

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique urbaine

Présenté par : Baout Abd Erraouf

**Thème : Réhabilitation du réseau d'AEP « Pos sud de la
ville de Guelma »**

Sous la direction de : Kherouf Mazouz

Juin 2018

TABLE DES MATIERES

Remerciements	1
Dédicace	2
Résumé.	3
Liste des figures.	4
Liste des tableaux	6
Liste des abréviations.	7
Introduction générale	8
Chapitre 1 : Rappel général sur les réseaux d'A.E.P	
I.1.Introduction	11
I.2.Description d'un réseau d'A.E.P.	11
I.2.1.Maillon ressource	12
I.2.2. Maillon production – adduction	12
I.2.2.1. La station de pompage	12
I.2.2.2. Le dispositif d'adduction.	12
I.2.3. Le maillon traitement	13
I.2.4. Le maillon stockage.	13
I.2.5. Le réseau de distribution	13
I.2.5.1. Définition	13
I.2.5.2. Ossature du réseau	14
I.2.5.3. Éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable.	15
I.2.5.3.1. Les matériaux des canalisations	15
I.2.5.3.2. Les joints	15
I.2.5.3.3. Les vannes	16
I.2.5.3.4. Les ventouses	16
I.2.5.3.5. Les décharges	17
I.2.5.3.6.Les poteaux d'incendie	17
I.2.5.4. La pression dans le réseau	19

I.3. Problèmes rencontrés dans un réseau d'A.E.P. 19
I.3.1. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie 19
I.4. Conclusion. 20

Chapitre 2 : Défaillances des réseaux d'A.E.P

II.1. Introduction 21
II.2. Définition 22
II.2.1. Défaillances 22
II.2.2. Les différents types de défaillances. 22
II.2.2.1. Les fuites. 22
II.2.2.2. Les pertes. 22
II.2.2.3. Les casses (ruptures) 23
II.2.2.4. Dégradation de la qualité de l'eau. 24
II.2.2.4.1. Les facteurs biologiques. 24
II.2.2.4.2. Les facteurs physico-chimiques. 24
II.2.2.4.3. Facteurs liés à la conception et à la gestion du réseau. 25
II.2.2.5. Les interruptions. 26
II.2.2.6. Les plaintes des consommateurs. 26
II.2.3. Durée de vie et défaillance. 26
II.2.4. Fonctions utilisées en analyse de survie et prévision des défaillances. 26
II.2.4.1. Fiabilité. 26
II.2.4.2. Taux de défaillance. 27
II.3. Diagnostic 28
II.3.1. Méthodologie de diagnostic 28
II.3.1.1. Phase enquête et recueil de données. 28
II.3.1.2. Phase analyse de données 28
II.3.1.3. Analyse et détermination des paramètres du diagnostic. 29
II.3.1.4. Estimation des coûts 29
II.4. Entretien des réseaux d'A.E.P. 29
II.4.1. Entretien des réservoirs. 29

II.4.2. Entretien des adductions et du réseau de distribution.	30
II.4.2.1. Surveillance et entretien.	30
II.4.2.2. Actions de réduction des pertes en eau.	30
II.4.2.2.1. Recherche et réparation des fuites	31
II.4.2.2.1.1. Détecte et gestion des fuites	31
a. Méthode de recherche à grande échelle	31
b. Méthodes acoustiques.	32
c. Méthodes modernes.	32
II.4.2.2.2. Réparation des fuites	32
II.4.2.2.3. Le comptage	33
II.4.3. Dispositions et moyens d'intervention	33
II.4.3.1. Moyens humains	34
II.4.3.2. Moyens matériels	34
II.5. Conclusion.	34
Chapitre 3 : Réhabilitation des réseaux d'A.E.P	
III.1. Définition	35
III.2. Les différentes techniques de réhabilitation	35
III.2. 1. Techniques de réhabilitation.	35
III.2.2. Classement en fonction de critères techniques.	35
III.2.2.1. Tubage	37
Tubage avec espace annulaire	37
Tubage sans espace annulaire.	39
III.2.2.2. Chemisage.	40
III.2.2.3. Injections.	42
III.3. Fiche de diagnostique.	46
III.4. Conclusion.	47
III.4. Fiche de diagnostique	

Chapitre 4 : Aperçu général sur le réseau d’AEP de la ville de Guelma

IV.1.Introduction	48
IV.2.Situation générale	48
IV.3.Le réseau d’eau potable de la ville de Guelma	49
IV.3.1.Système d’adduction	49
IV.3.2.Le réseau de distribution d’eau potable	51
IV.3.2.1.La quantité d’eau produite à partir du barrage et forages	62
IV.4.Conclusion	68

Chapitre 5 : La zone du POS SUD étude du réseau

V.1.Introduction	69
V.2.Description du réseau de la nouvelle ville (POS SUD)	69
V.3. L’étude d’ «URBATECH»	72
V.3.1. Analyse et Interprétation des résultats.	75
V.4.Conclusion	75

Chapitre 6 : La modélisation des réseaux d’AEP par Epanet

VI.1.Introduction	76
VI.2.Objectif de la modélisation du réseau d’AEP	76
VI.3. Modélisation des réseaux d’AEP	76
VI.3.1. Définition	76
VI.3.2. Modélisation des réseaux d’AEP	77
VI.3.3. Les logiciels de modélisation des réseaux d’AEP	77
VI.3.4. Intérêts de la modélisation des réseaux d’AEP	77
VI.4. Le logiciel Epanet.	79
VI.5.La modélisation du réseau sur le logiciel Epanet	79
VI.5.1.Historique	79
VI.5.2.Potentialités du logiciel	80
VI.5.3.Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel	81
VI.5.3.1.Les lois de base du calcul.	81
VI.5.3.2.Le calcul des pertes de charges	82

VI.5.3.2.1 : Le calcul des pertes de charge linéaires.	82
VI.5.3.2.2 : Le calcul des pertes de charges singulières.	83
VI.6.Conclusion	83
Chapitre 7 : Simulation du réseau Pos Sud de la ville de Guelma	
VII.1.Introduction	84
VII.2.Description du réseau de la nouvelle ville (POS SUD)	84
VII.2.1.Description des nœuds	85
VII.2.2.Description des tuyaux	86
VII.3.La simulation par Epanet	87
VII.3.1.Analyse	87
VII.3.2.Synthèse et interprétation	88
VII.3.3.Résultat de la modélisation de réseau	89
VII.3.4.La vitesse de la réaction du Chlore	93
VII.4.Conclusion.	93
Conclusion générale	94
Références Bibliographiques.	96

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont premièrement à Dieu tout puissant pour la volonté, la santé, et la patience, qu'il m'a donné durant toutes ces années d'étude.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon Dr : « »**Kherouf Mazouz** « pour leur entière disposition, leurs judicieux conseils, leur patience, leur rigueur persévérance tout au long de mon projet.

Je remercie aussi les membres du département d'hydraulique, et mes sentiments de profonde gratitude vont à mes professeurs qui tout au long des années d'études m'ont transmis leur savoir sans réserve.

Mes remerciements les plus profonds à :

« Ibrahim », ingénieur en hydraulique.

Je remercie tous mes collègues et amis pour leur aide et leur soutien, et tout ceux qui ont contribué de proche ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ma chère mère,

À mon père qui m'ont toujours soutenu

Et aidé à affronter les difficultés,

Pour Ma sœur « Amina » et Mon frère « Zakaria »

*Pour tous ce qui ont fait pour que je puisse les
honoré, et leur*

Patience durant ma vie.

A à toute ma famille et à mes chers amis.

Résumé

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

L'objectif de ce travail est la modélisation hydraulique avec la proposition des solutions pour la réhabilitation du système de distribution d'eau potable du pos sud de la ville de Guelma.

L'évaluation des besoins en eau et la simulation sous Epanet nous a permis de visualiser le comportement du réseau et de localiser certaines causes de défaillance.

Notre travail consiste à faire la simulation d'un réseau existant du Pos sud de la ville de Guelma afin de vérifier tous les éléments nécessaires du réseau à savoir la pression, la vitesse le débit et la qualité de l'eau et ceci que soit en régime permanent et non permanent.

Les résultats obtenus sont satisfaisants et quelques renseignements sont tirés afin de prévenir l'avenir. Enfin, un Système d'Informations Géographiques performant serait sans doute un élément de taille pour mieux suivre le comportement des différents paramètres hydrauliques et la qualité de l'eau dans le temps.

Abstract

The drinking water networks constitute a part of the urban heritage that is part of a long-term process. Therefore, their renewal should be linked to "ageing" considerations, i.e. the degradation over time of their original characteristics.

The objective of this work is the hydraulic modelling with the proposal of solutions for the rehabilitation of the drinking water distribution system of the southern pos of the city of Guelma.

The water needs assessment and simulation under Epanet allowed us to visualize the behaviour of the network and to locate certain causes of failure.

Our work consists in simulating an existing network of the South Pos of the city of Guelma in order to verify all the necessary elements of the network, namely the pressure, the speed, the flow rate and the quality of the water, whether it is in a steady state or not.

The results obtained are satisfactory and some information is drawn in order to prevent the future. Finally, an efficient Geographical Information System would undoubtedly be a major element for better monitoring the behaviour of the various hydraulic parameters and water quality over time.

ملخص

تشكل شبكات مياه الشرب جزءاً من التراث العمراني كجزء من عملية طويلة الأجل. ولذلك، ينبغي ربط تجديدها باعتبارات «الشيخوخة»، أي تدهور زمن خصائصها الأصلية.

الهدف من هذا العمل هو النمذجة الهيدروليكية مع اقتراح حلول لإعادة تأهيل نظام توزيع مياه الشرب في المنطقة الجنوبية لمدينة قالمة. سمح لنا تقييم الاحتياجات المائية والمحاكاة ببرنامج Epanet بتصور سلوك الشبكة و تحديد أسباب معينة لفشلها أو تدني كفاءتها.

يتكون عملنا من محاكاة شبكة موجودة من المنطقة الجنوبية لمدينة قالمة من أجل التحقق من جميع العناصر الضرورية للشبكة، أي الضغط والسرعة ومعدل التدفق ونوعية المياه، سواء كان ذلك في حالة ثابتة أم لا.

النتائج التي تم الحصول عليها مرضية ويتم رسم بعض الخطط من أجل منع حدوث مشاكل في المستقبل. و أخيراً، سيكون نظام المعلومات الجغرافية الفعال بلا شك عنصراً رئيسياً لتحسين مراقبة سلوك مختلف المعلومات الهيدروليكية ونوعية المياه مع مرور الوقت.

Mots clés :

Réseau, simulation, Epanet, défaillance, réhabilitation.

Chapitre 1

Figure 1 : Schéma général d'un réseau d'A.E.P 11

Figure 2 : Schéma général d'un réseau de distribution 14

Figure 3 : Différents types de joints 15

Figure 4 : Différents type de vannes 16

Figure 5 : Types de ventouses 17

Figure 6 : Poteau d'incendie. 18

Figure 7 : Installation d'un poteau d'incendie vue en coupe. 18

Chapitre 2

Figure 1 : Des Fissurations au réservoir de Pos Sud. 21

Figure 2 : Evolution du taux de défaillance 27

Figure 3 : Echèle d'entretien du réservoir de Pos Sud 29

Chapitre 3

Figure 1 : Tubage avec espace annulaire. 38

Figure 2 : Tubage sans espace annulaire. 40

Figure 3: Tubage annulaire. 40

Figure 4 : Mécanisme des travaux. 43

Figure 5 : Les principales phases de la technique d'injection pour les conduites
non-visibles. 44

Figure 6 : Technique d'injection (vue d'ensemble) 44

Chapitre 4

Figure 1 : Localisation de la ville de Guelma. 48

Figure 2: Schéma synoptique du système d'alimentation
En eau potable de la ville de Guelma. 50

Figure 3 : Système d'adduction. 51

Figure 4: Pourcentage des conduites selon le matériau.	52
Figure 5: Pourcentage des conduites selon le diamètre.	53
Figure 6 : longueur des conduites par diamètre.	53
Figure 7 : Nombre d'abonné par sous-secteur.	67
Figure 8 : Volume facturé par sous-secteur.	67
<u>Chapitre 5</u>	
Figure 9: la nouvelle ville POS SUD	69
Figure 2 : les conduites principales et les ramifications.	70
Figure 3 : Réservoir du POS SUD.	70
<u>Chapitre 6</u>	
Figure 1 : Model de réseau simulé par Epanet.	79
Figure 2 : Exemple de simulation par Epanet.	81
Figure 3 : Schéma illustratif de la loi des mailles.	81
<u>Chapitre 7</u>	
Figure 1 : schéma du réseau principal.	84
Figure 2 : variation de la pression et du débit.	87
Figure 3 : le pourcentage de la distribution de la pression dans les conduits.	88
Figure 4 : courbe de variation de la vitesse d'écoulement dans le réseau.	89
Figure 5 : courbe des niveaux de la pression à 0 :00 h.	90
Figure 6 : courbe des niveaux de la pression à 71 :00 h.	90
Figure 7 : profil de pression des nœuds (1, 3, 4, 5, 6).	91
Figure5 : la vitesse moyenne de réaction.	93

La liste des tableaux

Chapitre 4

Tableau 1 : Situation générale du système d’AEP de Guelma. 49

Tableau 1 : Densité de population et Concentration urbaine. 49

Tableau 3 : diamètres et matériaux des conduites de distribution. 52

Tableau 4: Longueur des conduites selon l’année de pose. 54

Tableau 5: les vannes selon le type. 55

Tableau 6: Les réservoirs dans le système de distribution 56

Tableau 7: Superficie de sous-secteurs et nombre d’abonnés. 57

Tableau 8: Estimation de volume d’ eau distribué de la ville de Guelma 61

Tableau 9: Liste des forages et leurs caractéristiques. 62

Tableau 10: Quantité mensuelle produite 63

Tableau 11: Les volumes facturés 64

Tableau 12: Le volume comptabilisé. 65

Tableau 13 : Consommation par sous-secteur 65

Chapitre 5

Tableau 1 : les caractéristiques des conduites principales. 71

Tableau 2 : les caractéristiques nœuds. 71

Tableau 3 : Les besoins en eau potable par équipements. 72

Tableau 4 : Programme de logements 73

Tableau 5 : Les besoins en eau potable par équipements. 74

Tableau 6 : Les débits et les pressions nodales 75

Chapitre 7

Tableau 1 : État des Nœuds du Réseau. 85

Tableau 2 : État des Arcs du Réseau 86

Tableau 3 : État des Arcs du Réseau 8:00 Heures. 91

Tableau 4 : État des Arcs du Réseau à 8:00 Heures. 92

Liste des abréviations

Pos Sud : Plan d'occupation du sol au sud de Guelma.

AEP : Alimentation d'Eau Potable.

Hab : Habitant.

ADE : Algérien Des Eaux.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

AFNOR : est le noyau central du système français de normalisation.

KPA : kilo pascal.

MCE : Mètre colonne d'eau.

HWC : Hazans williams coefficient.

Introduction et objectif du travail

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

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

Les objectifs de la gestion des réseaux sont multiples :

- éviter toute rupture du service (arrêts d'eau et nuisances engendrées, etc.),
- assurer la qualité du service rendu, limiter les pertes,
- maîtriser les coûts d'exploitation.

La maintenance et la réhabilitation des réseaux deviennent indispensables. Nous nous trouvons donc devant une problématique de gestion technique dont les enjeux sont très variés, ils peuvent être d'ordre économique, social, ou et environnemental. Par exemple : le coût de réhabilitation, l'interruption du service et la sensibilité à cette interruption, les fuites, la qualité de l'eau (Charrat, 1995).

