,58	31,07	31,13
n23	35,82	35,85	35,86	n65	29,7	30,2	30,26
n24	35,94	35,97	35,99	n66	29,65	30,15	30,21
n25	35,52	35,55	35,56	n67	28,46	28,96	29,02
n26	36,67	36,7	36,72	n68	29,54	30,04	30,1
n27	40,7	40,73	40,75	n69	34,24	34,74	34,8
n28	36,9	36,93	36,95	n70	40,32	40,82	40,88
n29	39,29	39,32	39,34	n71	34,23	34,73	34,79
n30	39,24	39,27	39,28	n72	41,27	41,77	41,83
n31	37,85	37,88	37,89	n73	41,12	41,61	41,67
n32	40,7	40,73	40,75	n74	41,59	42,17	42,23
n33	40,42	40,45	40,46	n75	42,24	42,74	42,8
n34	59,04	59,07	59,09	n76	40,63	41,13	41,19
n35	68,07	68,44	69,05	n77	40,74	41,24	41,3
n36	55,82	56,08	56,46	n78	41,77	42,27	42,33
n38	36,93	36,96	36,98	n79	40,75	42,32	42,49
n39	33,26	33,68	33,73	n80	41,46	41,96	42,02
n40	34	34,48	34,54	n81	41,98	42,48	42,54
n41	21	21	21	n82	32,41	32,43	32,44
n43	28,26	28,75	28,81	n83	32,87	32,9	32,92
n87	38,61	38,64	38,66	n133	48,81	49,13	49,17
n88	36,05	36,07	36,09	n134	48,94	49,25	49,3
n89	36,9	36,92	36,94	n135	47,93	48,25	48,3
n90	35,38	35,41	35,42	n136	48,55	48,87	48,91
n91	28,42	28,44	28,45	n137	48,9	49,22	49,26

n92	34,17	34,19	34,2	n138	48,76	49,08	49,12
n93	33,57	33,6	33,62	n139	47,5	47,82	47,87
n52	41,39	41,42	41,43	n140	48,77	49,09	49,13
n95	35,1	35,13	35,15	n141	47,22	47,54	47,58
n96	39,44	39,48	39,5	n142	48,29	48,61	48,66
n97	44,72	44,75	44,77	n143	48,55	48,88	48,92
n98	45,33	45,36	45,38	n144	48,61	48,94	48,98
n99	41,15	41,18	41,2	n145	47,62	47,94	47,98
n100	22	22	22	n146	48,9	49,22	49,27
n102	15	15	15	n147	52,61	52,93	52,97
n103	14,56	14,56	14,56	n148	48,92	49,24	49,29
n104	9,02	9,07	9,1	n149	50,7	51,02	51,07
n105	17,53	17,55	17,57	n150	49,26	49,58	49,63
n106	13,84	13,86	13,88	n151	49,77	50,09	50,14
n107	30,54	30,66	30,67	n152	48,56	48,88	48,93
n108	22,44	22,49	22,51	n153	47,43	47,75	47,79
n109	18,76	18,83	18,87	n154	48,45	48,77	48,81
n110	18,78	18,86	18,9	n155	48,47	48,79	48,84
n111	11,93	12,02	12,07	n238	48,36	48,68	48,72
n112	22,74	22,82	22,86	n157	46,33	46,64	46,69
n113	25,18	25,22	25,25	n158	46,58	46,9	46,95
n114	28,1	28,16	28,19	n160	45,87	46,17	46,22
n115	27,27	27,36	27,4	n161	40,42	40,69	40,73
n116	29,21	29,3	29,34	n162	48,01	48,29	48,33
n117	19,96	20,06	20,11	n163	44,43	44,73	44,77
n118	24,17	24,27	24,32	n164	40	40,29	40,33
n119	30,95	31,03	31,08	n165	40,41	40,68	40,72
n120	29,47	29,55	29,6	PI1	43,07	43,41	43,46
n121	27,72	27,8	27,84	n167	48,07	48,39	48,43
n122	14,52	14,62	14,67	n168	47,36	47,67	47,72
n123	18,13	18,23	18,29	n169	51,83	52,14	52,19
n124	29,51	29,62	29,68	n170	50,17	50,49	50,53
n125	24,59	24,7	24,75	n171	48,83	49,15	49,19
n126	31,48	31,58	31,64	n172	38	40,02	40,24
n127	40,16	42,2	42,43	n173	34,27	36,29	36,5
n128	52,29	54,33	54,55	n174	31,25	33,27	33,48
n129	49,38	49,7	49,74	n175	35,84	37,85	38,07
n130	49,81	50,13	50,18	n176	35,98	37,99	38,21
n131	48,8	49,12	49,17	n177	37,25	39,26	39,48
n132	47,73	48,05	48,1	n178	32,57	34,59	34,81
n179	34,54	34,74	34,77	n225	30,53	32,56	32,78
n180	37,23	37,48	37,51	n226	38,57	40,59	40,8
n181	36,41	36,54	36,56	n227	38,67	40,69	40,9
n182	33,63	33,76	33,78	n228	39,04	41,05	41,27
n183	33,59	33,72	33,74	n229	38,09	40,11	40,32
n184	31,94	32,08	32,1	n230	36,33	38,34	38,56
n185	31,82	31,96	31,98	n231	35,16	37,18	37,4
n186	37,11	37,25	37,27	n232	34,13	36,15	36,37
n187	40,07	40,34	40,37	n233	32,95	34,97	35,18
n188	35,49	35,63	35,65	n234	37,77	39,78	39,99