La gestion d'un réseau d'eau potable, qu'elle soit à court terme ou à long terme, s'appuie sur des modèles et des outils de réhabilitation. Le développement des outils en matière de réhabilitation des réseaux d'eau potable vise à constituer un support de négociation s'appuyant sur de multiples points de vue :

- la continuité du service
- les coûts de réhabilitation
- la préservation du milieu urbain
- la qualité de l'eau distribuée
- la préservation de la ressource (limitation des pertes pour réduire les prélèvements)

- la coordination avec les services des autres réseaux.

L'étude suivante porte sur le réseau d'eau potable de la ville de la ville de Guelma et plus précisément le pos sud.

Cette modélisation permettra de vérifier le bon fonctionnement du réseau et de valider les possibilités d'extension en prenant en compte les changements suivants :

- l'ajout de nouveaux lotissements au réseau,
- les évolutions futures du réseau,
- le bon fonctionnement du système de défense incendie.

Elle permettra également d'étudier, les travaux nécessaires aux futurs agrandissements du réseau pour en assurer le bon fonctionnement et améliorer celui de la condition actuelle.

Afin d'examiner le comportement hydraulique du réseau, un modèle mathématique a été construit à partir d'un réseau existant sur plans. Ce modèle permet de détecter les zones de faibles et fortes pressions, d'identifier les zones vulnérables, d'étudier le marnage des réservoirs.

Le modèle permet également d'examiner la fiabilité du service en cas d'alimentation par des collectivités voisines, mais aussi, d'étudier le fonctionnement du réseau en situation future afin de prévoir les aménagements nécessaires pour assurer l'alimentation en période de pointe.

Les données nécessaires à la construction du modèle comprennent, d'une part, la topographie du réseau (longueur, diamètre et rugosité des conduites, cote de l'eau, du radier et du trop-plein) et d'autre part, la répartition des consommateurs sur les nœuds ou desservis en route.

La mission d'un service d'eau potable est définie comme devant assurer la production et la distribution d'eau potable en quantité, qualité et pression convenues en fonction des capacités du système, en respectant la réglementation, en veillant à la sauvegarde du patrimoine et en assurant la sécurité des usagers, du public et du personnel. Ces exigences nécessitent de bien dimensionner le réseau mais également de le maintenir dans un état satisfaisant (Eisenbies P. et al. 2002). Aussi, la maîtrise, en quantité et en qualité, de l'alimentation en eau potable (AEP), impose des investigations précises dans le système de distribution pour prétendre à une gestion performante en termes de technicité, d'administratif et de planification.

En Algérie, la tension relative à l'AEP ne cesse de s'accroître face à une demande croissante. Les aléas climatiques observés, conjugués à une forte démographie en milieu

urbain ont contribué à une pénurie incontournable des ressources mobilisables. Les politiques adoptées ces vingt dernières années, en termes de construction de barrages, de dessalement de l'eau de mer, restent insuffisantes (Allal et al. 2012). Une gestion non adaptée et insuffisamment planifiée s'est greffée, et a créé des tensions difficilement maîtrisables dans la distribution de l'eau potable (Bessedik, 2007 & 2011). Les pertes d'eau dans les réseaux ont dépassés les 55% (ADE, 2012). Ces déperditions sont dues à plusieurs facteurs, entre autres, la vétusté des conduites, une conception non adaptée au relief, des piquages illicites dus aux constructions anarchiques, une insuffisance de matériels adaptés (détection et réparation des fuites)

Notre travail consiste à modéliser, du point de vue hydraulique, le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Guelma et en particulier le post sud et lancer une simulation du comportement hydraulique du système dans le but d'avoir des résultats sur les paramètres (débits, vitesses, pressions, niveaux) qui permettent de faire une analyse du système.

Pour arriver à cet objectif nous avons préparé notre travail en sept chapitres.

Nous commencerons d'abord dans le premier chapitre par une présentation générale sur les réseaux d'alimentation en eau potable les plus utilisés en Algérie tout en précisant tous les éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable.

Ensuite, nous présenterons dans le deuxième chapitre, les différents types de défaillances du réseau d'alimentation en eau potable et nous précisons la dégradation de la qualité de l'eau et le diagnostic des réseaux.

Le troisième chapitre est consacré principalement à la réhabilitation des réseaux d'alimentation en eau potable.

Le quatrième chapitre traite l'alimentation en eau potable de la ville de Guelma.

La cinquième chapitre sera consacré à la zone d'étude « pos sud de la ville de Guelma » ainsi que son réseau d'alimentation en eau potable.

Un sixième chapitre théorique traitant la simulation hydraulique des réseaux d'eau potable par le logiciel Epanet.

Le dernier chapitre est consacré à la simulation, présentation des résultats des paramètres hydrauliques sous forme de schémas, graphes et tableaux suivis par une discussion analysante du système sur la base de ces résultats obtenus.

Rappel général sur les réseaux d'A.E.P

I.1. Introduction

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

Dans ce chapitre, nous présenterons les différents maillons constituant un réseau d'Alimentation en Eau Potable (A.E.P), les différents problèmes pouvant être rencontrés dans un tel réseau et les différentes méthodes de réhabilitation permettant d'en remédier.

I.2. Description d'un réseau d'A.E.P

Un réseau d'A.E.P constitue l'ensemble des moyens et infrastructures dont dispose l'ingénieur pour transporter l'eau depuis la source jusqu'au consommateur. Un réseau d'eau potable doit être fiable et durable pour pouvoir répondre aux exigences des consommateurs (quantité et qualité optimales, dysfonctionnement minimaux). Le transport de l'eau de la source jusqu'au point de distribution se fait suivant une chaîne composée de quatre maillons principaux (Figure I.1).

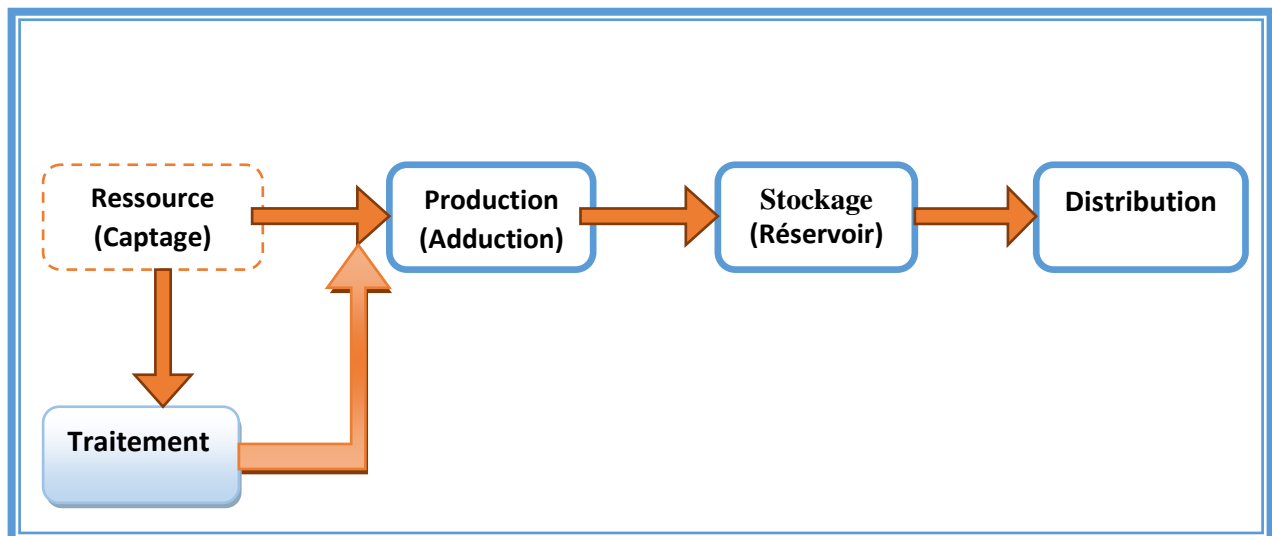


Figure 1 : Schéma général d'un réseau d'A.E.P

L'incorporation ou non du maillon traitement dépend de la qualité de l'eau de la source. Avant de détailler le réseau de distribution, sur lequel va porter notre étude, nous allons d'abord décrire brièvement les autres maillons.

I.2.1. Maillon ressource

La ressource est une structure permettant le captage de l'eau. La prise d'eau se fait habituellement par un captage d'eau de surface (rivière, lac, barrage, etc.). En l'absence d'une telle source, ou lorsque l'eau de surface est trop polluée, on procède au captage d'eau souterraine (forage, puits, galeries, sources, ...).

I.2.2. Maillon production – adduction

Ce maillon est un ensemble constitué d'une station de pompage et d'un dispositif d'adduction (conduite et accessoires).

I.2.2.1. La station de pompage

C'est le dispositif de production. Sa capacité est fonction du ou des réservoirs de stockage. Elle est constituée des ouvrages et des équipements suivants :

- Bâche d'aspiration.
- Chambre de télé-contrôle et d'automatisation.
- Groupes électropompes.
- Autres équipements en amont et en aval des pompes (vannes, clapets, manomètres, etc.).

On remarque l'existence de plusieurs pompes. Ceci permettra d'un côté, de minimiser la consommation de l'énergie électrique, car le débit produit est réparti sur l'ensemble des pompes, et de l'autre côté, d'assurer la continuité du service en cas de panne de l'une d'elles.

I.2.2.2. Le dispositif d'adduction

La conduite d'adduction relie la prise d'eau au réservoir de stockage. C'est une conduite d'un gros diamètre car elle est destinée à transporter un débit très important. Pour faire face aux contraintes imposées par le terrain et le relief, on doit accompagner la conduite d'adduction par divers ouvrages :

- Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation d'air,
- Vidanges aux points bas du tracé,
- Brises charge pour éviter la surpression et la sous-pression dans la conduite.

Plusieurs types de dispositifs sont utilisés :

- Volants d'inertie.
- Soupapes de décharge %.
- Réservoirs d'air.
- Cheminées d'équilibre.

- Ouvrages de protection contre la corrosion de la conduite.

I.2.3. Le maillon traitement

Le traitement de l'eau brute se passe généralement en trois étapes :

- La clarification : il s'agit de débarrasser l'eau des particules colloïdales en utilisant un massif filtrant.
- La stérilisation : son objectif est de rendre l'eau bactériologiquement pure. Pour ceci, on utilise des oxydants tels que le chlore et l'ozone.
- L'affinage : permet d'éliminer les micropolluants (corps dissous). (**Ouellabi f, Chettouh Y (2015)**).

I.2.4. Le maillon stockage

Le réservoir de stockage est un bassin qui se remplit au cours des faibles consommations et qui se vide pendant les périodes de fortes consommations journalières. Le réservoir présente deux utilités (technique et économique) par les multiples fonctions qu'il remplit :

• **Fonctions techniques** : il permet :

- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui.
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution.
- L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés dans la partie amont.
- La participation au traitement (utilisation de réactifs).

• **Fonctions économiques** : il permet :

- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P.
- La réduction des coûts de l'énergie.

La capacité d'un réservoir dépend du mode d'exploitation des ouvrages de la partie amont et de la variabilité de la demande.

Pour l'emplacement d'un réservoir, selon que l'agglomération est située en plaine ou en terrain accidenté, il peut être soit enterré, soit semi-enterré, soit surélevé.

I.2.5. Le réseau de distribution

I.2.5.1. Définition

Du réservoir de stockage sort une conduite principale de gros diamètre. Celle-ci, en se prolongeant le long des rues de l'agglomération forme un ensemble de conduites maîtresses.

Sur chacune de ces dernières, sont branchées des conduites de diamètres moindres dites conduites secondaires, tertiaires, etc.

L'ensemble de toutes ces différentes canalisations avec l'ensemble des équipements qui les accompagnent forment le réseau de distribution. C'est l'infrastructure la plus importante du réseau global, car il s'étend sur toute la surface de l'agglomération.

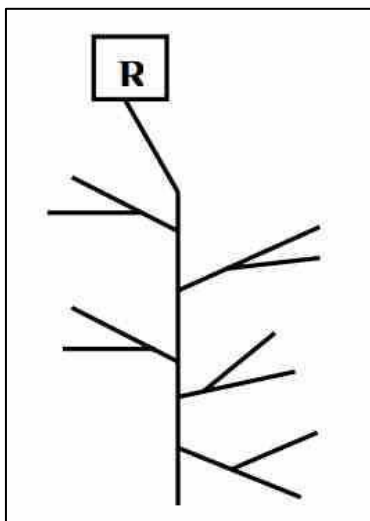
I.2.5.2. Ossature du réseau

L'ossature du réseau dépend de la configuration de l'agglomération. Deux géométries de réseau sont possibles : réseau ramifié ou réseau maillé.

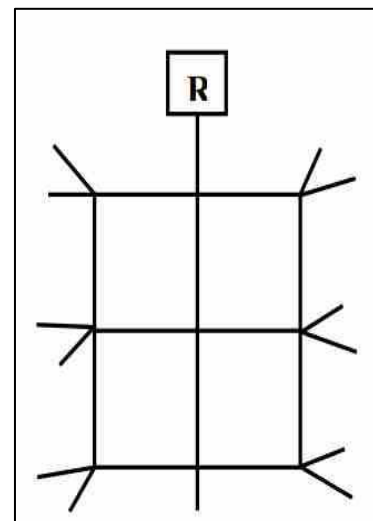
- **Le réseau ramifié** : il est appelé ainsi car il possède typologiquement une structure d'arbre. Pour ce type de réseau, à partir d'une conduite centrale, on met en relation plusieurs canalisations secondaires, tertiaires, ...etc. jusqu'à chaque compteur individuel. Un tel système présente un grave défaut ; dans une conduite donnée, l'eau circule toujours dans le même sens. Donc, une panne dans la conduite entraîne la perte de service pour tous les usagers situés en aval.

- **Le réseau maillé** : ce type de réseau est constitué de boucles. Le sens de l'écoulement varie fréquemment selon la demande de certaines conduites. En effet, le nombre d'abonnés non desservis en cas de panne ou de réparation est réduit au maximum puisque l'eau peut atteindre un même point par plusieurs chemins. L'autre intérêt est que la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle, ce qui offre l'avantage de maintenir la bonne qualité de l'eau distribuée.

Il y a aussi d'autre type de réseaux comme le réseau **étagé**, **mixte**, et **distincte**.



Réseau ramifié



Réseau maillé

Figure 2 : Schéma général d'un réseau de distribution (R : Réservoir)

I.2.5.3. Éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable

I.2.5.3.1. Les matériaux des canalisations

Trois considérations sont essentielles pour le choix du matériau des canalisations :

- la sécurité de service.
- la longévité.
- le facteur économique.

Pour les conduites maîtresses, les matériaux les mieux adaptés sont la fonte ductile, le béton armé et l'acier, par contre, pour les conduites secondaires, on choisit des tuyaux en acier, polyéthylène et le PVC à joints flexibles.

I.2.5.3.2. Les joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

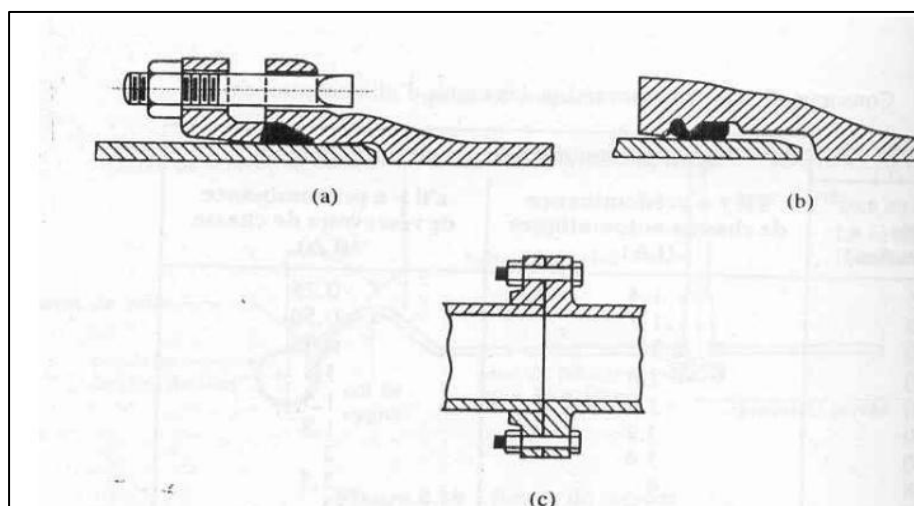


Figure 3 : Différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

I.2.5.3.3. Les vannes

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- **Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

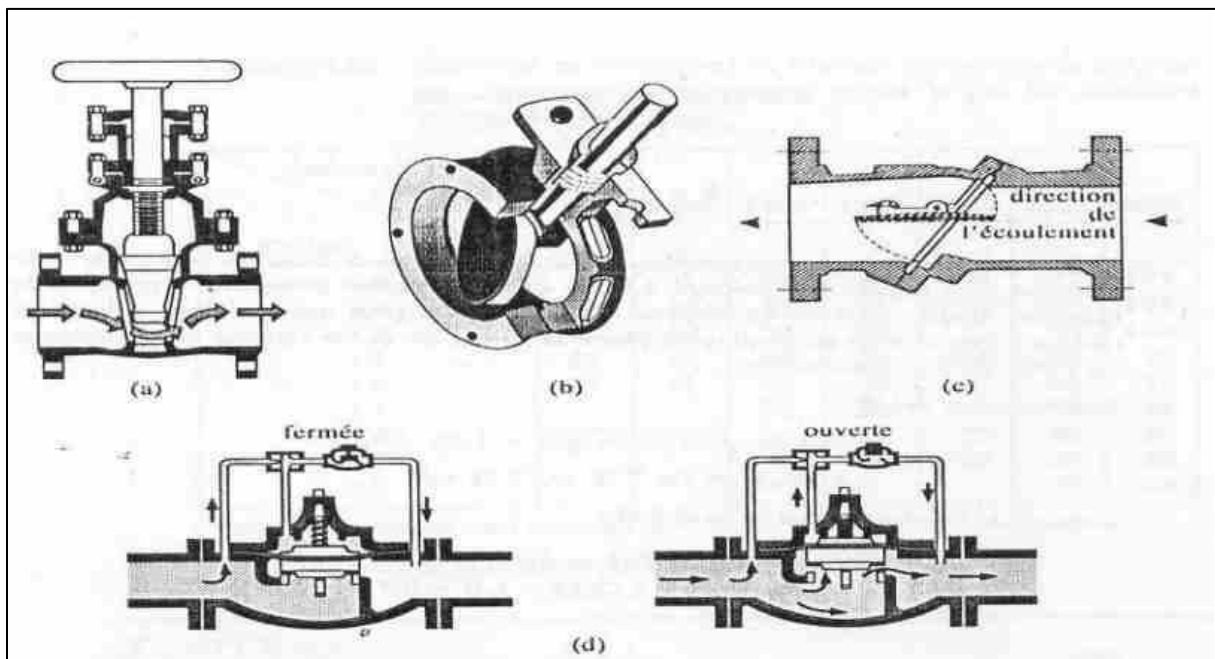


Figure 4 : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression

I.2.5.3.4. Les ventouses

On installe des ventouses aux points élevés du réseau. Elles permettent d'un côté, de faire évacuer les quantités d'air qui s'y accumulent à la suite, par exemple, du dégazage de l'oxygène dissous, et de l'autre côté, de faire pénétrer l'air lorsqu'un vide se crée dans une conduite et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement de la conduite. Trois types de ventouses sont utilisés : ventouses pour petites quantités d'air, ventouses pour grandes quantités d'air et ventouses universelles.

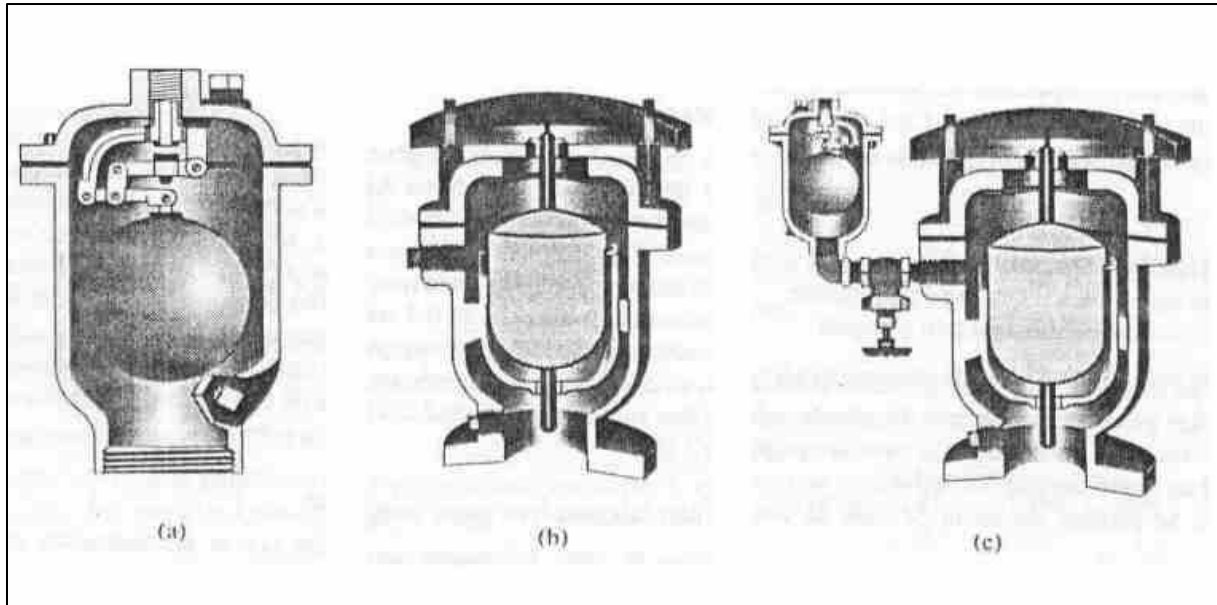


Figure 5 : Types de ventouses : a) ventouse à petites quantités d'air b) ventouse à grandes quantités d'air c) ventouse universelle

I.2.5.3.5. Les décharges

Une décharge est un robinet placé au point bas de la canalisation pour en permettre la vidange, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche. Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie et doit être facilement accessible.

I.2.5.3.6. Les poteaux d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression si est faible.

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.

I.2.5.4. La pression dans le réseau

Le réseau doit être calculé de telle sorte que l'eau parvienne aux consommateurs avec une pression minimale. L'eau doit en effet atteindre les étages supérieurs des habitations et permettre l'utilisation efficace des appareils ménagers (chauffe-bain, machine à laver). Une pression minimale de 150 kpa est alors recommandée.

En vue de la bonne tenue des canalisations, et notamment de leurs joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 500 kpa qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures des abonnés.

I.3. Problèmes rencontrés dans un réseau d'A.E.P

Plusieurs problèmes de différentes origines peuvent survenir dans un réseau d'A.E.P ; des fuites, les branchements illicites, les erreurs de compteurs, les problèmes environnementaux, pénétration de contaminants, chute de pression, des ruptures ou casses sur les conduites et leurs accessoires, les interruptions. A ces problèmes s'ajoutent des problèmes de gestion du réseau. Ces différents problèmes causent le mécontentement des consommateurs qui réagissent en déposant des plaintes sur les différents services (quantité insuffisante, qualité médiocre, interruption de l'alimentation, etc.) au niveau des services concernés. Les différents problèmes survenant dans un réseau d'alimentation en eau potable peuvent être classés en trois grandes catégories :

- Problèmes induisant les ruptures et les casses.
- Problèmes induisant les fuites.
- Problèmes induisant la dégradation de la qualité de l'eau.

I.3.1. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie

Les problèmes de gestion des réseaux algériens sont très divers :

- Méconnaissance des besoins en eau des populations.
- Entretien quasi-nul des canalisations et de leurs accessoires.
- Coupures d'eau fréquentes.
- Fuites non répertoriées.
- Interventions trop lentes sur les

- Personnel insuffisant et non qualifié.
- Inexistence de pompes de secours au niveau des stations de pompage.

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit d'une manière générale un réseau d'alimentation en eau potable ainsi que les différents problèmes pouvant survenir dans un tel réseau. Le détail de ces problèmes sera l'objet du chapitre suivant.

Défaillances

II.1. Introduction :

L'eau potable est transportée dans des canalisations fermées et généralement enterrées. Avec le vieillissement lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement, les performances hydrauliques et la qualité d'eau diminuent, les pertes d'eau et les casses augmentent et peuvent provoquer des dégâts importants.

Ce chapitre comporte trois parties principales. Nous allons d'abord décrire les différentes défaillances susceptibles de se manifester dans un réseau d'A.E.P, leurs causes et leurs effets. La seconde partie portera sur le diagnostic et l'entretien des réseaux d'A.E.P. Enfin, la dernière partie aura pour objet l'illustration des différentes techniques de réhabilitation des conduites d'eau potable.



Figure 1 : Des Fissurations au réservoir de Pos SUD

II.2. Défaillances :

II.2.1. Définition :

On appelle défaillance toute détérioration pouvant provoquer ou accentuer le risque de dysfonctionnement du réseau (ou de l'un de ses éléments), ou la diminution de son rendement.

II.2.2. Les différents types de défaillances :

II.2.2.1. Les fuites :

Ce sont des pertes physiques de quelques quantités d'eau, mais qui n'empêchent pas le fonctionnement normal du réseau. Les fuites sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccordements, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite. Gueddouj et Ouaret (2002)

Cause des fuites :

- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.
- Corrosion.
- Glissements de terrains.
- Excès de pression.

Effets des fuites :

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.
- Risque de retour d'eau.

II.2.2.2. Les pertes

Dans un réseau, on distingue deux types de pertes et leurs causes sont diverses:

Les pertes techniques : elles sont dues :

- Au débordement des réservoirs dues soit mauvais fonctionnement du flotteur ou de la vanne de vidange.

- Aux fuites sur conduites et branchements particuliers engendrées par les casses et leurs différentes causes.

- Aux fuites sur robinets, vannes et colliers dues à un mauvais serrage des joints, des presses étoupent des vannes et des colliers de prise.

□ **Les pertes administratives** : ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées. On citera :

- La consommation des organismes publics.

- La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs.

- Absence de compteurs chez les abonnés.

- Pertes par branchements illicites.

II.2.2.3. Les casses (ruptures) :

Une rupture ou une casse est définie comme étant une détérioration induisant un arrêt momentané de l'alimentation en eau et qui nécessite une intervention sur le réseau.

□ **Les causes des ruptures :**

- Mouvement du sol.

- Coup de bélier.

- Travaux de chantier.

- Trafic routier intense.

- Conditions de pose.

- Etc.

□ **Les effets des ruptures :**

- Fuites et leurs conséquences.

- Risque d'introduction d'eau polluée.
- Interruption de l'alimentation en eau des abonnés.
- Etc.

II.2.2.4. Dégradation de la qualité de l'eau :

De la source jusqu'à son arrivée aux usagers, l'eau peut subir de très nombreuses modifications de sa qualité intrinsèque.

Une bonne connaissance des facteurs qui peuvent influencer la qualité de l'eau dans le réseau est indispensable pour les services d'exploitation afin d'anticiper et d'éviter des problèmes potentiels tels que les risques sanitaires. Les facteurs susceptibles de provoquer la dégradation de la qualité de l'eau sont :

II.2.2.4.1. Les facteurs biologiques :

L'eau produite dans les stations de traitement passe par le réseau et arrive aux usagers sans jamais être stérile. Plusieurs micro-organismes sont susceptibles d'être présents dans le réseau de distribution : bactéries, virus, champignons et organismes pluricellulaires. La plus grande partie des germes présents dans l'eau et notamment tous ceux qui sont pathogènes doivent être éliminés.

II.2.2.4.2. Les facteurs physico-chimiques :

- **Le PH** : peut varier le long de la distribution du fait de l'évolution de la concentration de CO₂ dissous. Ainsi, une aération dans un réservoir peut rendre une eau dure et incrustante par une perte de CO₂, ce qui risque d'obturer les conduites par dépôt de tartre. Inversement, une eau chargée de CO₂ agressif (avec un PH bas) a tendance à attaquer les matériaux avec des conséquences importantes : dissolution des ciments, attaque des métaux ferreux (corrosion), etc.

- **Les chlorures** : le chlore a souvent été le choix évident pour la désinfection résiduelle, la réglementation internationale fixe la norme de 25 mg/l comme valeur idéale, et 200mg/l comme concentration à risque. La présence des chlorures dans les eaux est due le plus souvent à la nature des terrains traversés, aux rejets industriels ou aux rejets des eaux usées. Il faut savoir aussi qu'un résidu de 3 à 6 mg/l est nécessaire pour contrôler des fortes

reviviscences bactériennes. La réglementation algérienne pour les chlorures a fixé la norme de 200 à 500 mg/l.

• **Les nitrates** : la présence des nitrates dans les eaux de consommation est indésirable et considérée comme un élément polluant. L'existence de cet élément est favorisée par la mise en place des méthodes de production agricole intensives, qui se traduit par une utilisation intense des engrais chimiques avec une concentration plus grande. La norme algérienne pour la potabilité de l'eau concernant les nitrites est donnée au maximum à 50 mg/l.

• **Le plomb** : contrairement à d'autres métaux tels le fer, le cuivre et le zinc qui sont indispensables pour le corps humain, le plomb n'intervient dans aucun processus physiologique de notre organisme, sa présence dans le corps est inutile et, à certaines doses indésirables il peut provoquer des troubles de santé, à cet égard, le plomb est classé parmi les substances toxiques dans la norme de l'eau destinée à la consommation humaine. La norme européenne est de 0.05 mg/l au maximum, mais la nouvelle réglementation prévoit que la teneur maximale en plomb est passée à 0.025 mg/l depuis 2004, puis à 0.01 avant 2014. La norme algérienne est fixée à 0.05 mg/l au maximum depuis l'année 2000. L'origine de cet élément, qu'il y a des canalisations en plomb et la stagnation des eaux dans ces canalisations dissout les fines particules du métal. Le plomb existe aussi dans l'air rejeté par le carburant des voitures et transporté par le vent aux réservoirs et aux canaux à l'air libre.

• **La température** : une température élevée peut favoriser des goûts désagréables. De plus, elle accélère la corrosion, influence la croissance bactérienne, dissipe l'effet du désinfectant résiduel et modifie la valeur du PH.

□ **L'oxygène dissous** : toute baisse de la teneur en oxygène dissous peut être interprétée comme un signe de croissance biologique.

□ **La turbidité** : une turbidité élevée induit un ralentissement des bactéricides et une corrosion importante.

II.2.2.4.3. Facteurs liés à la conception et à la gestion du réseau :

□ **Le temps de séjours et la vitesse d'écoulement** : La conservation de la qualité de l'eau est facilitée par la réduction du temps de séjour dans le réseau. Les stagnations d'eau favorisant corrosion et dépôts apparaissent dès que la vitesse de l'eau est inférieure à 0,5 m/s.