n166	36,97	37,11	37,13	n235	35,96	37,97	38,18
n190	37,3	37,44	37,46	n236	38,81	40,82	41,03
n191	34,1	34,24	34,26	n237	40,96	42,97	43,19
n192	32,74	32,87	32,89		38,9	40,91	41,12
n193	36,9	37,03	37,05	n239	46,46	46,78	46,83
n194	36,61	36,82	36,85	n240	46,83	47,15	47,19
n195	37,46	37,69	37,72	n241	46,57	46,89	46,93
n197	35,04	35,19	35,21	n242	47,1	47,41	47,46
n198	40,17	40,5	40,55	n243	47,54	47,86	47,9
n199	39,06	39,4	39,45	n244	53,23	53,54	53,59
n200	39,18	39,4	39,43	n225	30,53	32,56	32,78
n201	41,25	41,47	41,5	n226	38,57	40,59	40,8
n202	43,82	44,08	44,12	n227	38,67	40,69	40,9
n203	45,1	45,43	45,48	n228	39,04	41,05	41,27
n204	35,14	35,38	35,41	n229	38,09	40,11	40,32
n205	37	37,23	37,26	n230	36,33	38,34	38,56
n206	40,32	40,55	40,58	n231	35,16	37,18	37,4
n207	40,81	41,08	41,12	n232	34,13	36,15	36,37
n208	47,48	47,81	47,86	n233	32,95	34,97	35,18
n209	45,53	45,8	45,84	n234	37,77	39,78	39,99
n210	45,88	46,2	46,25	n235	35,96	37,97	38,18
n211	49,43	49,7	49,74	n236	38,81	40,82	41,03
n212	45,68	45,95	45,99	n237	40,96	42,97	43,19
n213	47,16	47,43	47,47		38,9	40,91	41,12
n214	50,56	50,81	50,85	n239	46,46	46,78	46,83
n215	48,31	48,57	48,61	n240	46,83	47,15	47,19
n216	39,34	41,14	41,33	n241	46,57	46,89	46,93
n217	43,73	45,54	45,73	n242	47,1	47,41	47,46
n218	45,14	46,94	47,13	n243	47,54	47,86	47,9
n219	51,58	53,61	53,84	n244	53,23	53,54	53,59
n220	44,32	46,35	46,58				
n221	43,49	45,53	45,75				
n222	35,5	37,53	37,75				
n223	37,75	39,78	40				
n224	37,78	39,81	40,03				
n225	30,53	32,56	32,78	n261	47,15	47,47	47,51
n226	38,57	40,59	40,8	n262	48,14	48,46	48,51
n227	38,67	40,69	40,9	n263	49,65	49,97	50,02
n228	39,04	41,05	41,27	n264	52,77	53,09	53,14
n229	38,09	40,11	40,32	n265	48,55	48,87	48,92
n230	36,33	38,34	38,56	n266	48,87	49,19	49,24
n231	35,16	37,18	37,4	n267	49,67	49,99	50,04
n232	34,13	36,15	36,37	n268	49,06	49,38	49,43
n233	32,95	34,97	35,18	n269	49,3	49,62	49,67
n234	37,77	39,78	39,99	n270	48,9	49,22	49,27
n235	35,96	37,97	38,18	n261	47,15	47,47	47,51
n236	38,81	40,82	41,03	n262	48,14	48,46	48,51
n237	40,96	42,97	43,19	n263	49,65	49,97	50,02
	38,9	40,91	41,12	n264	52,77	53,09	53,14
n239	46,46	46,78	46,83	n265	48,55	48,87	48,92

n240	46,83	47,15	47,19	n266	48,87	49,19	49,24
n241	46,57	46,89	46,93	n267	49,67	49,99	50,04
n242	47,1	47,41	47,46	n268	49,06	49,38	49,43
n243	47,54	47,86	47,9	n269	49,3	49,62	49,67
n244	53,23	53,54	53,59	n270	48,9	49,22	49,27
n245	52,96	53,28	53,32	n276	47,95	48,27	48,32
n246	50,59	50,91	50,96	n277	54,33	54,65	54,69
n247	54,7	55,01	55,06	n279	56,84	58,88	59,1
n248	54,67	54,98	55,03	n281	48,98	49,3	49,35
n249	47,8	48,11	48,15	n285	82,67	83,16	84,02
n250	47,49	47,76	47,8				
n251	46,22	46,49	46,53				
n252	46,04	46,31	46,35				
n253	59,65	59,91	59,95				
n254	46,5	46,79	46,83				
n255	47,74	48,03	48,07				
n256	48,61	48,89	48,94				
n257	56,96	57,25	57,29				
n259	45,59	45,91	45,96				
n260	49,62	49,94	49,98				
n261	47,15	47,47	47,51				
n262	48,14	48,46	48,51				
n263	49,65	49,97	50,02				
n264	52,77	53,09	53,14				
n265	48,55	48,87	48,92				
n266	48,87	49,19	49,24				
n267	49,67	49,99	50,04				
n268	49,06	49,38	49,43				
n269	49,3	49,62	49,67				
n270	48,9	49,22	49,27				