□ **Le choix des matériaux** : Les interactions entre l'eau et les matériaux du réseau peuvent être à l'origine de la dégradation de la qualité de l'eau distribuée.

Le tableau suivant donne les normes de potabilité d'une eau de consommation telles que précisées par le journal officiel de la république algérienne N°51 du 20 août 2000.

II.2.2.5. Les interruptions :

Une interruption est un arrêt momentané de l'alimentation en eau dans la durée réservée à la distribution. Cet arrêt dû soit au dysfonctionnement de quelques ouvrages hydrauliques (pompe, réservoir ...etc.), soit à une réparation d'une fuite, soit à une action ayant pour but d'éviter un danger qui menace la population (inondation, dégradation de la qualité de l'eau), soit à un sabotage sur le réseau.

II.2.2.6. Les plaintes des consommateurs :

Les plaintes des usagers ne sont en réalité que les conséquences des différentes défaillances qui surviennent sur le réseau. Elles sont dues à la non satisfaction vis-à-vis de la qualité de service. Le plus souvent, on enregistre des plaintes sur le manque de pression, sur la qualité de l'eau et les interruptions fréquentes d'alimentation en eau.

II.2.3. Durée de vie et défaillance :

La durée de vie d'une entité correspond au temps écoulé pendant lequel cette entité assure le service sans aucune anomalie. Au bout de ce temps, le système cesse de satisfaire aux conditions d'utilisation, cette transition correspond à la défaillance.

II.2.4. Fonctions utilisées en analyse de survie et prévision des défaillances :

II.2.4.1. Fiabilité :

La fiabilité est la probabilité pour qu'une entité continue d'accomplir sa fonction requise, dans des conditions déterminées après un temps d'utilisation t . la fonction fiabilité est donnée par la formule suivante : $S(t) = P(T \geq t)$

On définit également la fonction de défaillance qui donne la probabilité pour que l'entité ou le système soit en panne avant l'instant t . la fonction de défaillance est donnée par la formule suivante : $F(t) = P(T < t) = 1 - S(t)$

II.2.4.2. Taux de défaillance :

Les conduites d'eau potable connaissent plusieurs défaillances avant leur renouvellement. La norme AFNOR définit le taux de défaillance de la manière suivante :

« Limite, si elle existe, du quotient de la probabilité conditionnelle pour que l'instant t d'une défaillance d'une entité soit compris dans un intervalle de temps donné $[t, t + dt]$ par la durée dt de l'intervalle de temps, lorsque dt tend vers zéro, sachant que l'entité n'a pas été défaillante entre 0 et t ».

L'allure de $h(t)$ peut être une courbe en baignoire, où l'on distingue trois périodes :

- $h(t)$ décroissante (1) : période de jeunesse. Gueddouj et Ouaret (2002)
- $h(t)$ constante (2) : période de vie utile.
- $h(t)$ croissante (3) : période de vieillesse.

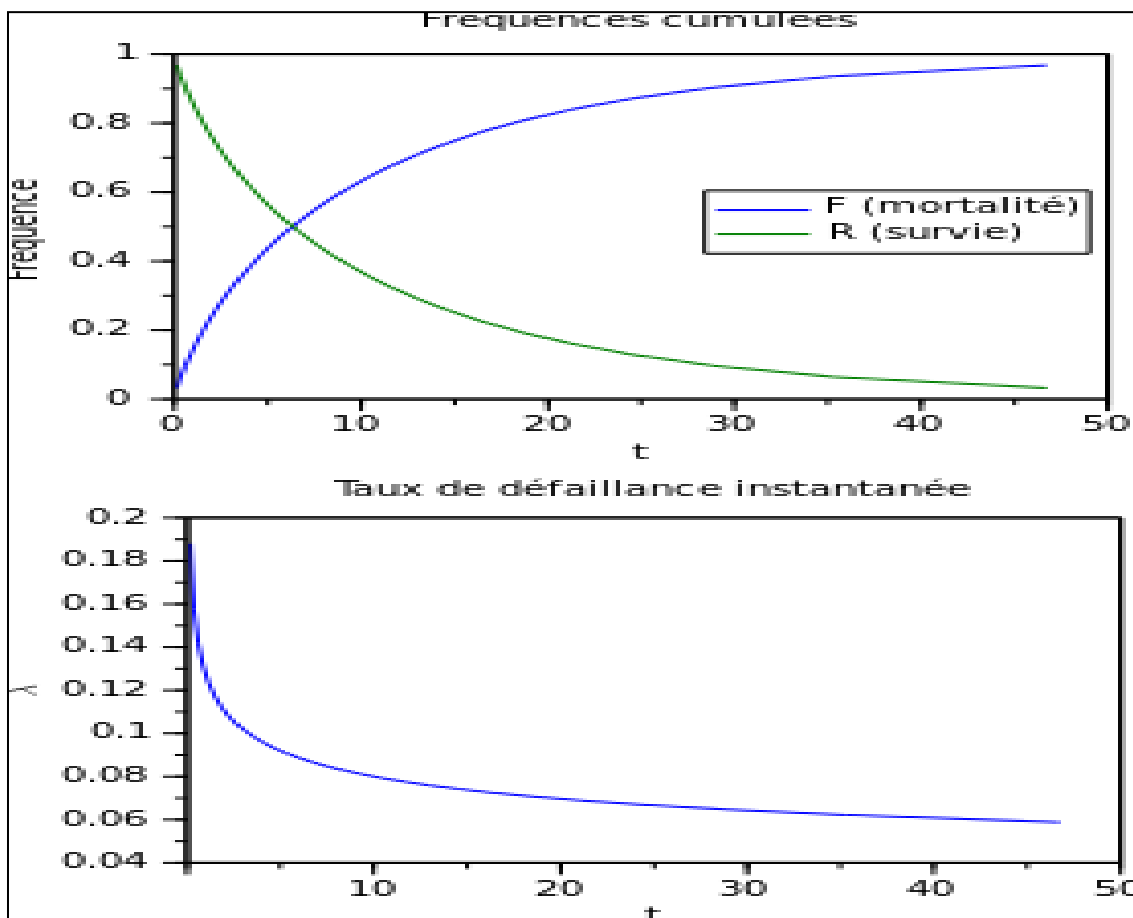


Figure 2 : Evolution du taux de défaillance

La fonction $h(t)$ rend compte de l'évolution du risque de défaillance au cours du temps et reflète donc le vieillissement des entités. En d'autres termes si les entités sont sujettes à un vieillissement $h(t)$ sera croissante. Si la défaillance est accidentelle $h(t)$ sera constante.

II.3. Diagnostic :

Le diagnostic permet d'apprécier l'état qualitatif des ouvrages et d'en déduire les opérations d'entretien ou de maintenance à effectuer.

II.3.1. Méthodologie de diagnostic :

La méthodologie de diagnostic s'établit en quatre phases :

II.3.1.1. Phase enquête et recueil de données :

Elle consiste à :

- réaliser une analyse fonctionnelle des composants du réseau.
- réaliser une analyse systématique des défaillances pour chaque élément maintenu.
- Etablir des fiches d'interventions.
- Constituer une base de données historique des évènements.
- Projections futures. :

II.3.1.2. Phase analyse de données :

Dans cette phase, on procède au traitement des données brutes à l'aide de la mise en œuvre d'une politique de maintenance optimisée.

- Le traitement des données : il a pour objectif de déterminer le taux de défaillance et la fiabilité par application de modèles mathématiques. Il permet aussi de déterminer les coûts pour les différents types de maintenance.
- L'aide à la mise en œuvre d'une politique de maintenance optimisée : elle permet de mesurer l'efficacité des actions décidées, les écarts entre la prévision et les résultats, d'aider et de guider l'exploitant vers la maintenance la mieux adaptée.

II.3.1.3. Analyse et détermination des paramètres du diagnostic :

Cette phase permet de choisir le personnel et le matériel nécessaire pour les différents types de maintenance. Pour cela, on utilise les résultats obtenus par la phase précédente.

II.3.1.4. Estimation des coûts :

Cette phase consiste à faire l'estimation des dépenses nécessaire pour l'application d'un type de contrôle. La recherche d'une optimisation du coût global et la meilleure valorisation du patrimoine conduisent à trouver un équilibre entre les ouvrages neufs et les travaux de conservation.

II.4. Entretien des réseaux d'A.E.P :

L'entretien du système de distribution d'eau vise plusieurs objectifs comme le maintien d'un service fiable, d'une eau de bonne qualité et de coûts d'opération minimum.

II.4.1. Entretien des réservoirs :

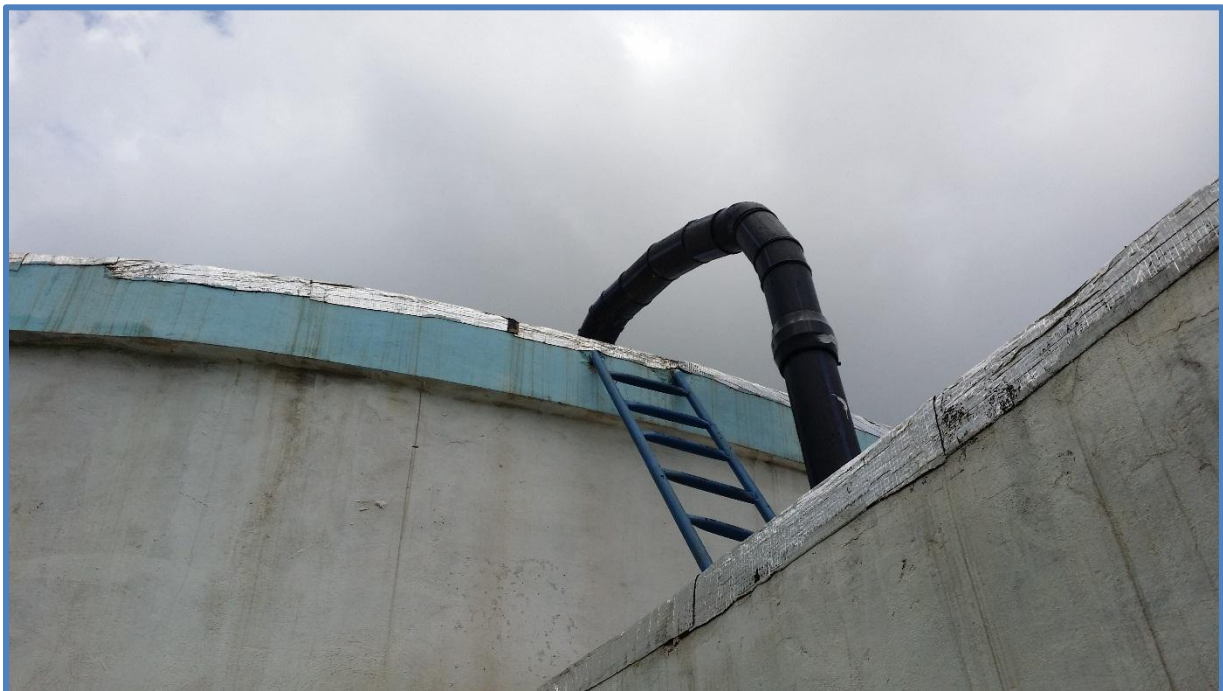


Figure 3 : Echèle d'entretien du réservoir de Pos SUD

Cela consiste à faire :

- Une analyse de la qualité de l'eau.
- Vidange et nettoyage de l'ouvrage au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies de désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.
- Des travaux de génie civil : ces travaux concernent la dégradation du béton et les défauts d'étanchéité.
- Réparation des équipements détériorés (vannes, clapets de vidange, flotteurs, etc.).

II.4.2. Entretien des adductions et du réseau de distribution :

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et de l'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent. Ces travaux sont :

- Surveillance et entretien.
- Actions de réductions des pertes.

II.4.2.1. Surveillance et entretien :

La surveillance et l'analyse des états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux appréhender les problèmes qui surviennent dans le réseau. Cela consiste à :

- Faire un entretien périodique (visite, graissage, révision) des organes mécaniques des appareils de fontainerie.
- Vidanger et purger les régulateurs de pression.
- Vérifier le bon fonctionnement des ventouses.
- Resserrer les presse-étoupe des vannes.

II.4.2.2. Actions de réduction des pertes en eau :

Pour réduire les pertes en eau dans l'adduction et dans le réseau de distribution, deux actions sont nécessaires pour l'exploitant ; la première, la plus importante est la recherche et la réparation des fuites. La seconde plus ou moins importante est le comptage.

II.4.2.2.1. Recherche et réparation des fuites**II.4.2.2.1.1. Détecte et gestion des fuites :**

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existants. Elles représentent souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30 % de l'eau captée, même dans les systèmes bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares.

Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites.
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière. Il est possible d'identifier, et même, ce qui est préférable, de quantifier les points de vulnérabilité.
- L'évaluation sur le plan économique de l'importance des déperditions ne peut se faire que si elles ont pu être quantifiées (si possible avec un coefficient d'incertitude connu). Cela ne peut se faire qu'en présence de mesures fiables effectuées sur le système.
- Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalent à l'eau économisée. Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :

- Méthodes de recherche à grande échelle.
- Méthodes acoustiques.
- Méthodes modernes.

a. Méthode de recherche à grande échelle :

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés de fuite et la pose de compteurs en amont et en aval de ceux-ci. Il reste ensuite à détecter la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

b. Méthodes acoustiques :

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites. L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit par contact direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol. Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain. L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier etc.). L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.

c. Méthodes modernes :

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites. On citera :

- Technique de photographie aérienne, notamment dans le domaine de l'infrarouge, la prise de photographies permet de déceler des zones de températures différentes résultant de la fuite.
- Utilisation des traceurs radioactifs : détection de radioactivité intense à la zone des fuites.
- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées, branchements clandestins, etc.)

II.4.2.2.2. Réparation des fuites :

Après la détection de la fuite, on procèdera à sa réparation. Plusieurs dispositions sont à prendre lors de la réparation :

- Faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite.

- Ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite.
- Bien nettoyer à l'eau javellisée toutes les pièces de réparation ainsi que les parties du tuyau dégagé.

Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de la rincer et de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

II.4.2.2.3. Le comptage :

Une partie considérable des pertes d'eau est due au sous comptage. Pour améliorer le comptage de l'eau du réseau, une bonne gestion des compteurs à la production et au niveau des abonnés s'impose. Cela consiste à :

- Vérifier la sensibilité des compteurs individuels.
- Etendre le comptage dans les bâtiments publics sans compteurs.
- Installation de compteurs pour les nouveaux abonnés.

II.4.3. Dispositions et moyens d'intervention :

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, il est utile de :

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnels, en matériels et en budget mis à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien.
- Disposer d'un personnel compétent.

- Posséder des plans de gestion donnant les caractéristiques des conduites et des autres organes du réseau, la localisation exacte des nœuds, plans qui sont à tenir à jour en permanence.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statistiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.

□ Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

II.4.3.1. Moyens humains :

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines: l'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique.

Le nombre d'agents composant l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, de la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au service.

II.4.3.2. Moyens matériels :

Le choix du type et du nombre des moyens matériels à utiliser dépend du type d'intervention qui lui-même dépend du type de la défaillance. Les moyens matériels utilisés pour les interventions sont classés en deux catégories : Moyens simples (clefs, tournevis, poste à souder, etc.) et des moyens lourds (bulldozers, pelle hydraulique, matériels de détection des fuites, etc.).

II.5.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré les différentes défaillances des réseaux d'eau potable ainsi que quelques solutions techniques permettant le diagnostic des réseaux d'eau potable et principalement résoudre le problème des fuites d'eau.

Réhabilitation

III.1. Définition :

Le dictionnaire Larousse définit la réhabilitation comme étant l'ensemble des opérations qui permettent de maintenir en état de fonctionnement un matériel susceptible de se dégrader, soit par réparation de l'ouvrage faillé, soit par un renouvellement total du matériel.

III.2. Les différentes techniques de réhabilitation :

III.2. 1. Techniques de réhabilitation :

Les techniques de réhabilitation existantes sont nombreuses. Pour la plupart, elles sont spécifiques à un problème donné et à l'objectif visé : restructuration, consolidation, rétablissement de bonnes conditions hydrauliques d'écoulement, étanchement, ...

III.2.2. Classement en fonction de critères techniques :

Les techniques de réhabilitation peuvent être classées selon divers critères et être dites **structurantes** ou **non structurantes**, **continues** ou **ponctuelles**, **destructives** ou **non destructives**.

Il est important de noter que certaines techniques peuvent satisfaire à plusieurs objectifs ou que des techniques différentes peuvent être associées sur le même chantier.

➤ **Techniques structurantes ou non structurantes**

Les techniques de réhabilitation sont classées en deux catégories, selon leur aptitude à reprendre ou non les charges dynamiques et statiques appliquées sur le tuyau enterré. Ces techniques sont dites structurantes ou non structurantes.

Ainsi, les techniques structurantes doivent pouvoir reprendre la totalité des efforts mécaniques qui s'exercent sur la canalisation :

- pression verticale du remblai (elle est fonction du poids volumique du remblai, de la hauteur de couverture, du coefficient de concentration),
- pression verticale due aux charges d'exploitation : - roulantes routières,
- permanentes,
- pression horizontale résultant des remblais et des charges d'exploitation,
- pression hydrostatique éventuelle (canalisation située dans une nappe phréatique),
- poids propre du tuyau et de l'eau véhiculée,
- réaction du sol (fonction de l'angle de pose α).

Le comportement mécanique global de l'ouvrage réhabilité doit être calculable dans le cas des techniques structurantes. S'il n'est pas calculable, nous parlerons de techniques « consolidantes ».

Les techniques non structurantes quant à elles, ont essentiellement pour but de rétablir l'hydraulicité (élimination des obstacles empêchant ou réduisant l'écoulement normal du réseau) et l'étanchéité de la canalisation. Elles n'impliquent pas d'apport mécanique.

➤ **Techniques ponctuelles ou continues**

Les techniques sont dites ponctuelles ou continues selon qu'elles réparent l'ouvrage localement, au droit de chaque dégradation, ou qu'elles réhabilitent l'ensemble du tronçon.

➤ **Techniques destructives ou non destructives**

Les techniques dites non destructives concernent les méthodes dont la mise en œuvre ne nécessite pas la destruction de l'ouvrage en place. L'ouvrage dégradé est conservé en l'état.

Par opposition, les techniques dites destructives impliquent la destruction totale du collecteur dégradé et son remplacement par l'intérieur, sans ouverture d'une tranchée. Il existe deux grandes catégories de procédés : **le microtunnelier « mange tube » et « l'éclate tuyau ».**

On peut distinguer deux composantes ou deux volets de la réhabilitation suivant théorie de la maintenance NF X 60-010 à la gestion des infrastructures réhabilitation **corrective et préventive**

La **réhabilitation corrective** est la part de la réhabilitation qui se base sur le constat de défaillances, nous distinguons deux cas :

- Les interventions non programmées, suite à une casse de conduite ;
- Les interventions programmées, après constat d'une fréquence de réparation (fréquence de casses) d'une conduite dépassant un seuil fixé par le gestionnaire et si les différents indicateurs concernant les impacts possibles sur les milieux urbains, naturel et impacts sur les usagers sont suffisants.

La **réhabilitation préventive** est la part de la réhabilitation dédiée à la détection et à la réduction des situations de risque. Elle s'appuie sur une représentation des risques et donc sur une représentation des aléas et des facteurs de gravité :

- Indicateurs relatifs à la probabilité de la défaillance (probabilité de casse pour une conduite d'alimentation en eau potable) ;

–Indicateurs relatifs à la gravité des impacts possibles (impacts sur les milieux urbain ou naturel, et impacts sur les usagers du service).

En d'autres termes, cette réhabilitation consiste à hiérarchiser les conduites par classe de criticité et conduit à focaliser les efforts sur les conduites les plus critiques c'est-à-dire à la fois les plus exposées au risque de défaillance et pour lesquelles les conséquences de la défaillance sont les plus préjudiciables pour le réseau et son environnement.

Les procédés de réhabilitation abordés concernent principalement les conduites non visitables :

☞ **Tubage :**

- Tubage sans contact
- Tubage à contact uniforme

☞ **Chemisage**

☞ **Injection**

Pour chaque procédé de réhabilitation, une fiche technique précise le domaine d'application et les critères de choix en fonction de l'état du réseau et des contraintes environnementales.

Nota : un procédé de réhabilitation peut-être classé selon ces propriétés mécaniques, comme :

- Etanche
- Consolidant
- Auto-structurant

III.2.2.1.Tubage :

Tubage avec espace annulaire :

Principe :

L'objectif du procédé par tubage est d'insérer dans l'ancienne conduite un tube partiellement ou entièrement structurant, selon qu'il participe plus ou moins à la reprise des contraintes de pression, de remblai et des charges roulantes.

Cette technique consiste à utiliser la conduite en place comme fourreau pour le passage d'une nouvelle canalisation (principalement PEHD). Celle-ci, dont les dimensions extérieures sont inférieures au diamètre de la conduite existante peut, éventuellement, réduire de manière significative le diamètre de la conduite. Cela peut d'ailleurs constituer un atout lorsque l'on veut réduire le temps de séjour dans une partie du réseau de distribution.

Après tubage, l'espace annulaire entre l'ancienne et la nouvelle conduite pourra être comblé par injection d'un coulis de ciment qui a pour rôle de transmettre les sollicitations extérieures sur la nouvelle conduite.

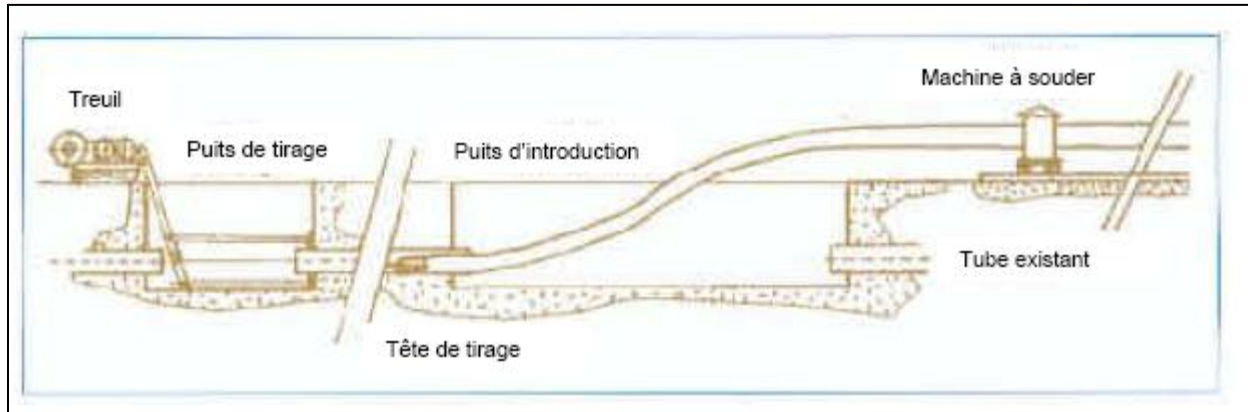


Figure 1 : Tubage avec espace annulaire

Opérations préalables nécessaires :

- inspection vidéo préalable
- nettoyage de la conduite
- vérification du diamètre intérieur de la canalisation, des points singuliers, des déviations angulaires et des réductions de section par le passage d'un gabarit

Avantage :

- puits de travail peu nombreux
- exécution rapide : 1 à 2 tronçons par semaine
- perturbations urbaines limitées
- pas de vide annulaire pour la conduite rénovée
- amortissement des coûts de béliet

Limite :

- nécessité d'ouvertures locales pour les réductions de diamètres, les changements de direction, les prises de branchement
- la diminution du diamètre intérieur peut parfois être une limite. Elle peut aussi être un atout si une diminution du temps de séjour dans une partie du réseau de distribution est nécessaire.

Domaine d'application :

- à ce jour, cette technique est applicable aux tronçons ayant des diamètres allant jusqu'à 14.000 mm et pouvant atteindre jusqu'à 1.500 ml de longueur environ. La limite est liée, en fait, à la longueur du câble du treuil et à la puissance de ce dernier.

Tubage sans espace annulaire :

Principe :

Cette technique, qui consiste à réaliser un chemisage de la conduite à réhabiliter par enfilage d'un tube prédéformé en PEHD se plaquant à l'intérieur de la canalisation en place, sans laisser de vide annulaire.

Contrairement à la méthode précédente, la diminution du diamètre de la conduite n'est pas significative, car sous l'action d'air sous pression et de vapeur, la nouvelle canalisation est plaquée sur l'ancienne.

Opérations préalables nécessaires :

- Nécessité de travaux de nettoyage et passage de gabarit

Avantage :

- Rapidité d'exécution
- Peu de perturbations des sites
- Adapté au tubage de conduites rectilignes

Limite :

- Nécessité de puits de travail pour l'insertion et pour le tirage
- Nécessité de traiter en tranchée ouverte pour les changements de direction, les réductions de diamètre, les prises de branchement
- Grosses implantations de chantier

Domaine d'application :

- Aucune limite de diamètre

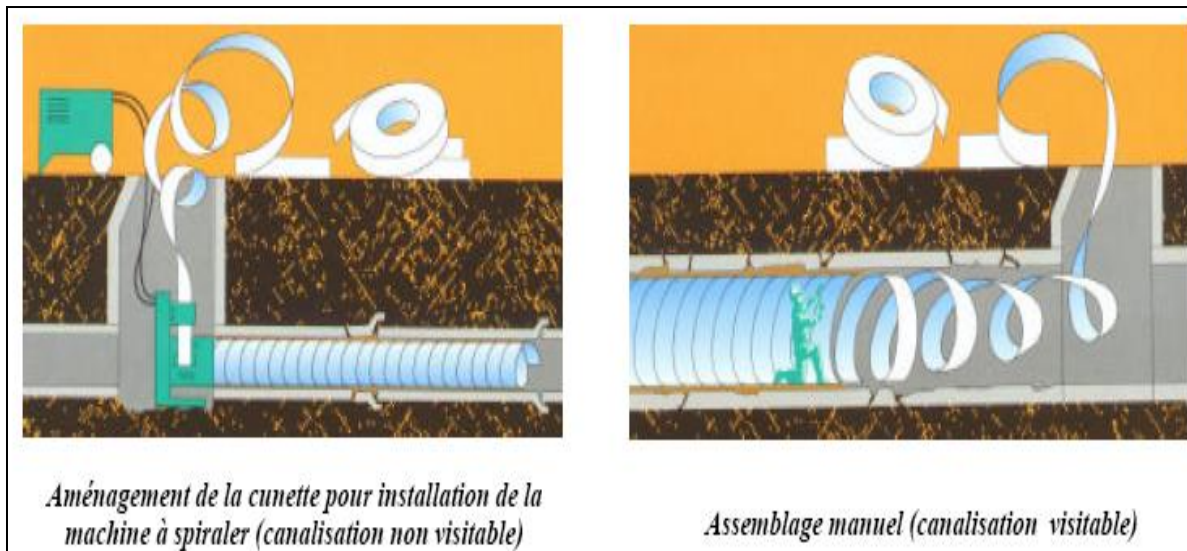


Figure 2 : Tubage sans espace annulaire



Figure 3: Tubage annulaire

III.2.2.2. Chemisage :

Définition :

Il s'agit d'insérer dans la canalisation à traiter une gaine souple, de la plaquer contre la paroi et de la rigidifier en place.

Le chemisage n'exige pas l'adhérence dans les parties courantes de la canalisation. Toutefois, en certains points particuliers (tels que extrémités, raccordements aux regards de visite et branchements), elle doit être recherchée.

Les matériaux généralement utilisés sont produits composites, les plus employés à ce jour étant les résines polyester et époxydes armées de fibres polyester ou de verre.

Domaine d'application :

Cette technique permet de répondre aux trois grands objectifs de la réhabilitation, c'est-à-dire :

- Rétablissement de l'étanchéité ;
- Réalisation d'une protection contre l'abrasion ou la corrosion ;
- Restitution à la canalisation de sa résistance mécanique (rôle structurant)

C'est le but à atteindre, donc l'un de ces trois objectifs qui détermine le choix de la résine et le dimensionnement du chemisage (épaisseur).

La technique trouve son plein emploi, quelque soit l'objectif, dans les canalisations non visitables (à partir diam 80 mm). Certains procédés permettent de traiter en un seul ensemble des tronçons de longueur importante (au minimum d'un regard à l'autre).

Limites d'utilisation :

Cette technique ne peut s'appliquer dans le cas d'une canalisation trop gravement endommagée (effondrement, absence de support, décalage trop important...) et ne pouvant faire l'objet d'une réparation locale.

A ce propos, il faut noter que les défauts et irrégularités existants (décalages peu importantes, contre pente ...) ne seront pas supprimés.

Le rétablissement des branchements peut se faire depuis l'intérieur de la canalisation. Toutefois, il est préférable de les réaliser depuis l'extérieur afin de garantir l'étanchéité à ce niveau.

Enfin, comme pour tous les matériaux plastiques, une température trop élevée de l'effluent peut modifier les caractéristiques mécaniques des composites utilisés.

Avantages :

- Rapidité d'intervention (100 à 300 m/jour jusqu'à diam 800 mm) ;
- Emprise de chantier réduite ;
- Nuisances peu importantes pour les riverains ;
- Pas de nécessité de réaliser une fouille ;
- Méthode applicable à des formes autres que circulaires.

Inconvénients :

- Nécessite de réaliser une déviation des effluents pendant les travaux
- Les branchements intermédiaires sont obturés temporairement.

III.2.2.3. Injections :

Il existe différents types d'injections : les injections d'étanchement et les injections de consolidation et de régénération. Dans les ouvrages non visitables nous ne procédons qu'à des injections d'étanchement, les injections de sol n'étant pas pratiquées pour des raisons techniques et économiques. Par contre, comme nous le verrons par la suite, ce deuxième type d'injection s'applique aux collecteurs visitables car les enjeux en termes de stabilité sont beaucoup plus importants.

Composants :

Les composants sont fonction du matériau de l'ouvrage à réhabiliter. Les plus utilisés sont les résines acryliques et les résines polyuréthanes. Ces composants, quels qu'ils soient, doivent impérativement être stables dans le temps.

Les résines acryliques, généralement à deux composants (résine et catalyseur), se présentent sous forme de gel dont la viscosité est proche de celle de l'eau, ce qui facilite sa dispersion dans le joint ou la fissure puis dans le sol. L'étanchéité est donc rétablie par le remplissage du joint ou de la fissure d'une part, ainsi que par le mélange sol-gel autour de la canalisation d'autre part. De ce fait, l'efficacité de l'injection dépend de la nature du sol environnant.

Dans un sol fin ou sableux, la résine tend à chasser l'eau et à stabiliser le sol. Par contre, dans les sols constitués de graviers, de roches, etc..., avec des vides importants, la stabilité de l'agglomérat résine-sol peut être compromise surtout en présence d'une nappe à niveau variable.

Les résines polyuréthanes quant à elles, se présentent sous forme liquide. Après mélange à l'eau et au catalyseur, le produit gonfle et se vulcanise en formant une mousse assez souple. L'intérêt de cette résine est qu'elle présente, après polymérisation, peu de retrait en raison de la faible quantité de solvant. Le cordon étanche ainsi formé présente une bonne adhérence au niveau du défaut traité. De plus, il est suffisamment souple pour encaisser des mouvements du sol et ne dépend pas de la nature du remblai autour de la canalisation. Cependant, l'adhérence du polyuréthane est fonction de l'état de surface de l'ouvrage support.

Ainsi, l'emploi des résines acryliques est à préconiser lorsque le sol au voisinage du réseau est relativement fin et humide. En ce qui concerne les résines polyuréthanes, si leur emploi peut être envisagé même dans les cas précédents, leur efficacité est d'autant plus

grande que les fissures sont étroites, dans la mesure où le cordon de résine adhère mieux sur le matériau.

Mise en œuvre :

Les injections d'étanchement ne nécessitent pas de dériver les effluents (sauf exceptions). Elles consistent à introduire dans la canalisation, par l'intermédiaire d'un regard, un appareillage à extrémités gonflables (manchon) constituant une chambre d'injection sous pression de produits liquides ou pâteux.

Le robot s'arrête au droit de chaque défaut, et sous contrôle vidéo, procède à l'injection d'étanchement jusqu'au refus, ce qui colmate totalement la fissure. Avant séchage du produit, un lissage doit être réalisé pour qu'aucune rugosité ne subsiste à l'intérieur de la section d'écoulement. Une fois la parfaite étanchéité vérifiée, le robot se déplace vers le défaut suivant.

Il est possible d'étancher, selon les cas, de 10 à 40 défauts par jour. En présence de forts décalages qui ne permettent pas le passage du manchon d'injection, il est nécessaire de procéder à une fouille locale.

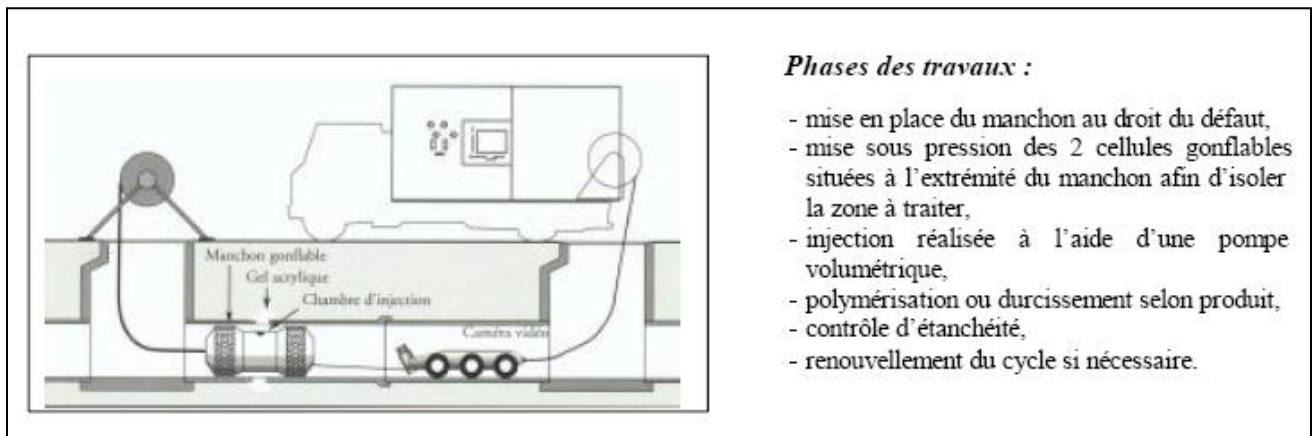


Figure 4 : Mécanisme des travaux

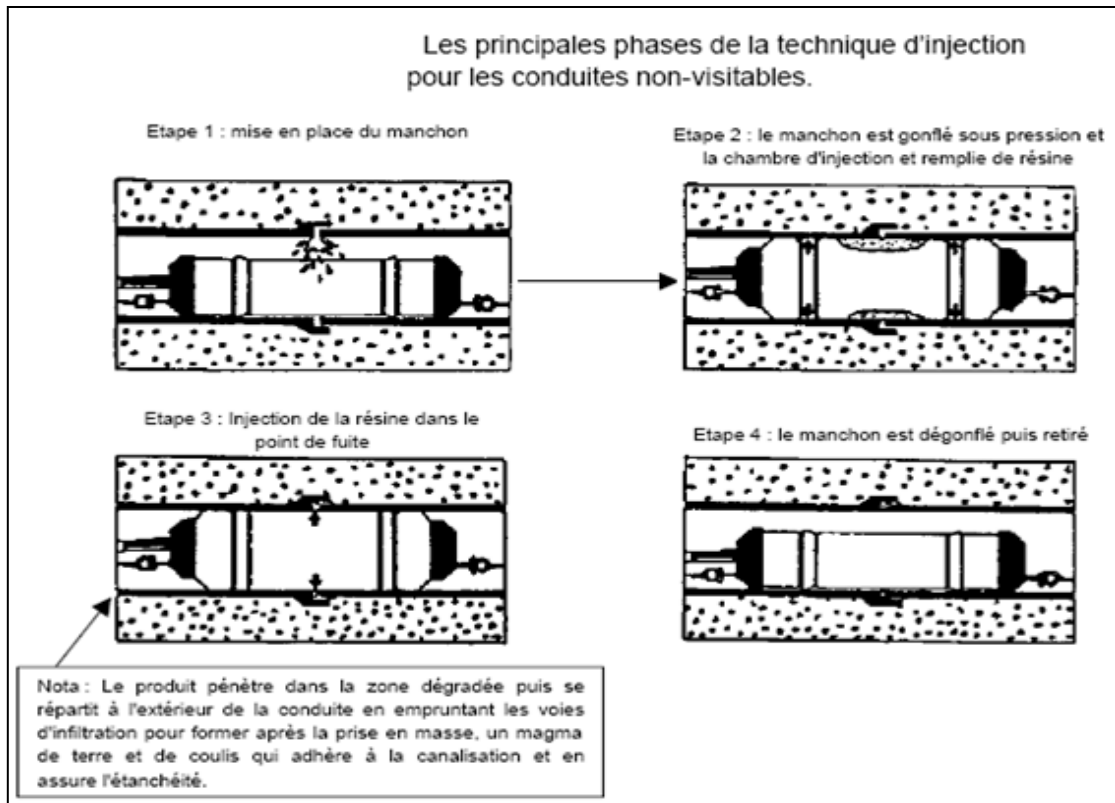


Figure 5: Les principales phases de la technique d'injection pour les conduites non-visitables

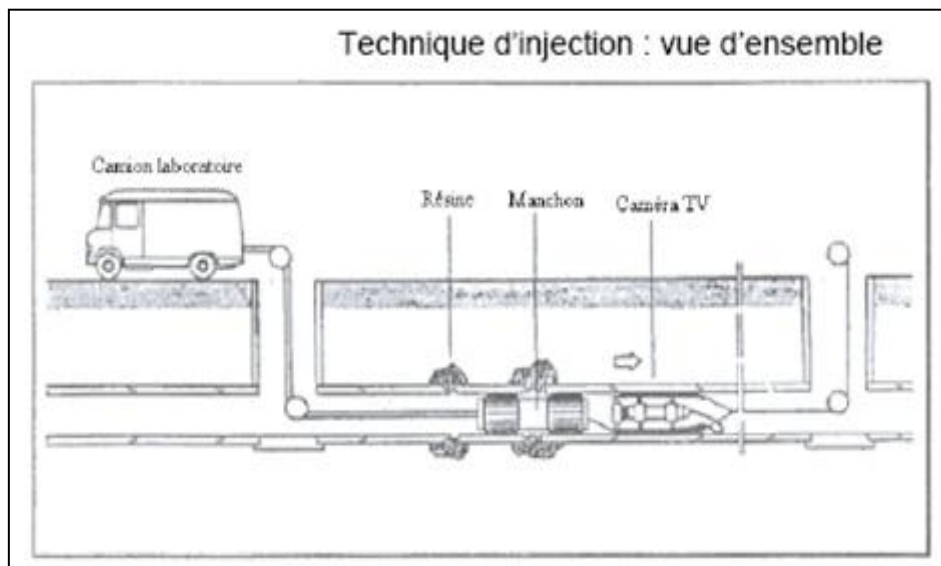


Figure 6: Technique d'injection (vue d'ensemble)

Opérations nécessaires :

⇒ Avant remise en eau :

- Nettoyage et curage de l'ancienne conduite, au préalable
- Contrôle du durcissement

⇒ Après remise en eau :

- Vigilance, après remise en eau, de la qualité (goût, résidus de matière, ...), procéder à des rinçages

Avantage :

- Cadence d'application élevée
- Grande compacité et forte résistance à la compression du mortier de ciment
- Passivation du métal due à l'alcalinité du mortier de ciment

Limite :

- Déconseillé pour les eaux de basse alcalinité et pour les eaux très douces
- Capacité hydraulique réduite dans les petites canalisations
- Difficile à mettre en œuvre pour les petits diamètres
- Limité à des tronçons ne comportant pas de ramification ni de branchement qui seraient obstrués par le mortier

Domaine d'application :

Les injections d'étanchement ont pour but de rétablir l'étanchéité du collecteur en supprimant ponctuellement les infiltrations ou exfiltrations d'eau entre le sous sol et le collecteur. Ainsi sont traitées localement la défaillance des joints, les fissures circulaires et les perforations de la canalisation.

Ces injections ne s'appliquent, ni aux fissures longitudinales des réseaux non visitables, ni aux défauts de masse et de surface (corrosion, abrasion, porosité...), Utilisée dans le cadre de la réhabilitation de collecteurs visitables (diamètre > 1200 mm) comme non visitables ($150 < \text{Diamètre} < 1200$ mm), cette technique est non structurante.

III.3.Fiche de diagnostique**Station de pompage de SP « Djébel Hallouf »****Les généraux**

Nom de la station de pompage : SP4

Adresse : Route de Bendjerah Guelma

Commune : Guelma

Maître d'ouvrage : DRE

Exploitant : ADE

Date de la visite : 10 / 04 / 2018

Accès au site :Présence d'une clôture autour de l'ouvrage : Oui : Non : Type : En dure

Hauteur : 5m

Présence d'un portail : Oui : Non : Fermé à clé : Oui : Non :

Hauteur : 2 m

Description des abords :Chemin d'accès est bien aménagé : Oui : Non : **Etat des abords :** Abords en bon état**Présence du réseau électrique :** Oui : Non : **Réseau téléphonique :** Oui : Non : **Présence d'équipements à l'extérieur de la station :** Oui : Non : Enterrés Sous regard

<u>Etat général du génie civil :</u> Extérieur	Bon	<input checked="" type="checkbox"/>	Moyen	<input type="checkbox"/>	Mauvais
Intérieur	Bon	<input type="checkbox"/>	Moyen	<input checked="" type="checkbox"/>	Mauvais
Sous la toiture	Bon	<input type="checkbox"/>	Moyen	<input checked="" type="checkbox"/>	Mauvais
Sur la toiture	Bon	<input type="checkbox"/>	Moyen	<input checked="" type="checkbox"/>	Mauvais

Enduits en mauvais état : Oui : Non : Présence de fissures : Oui : Non : Présence de ferrailles apparentes : Oui : Non : Revêtement d'étanchéité détérioré : Oui : Non : Absence de grilles de ventilation : Oui : Non : Grilles de ventilation en mauvais état : Oui : Non :

Présence d'infiltration d'eau	: Oui : x	Non :
Présence de fuite d'eau	: Oui :	Non : x
Présence de traces d'humidité	: Oui : x	Non :
Porte d'entrée en mauvais état	: Oui : x	Non :
Absence de fermeture à clé	: Oui : x	Non :
Moustiquaires endommagées	: Oui :	Non : x
Peintures en mauvais état	: Oui :	Non : x
Trappes en mauvais état	: Oui :	Non : x
Echelles en mauvais état	: Oui :	Non : x
Accès dangereux	: Oui : x	Non :
Présence de mouches	: Oui :	Non : x

Solutions

-Il faudrait réparer les fissures de l'ouvrage et refaire de la peinture.

-Il faudrait désinstaller le vieux portail pour installer une nouvelle porte d'entrée.

Dimension, unité et nature de l'ouvrage :

Réservoir circulaire en béton armé, hauteur de 5 m, diamètre de 20 m.

Avis : nous avons constaté des fissures de grande étendue et des détériorations des bétons.

Il est donc nécessaire de renforcer la sécurité par le biais de la consolidation entière de l'ouvrage.

III.4.Conclusion :

La réhabilitation des réseaux d'eau est la solution idéale pour restaurer l'esprit du réseau après les dommages et les déséquilibres. C'est aussi un bon moyen de gagner du temps et de l'argent.

IV.1.Introduction :

Ce chapitre est un aperçu général sur le réseau d'AEP de la ville de Guelma. Nous avons d'abord commencé par mentionner sa situation géographique et ces capacités hydrauliques, ensuite parler du système d'adduction et de distribution de ce réseau avec un historique de sa réalisation et ces caractéristiques hydraulique.

IV.2.Situation générale :

La ville de Guelma (figure IV.1), Elle est située à environ **520** kilomètres au Nord- Est d'Alger de la région des Aurès, à une altitude moyenne de 290 mètres. Le climat est très froid en hiver, sec en été, Sa population est de **147 357** habitants avec une superficie globale de **45000** m² La gestion de la distribution d'eau est assurée par l'Algérienne des Eaux (A.D.E) unité de Guelma.

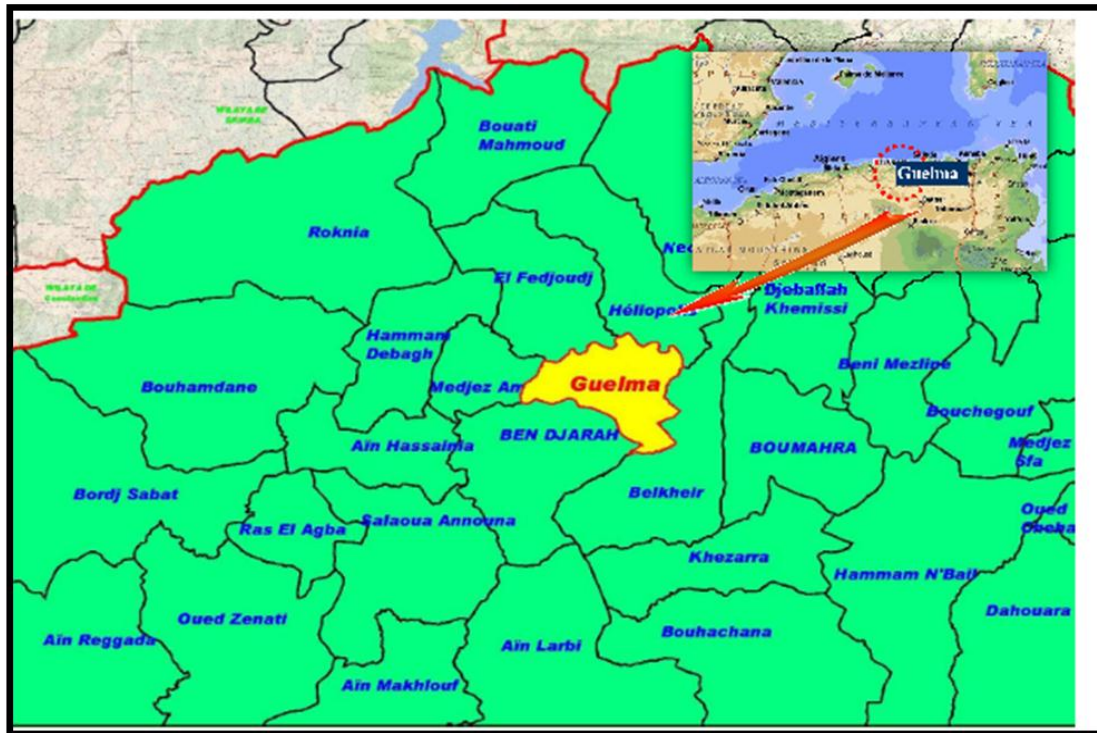


Figure 1: Localisation de la ville de Guelma

Le volume d'eau distribué s'élève à **8 963 997** m³/an. Les informations plus succinctes sont à regroupées dans le tableau (1).

Désignation	Valeur
Volume produit m ³ /an (total)	13040000
Volume distribuée m ³ /an	8963997
Volume facture m ³ /an	3816805
Dotation moyenne journalière (l/j/hbt) au volume distribué	168
Fréquence de distribution	10% H24, 60% Quotidien de 3 à 8h, 25% 1j/2 de 4 à 6h, 5% 1j/3 de 3 à 6h
Population desservie habitants	145884 à 150000hbt
Taux de fuite (en adduction)	31.26%
Taux de fuite (en distribution)	29.7%
Nombre d'abonnés au comptage	25676
Nombre d'abonnés au forfait	1347

Tableau (1) : Situation générale du système d'AEP de Guelma

Comme l'atteste le tableau (1), 1/3 de la superficie de la commune de Guelma est urbanisée, la densité moyenne de **3 049,33** hab / km², et le taux de concentration urbaine s'élève à **99%**.

Communes	Superficie km ²	Population en 2007	Densité habt/km ²	Taux de concentration urbaine%
Guelma	45,00	137220	3049,33	99.00

Tableau 1 : Densité de population et Concentration urbaine

La dotation journalière moyenne se situe entre **150** et **200** l/j/hab., et les pertes dans le réseau de distribution sont estimées à **20%**.

IV.3. Le réseau d'eau potable de la ville de Guelma :

IV.3.1. Système d'adduction :

La commune de Guelma est alimentée à partir du système de Station de traitement Hammam Débagh et des deux systèmes de forage (Hammam Bradaa et Oued Maiz) (voir figure (2)).

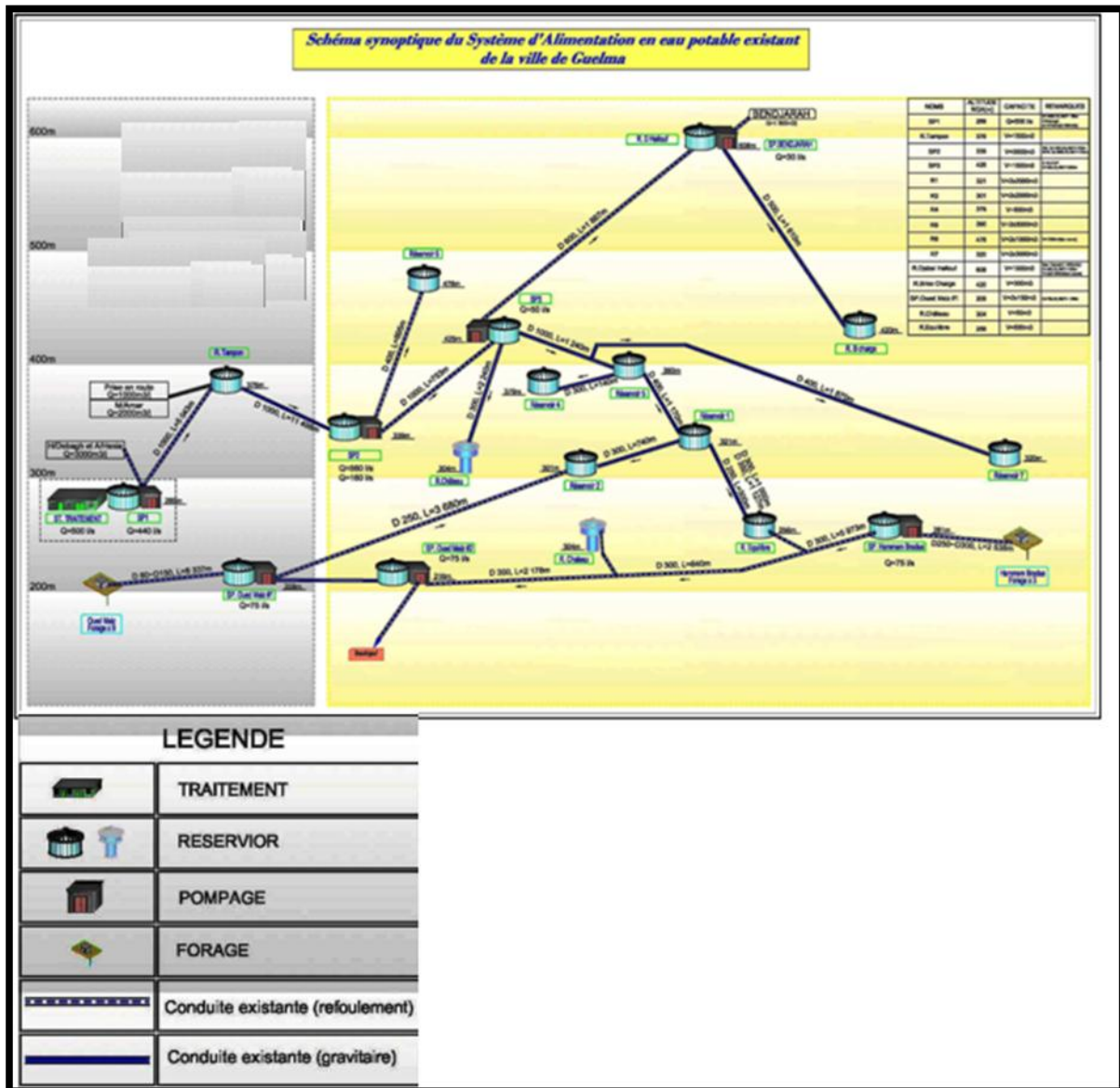


Figure 2: Schéma synoptique du système d'alimentation en eau potable de la ville de Guelma

L'eau produite à la station de traitement est transférée vers plusieurs réservoirs en passant des Stations de pompage et arrive aux abonnés par un écoulement gravitaire Figure (3).

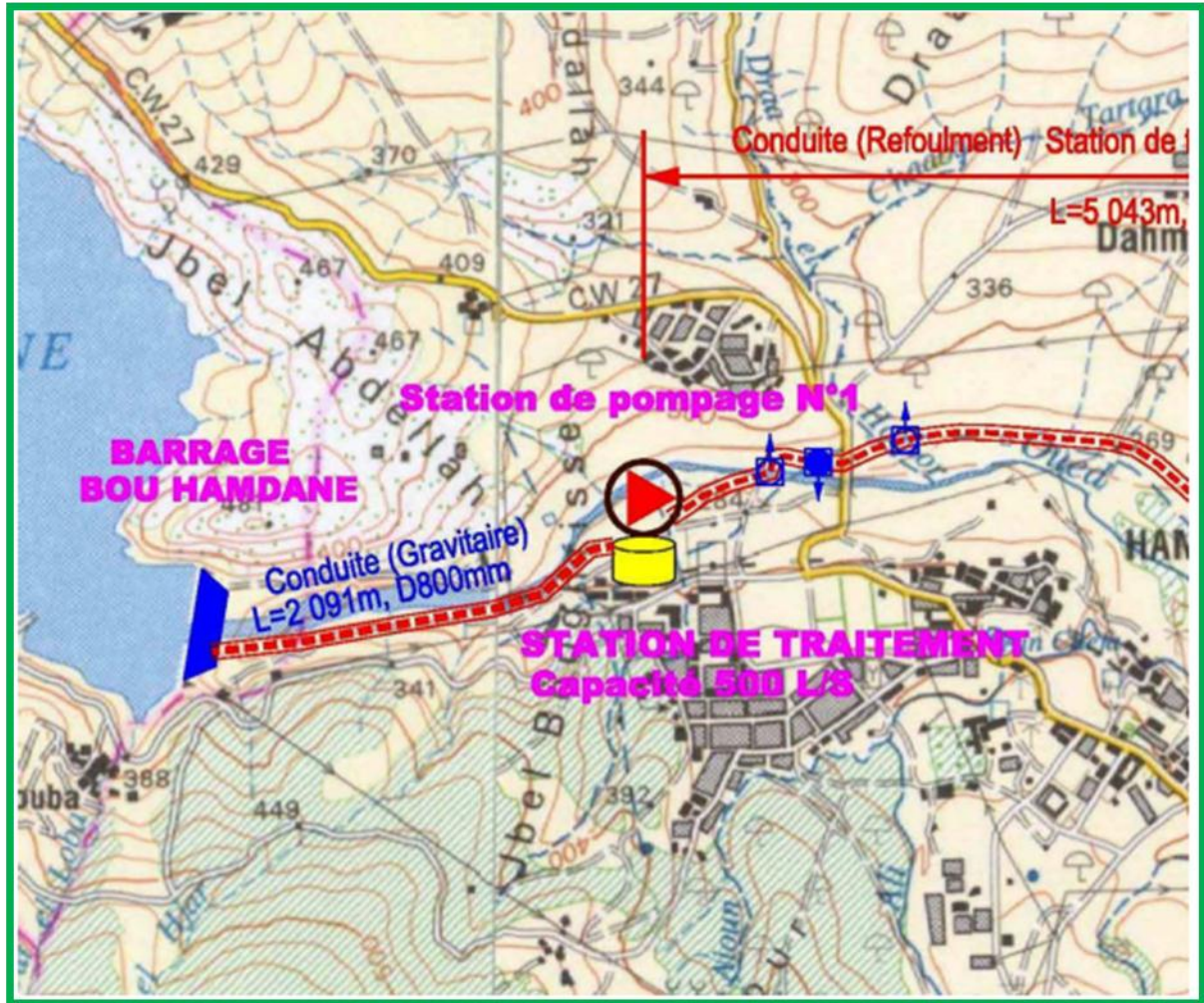


Figure 3 : Système d'adduction

D'autre part, l'eau produite à partir des deux forages de Hammam Bradaa et des **huit** forages d'Oued Maiz est distribuée aux zones nord-est de Guelma en passant la station de pompage d'Oued Maiz.

IV.3.2. Le réseau de distribution d'eau potable :

La surface de la commune de Guelma concernée par l'alimentation en eau potable est de l'ordre de **11 227** hectares. Le nombre d'abonnés est de **28 371**.

La longueur totale des conduites du système de distribution atteint environ **285 453** mètres. La plupart de conduites sont PVC. Le tableau (3) et les diagrammes de la figure (4) regroupent les différents diamètres et les types de matériaux des conduites du réseau de distribution.

Diamètre	Acier	Amiante	Fonte	Galvanise	PEHD	PVC	TOTAL
40	2040,1			1333.8	4690.8	5377.1	13441.8
50	1508,4				9561,4	14746,8	25816.6
63- 80	23,8		1015.0		17706,5	52461,7	71419.1
90 - 114				2468.9	8690,2	61252,7	72411.7
125					3099,8	10388,5	13488.3
140-180	3821,5	185,8	1388,5		1647,1	18139,5	25 182.5
200	2005,5	762,5	6052,5		1949,0	1541,4	12310.7
250	48,3	8883,7	5331,5		2747,8	190,7	17 202.0
300	231,6	4717,0	5776,6		1788,9		12514.0
350		1158,1					1158.1
400	9138,2		2003,3				11141.5
500	6078,9						6078.9
600			1911,3		124,3		2035,6
1000	1252.9						1252,9
TOTAL	26361,2	15707,1	23478,4	3802,7	52005,8	164098,5	285453,8

Table 3: diamètres et matériaux des conduites de distribution

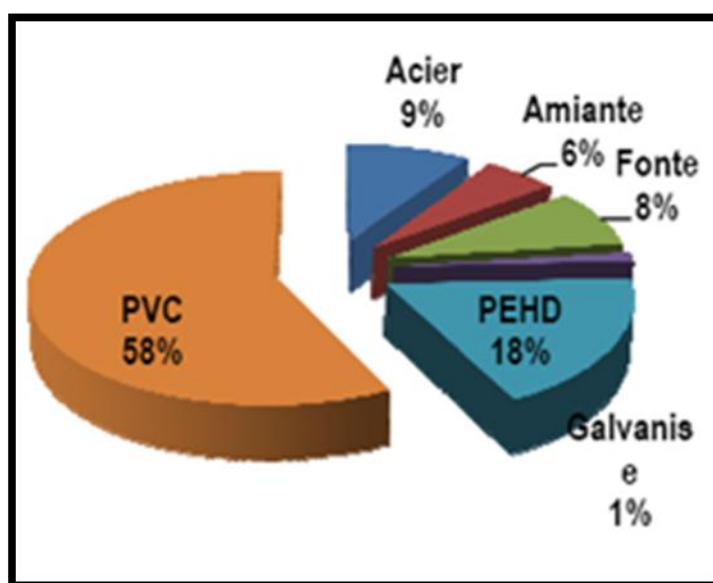


Figure 4: Pourcentage des conduites selon le matériau

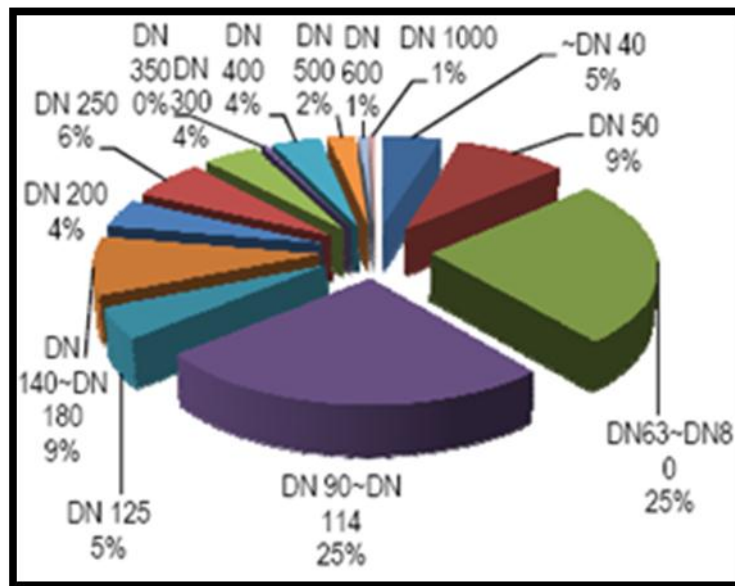


Figure 5: Pourcentage des conduites selon le diamètre

La figure suivante donne un aperçu sur la longueur des conduites selon les diamètres utilisés.

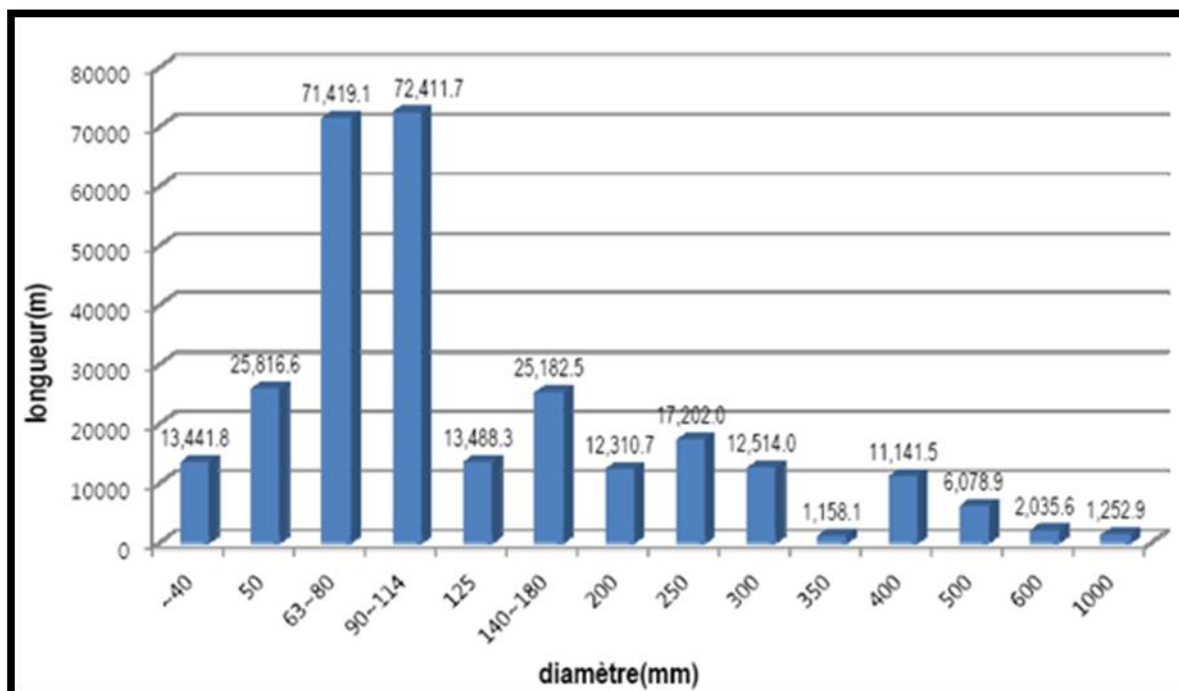


Figure 6 : longueur des conduites par diamètre

Le tableau (4) nous renseigne sur les longueurs des conduites et leurs années de pose correspondantes. On remarque que les conduites ayant un âge entre **10** et **20** ans sont les plus dominantes. Ces conduites totalisent une longueur de **138 465** mètres. Les conduites dont l'âge dépasse les **30** ans ont une longueur de **50 201** mètres

Année		Longueur (m)	
1960	Plus de 30 ans	5977,2	50 201,8
1982		40373,4	
1983		3851,2	
1984	Entre 20 ans et 30 ans	6960,6	21 202,2
1986		15,2	
1988		421,3	
1990		5433,6	
1992		3602,1	
1993		4769,3	
1994	Entre 10 ans et 20 ans	5560,3	138 465,2
1995		24371,8	
1996		17015,8	
1997		30 293,1	
1998		17 076,9	
1999		2733 ,5	
2000		27378	
2002		10 767	
2003		3268,9	
2004		5615,7	
2005		11 317,7	
2006		16 860,2	
2007		5722,4	
2008		4 396,5	
2009	5753,2		
2010	2609,7		
2012	9197,4		

2014		3194,6	75 584,6
2015		10917,2	
total		285 455,8	

Table 4: Longueur des conduites selon l'année de pose

Le nombre total des vannes est de l'ordre de **450**, parmi lesquelles on trouve **423** vannes de sectionnement. On compte également 16 poteaux d'incendie, 8 vannes de vidanges, **2** ventouses et **une** soupape de décharge. Le pourcentage des vannes visibles est de **68%** et celui des vannes couvertes est de **32 %**. A partir du tableau (IV .5), on constate que Les vannes de sectionnement arrivent en première position avec pourcentage avec **94%**, suivi des poteaux d'incendie avec **8%** de vannes de vidange avec **2**.

	Sectionnement	Vidange	Ventouse	Poteaux d'incendie	Soupape de décharge	TOTAL
VISIBLE	279	8	2	16	1	306
Couvert	144	-	-	-	-	144
total	423	8	2	16	1	450

Table 5: les vannes selon le type

La superficie de la zone de Guelma à alimenter en eau potable est de **11,4 km²** (**1 137 ha**), cette zone est alimentée en eau par l'intermédiaire **12** réservoirs (Tableau IV .6) depuis le couloir du barrage et des forages. La capacité totale de tous les réservoirs est de **36 650 m³** ;

R5 (**6 000 m³**) et R7 (**6 000 m³**) sont les réservoirs principaux.

Réservoirs	Types	Capacité (m ²)	Etat de l'ouvrage	Remarque
Bâche de SP3	Au sol	1500	Bon	En service
Réservoirs R2	Semi-enterré	2x2000	Dégradé	En service
Réservoirs R4	Semi –enterré	2 x 2000	Dégradé	En service
Réservoirs R5	Au sol	500	Dégradé	En service
Réservoirs R6	Au sol	2 x 3000	Moyen	En service
	Au sol	#1 – 1000	Moyen	En service
Réservoirs R7	Au Sol	#2 – 1000	Bon	Nouveau (hors Service)
Réservoirs R7	Au Sol	2 x 3000	Dégradé	Service
Réservoirs Djebel hall ouf	Semi-enterré	#1 - 1500	Bon	Service
	Au Sol	#2 -2 x 5000	Bon	Nouveau (hors service)
Réservoirs équilibre	Au Sol	500	Moyen	Service
Réservoirs brise charge	Au Sol	300	Moyen	Service
Réservoirs surélevé Bouzaoui (château)	Au sol	50	Dégrade	En service
Réservoirs st Oued Maiz	Au sol	2 X 150	Dégradé	En service
Total		36 650		

Table 6: Les réservoirs dans le système de distribution

*Comme illustré dans le tableau (IV 7), le système de distribution est composé par les 12 secteurs et 55 sous-secteurs.

Secteur	Nombre	Sous-secteur	Zone à alimenter	Superficie (m ²)	Nombre d'abonnés
Sp3	1	GUERGOUR 2	GUERGOUR	85 952	192
	2	BEN TBOULA AISSA	BEN TBOULA AISSA	13455	30
	3	Cite barra/HOPITAL OKBI	HOPITAL EL HAKIMOKBI CITE COOPERATIVE MAOUNA CITE BARRA LAKHDAR	100 29 1	356
	4	CITE CHAMP MANŒUVRE 02	CITE CHAMP MANŒUVRE	125 374	203
	5	CITE 26 COOPERATIVES	CITE 26 COOPERATIVES CITE 18 FEVRIER	287 83 6	465
	6	CITE KHALA	CITE KHALA RESIDENCE 100 LITS BOUHDID BELGACEM CITE DU PEUPLIER	190 61 3	677
	7	CITE 144 LOGEMENTS /54 COOPERATIVES	CITE 144 LOGEMENTS CITE 54 COOPERATIVES CITE ABDAOUI SALAH	244 007	867
	8	UNIVERSITE 08 MAI 1945	UNIVERSITE 08 MAI 1945	144 78 6	1
R7	9	CITE AGABI (R7)	CITE AGABI, CITE AGABI MOHAMED ECOLE OUMEDOUR EL MADANI	102 651	193
	10	CITE 08 MARS /WILAYA	CITE 08 MARS BUREAU DE LA WILAYA, CEM MOHAMED ABDU TECHNICUM CHAALAL MESSAOUD STADE ABDA ALI	283 306	532
	11	CITE DU LYCEE MAHMOUD BEB MAHMOUD	CITE DU LYCEE MAHMOUD BEB MAHMOUD CENTRE D'ARCHIVE SIEGE DE LA DARA	109 308	205

R6	12	CITE HADJ MBARAK SUPERIEUR	CITE HADJMBARAK CEM ZEGDOUBI TAHAR ECOLE HOUA BOUMEDENNE	275 685	884
	13	CITE AIN DEFLA/ CHENICHENE	CITE AIN DEFLA ZONE « ' A ' ' B', CITE CHENICHENE MOHAMED, CITE HERGA CITE FRERES	443 532	2260
	14	CITE CAPRA BOUNNAR/BASE VIE	CITE CAPRA BOUNNAR/BASE VIE	268 466	936
	15	CITE HAMLAOUI 1	CITE HAMLAOUI 1	154 364	239
	16	CITE HAMLAOUI 2/3	CITE HAMLAOUI 2/3	206 821	321
	17	CITE D.N.C	CITE D.N.C, CITE TAOUHRI AHMED, CITE MEGLTANI MOHAMED CHRIF	267 805	903
R5	18	CITE BENCHE GHAYEB/ BORDJIBA/SEDIKI	CITE BENCHEGHAYEB/BORDJ BA/SEDIKI	271 201	1,118
	19	CITE OUED MAIZ/ DOMAINE ZEGHOUDI/MAG HMOULI	CITE OUED MAIZ DOMAINE ZEGHDOUDI, MAGHMOULI	709 006	1, 619
	20	SOUS POS SUD	SOUS POS SUD	110 078	251
	21	CITE BEN AMAR/HADJ MBARAK	CITE BEN AMEUR CITEHADJ MBAREK	180 983	482
	22	CITE FENDUEL/ HADID HOCINE	CITE FENDJEL, CITE HADO HOCINE	180 049	849
	23	CITE ANNOUNA/ ABATTOIR	CITE ANNOUNA ABATTOIR	151 720	180
	24	COMPLEXE ADMINISTRATIF	COMPLEXE ADMINISTRATIF	46 654	124

	25	CITE GUEHDOUR TAHAR	CITE GUEHDOUR TAHAR CITE ZEGDOUDI LAAMIRI	343 479	1,148
	26	CITE CHAMP MANŒUVRE 01	CITE CHAMP MANŒUVRE	92 474	108
	27	CASERNE MILITAIRE	CASERNE MILITAIRE	219 642	1
	28	CITE C.N.E.P	CITE C.N.E.P, CITE AMLAR ABDERAHMANE	139 259	974
	29	177 LOTS	177 LOTS	112 782	301
	30	CITE BOURARA/ TOUAHRI AMAR	CITE BOURARA, CITE TOUAHRI AMAR	91 503	432
R4	31	POS SUD	POS SUD	254 371	2079
	32	CITE 19 JUIN	CITE 19 JUIN	148 089	172
	33	CITE 19 JUIN SUPERIEUR/ 93 LOTS	CITE 19 JUIN SUPERIEUR, 93 LOT	297 894	347
R2	34	CITE BON ACCUEILLE	CITE BON ACCUEILLE	95 223	152
	35	ANCIENNE CASERNE	ANCIENNE CASERNE, RESIDENCE, HABACHE AHMED CHERIF, SIEGE APC	97 221	116
	36	BOULEVARD SOUDANI BOUDEMAA	BOULEVARD SOUIDANI BOUDJEMAA, CEM ABANE RAMDANE, CITE FBG MEBARKI SAID	385 921	892
	37	THEATRE MUNICIPALE	THEATRE MUNICIPALE, TRESOR DE LA WILAYA	119 090	275
R1	38	POLICE /CLS	POLICE /CLS	29 839	100
	39	BPGM	BPGM	33 364	89
	40	POSTE EL KARMAT/ COUR	POSTE EL KARMAT, COUR SUPREME, COUR	48 950	164

		SUPREME	DE JUSTICE		
	42	MAISON DE JEUNE MAISON	MAISON DE JEUNE	6 187	21
DJEBEL HALOU F	43	FACULTE DES LANGUES	FACULTE DES LANGUES	255 464	69
	44	FACULTE SOUIDANI BOUDJEMAA	FACULTE SOUIDANANI BOUDJEMAA	169 491	4
R EQUILIBRE	45	CITE MEKHANECHA	CITE MEKHANECHA, CENTRE DJEABA KADDOUR	329 133	185
CHAT EAU	46	CITE GUERGOUR 1	LOTISSEMENT AIN GUERGUOUR	70 162	156
	47	LOTISSEMENT AIN DELFA 2	CITE AMIRI ABDELMADJID CITE BOUZAOUI TAHARAB, CITE BOUROUALEH, SUMANE, LOTISSEMENT AIN DEFLA 1 ET 2	211 709	472
	48	LOTISSEMENT AIN DEFLA 3	LOTISSEMENT AIN DEFLA 3 LYCEE BEN TBOULA AISSA, CENTRE SPECIALISE DE REEDUCATION	454 621	1,013
BRISE CHARGE	49	CITE 309 LOTS	CITE 309 LOTS	141 313	292
	50	CITE 1000 LOTS /200 LOTS/ 140 LOTS	CITE 1000 LOTS 200LOTS, 140 LOTS, CITE 260 LOTS, CITE 60 LOTS	418 443	866
OUED MAIZ	51	STADE SOUIDANI BOUDJEMAA	STADE SOUDANI BOUDJEMAA, CENTRE DENFONT	345043	194
	52	CITE AMIR ABDELKADER	CITER AMIRA	338378	1,389
	53	CITE FRERES RAHABI	CITE FRERES RAHABI	408860	1,678

	54	CITE SDA/STATION NAFTAL	CITE SDA STATION NAFTAL	66 791	83
	55	CITE AGABI (OUED MAIZ)	RADIO DE GUELMA CEM MMOUN ALI, CFPA MEDDDOUR ABDALHAK	85 144	135
TOTAL				112295 12	28371

Table 7: Superficie de sous-secteurs et nombre d'abonnés

Avec une capacité de 500 l/s, la station de traitement Hammam Debagh0, alimente la commune de Guelma passant par la saltation de pompage 1(SP1) ayant capacité de 440l/s. En outre, une extension de la station de traitement est en cours. Selon la prévision de la « DRE » de Guelma, les travaux d'extension seront achevés à la fin de l'année 2015. Avec cette extension la capacité de la station sera de l'ordre de 700 l/s (voir tableau IV .8).

Désignation de l'ouvrage	Capacité (l/s)		Remarque
	2014	2016	
Station de traitement existante de Hammam débagh	500	500	
Station de traitement en extension de Hammam Débagh	-	500	
TOTAL	500	1000	700l/s Guelma

Table 8: Estimation de le volume d'eau distribue de la ville de Guelma

Il existe **09** forages dans le système d'adduction d'Oued Maiz et il y a **03** forages dans le système d'adduction de Hammam Bradaa (Tableau 4.9).

Système D'adduction	désignation	Année de réalisation	Profondeur (m)	Débit (l/s)	HMT (m)	remarque	
OUED MAIZ	1	Puits	1948	67	4	80	
	2	Eucalyptus	1991	67	8	80	
	3	Tarha	1961	70	21	88	
	4	Ben kha naïf	2005	70	8	90	
	5	Noua der	1961	124	-	90	Hors service
	6	Rail	1948	60	7	80	
	7	Ex-sogedia	1973	48	9	100	
	8	BK1	1980	90	18	85	
	9	Bc2	2014		9		
	Sous total				84		
Hammam Bradaa	1	HB4	1974	177	45	59	
	2	Bouziboune3	1974	400	35	92	
	3	piscine	1974	177	-	59	Hors service
Sous total				80			
Total				164		75l/s Guelma	

Table 9: Liste des forages et leurs caractéristiques

IV.3.2.1. La quantité d'eau produite à partir du barrage et forages :

Selon les données, obtenues auprès de l'ADE de Guelma, la quantité moyenne mensuelle de production d'eau est de **1 114 279** m³/mois (Tableau IV .10), la moyenne journalière de la quantité d'eau provenant du barrage est de **34 000** m³/j, et celle à partir des forages est de **2 000** m³/j.

Mois	Volume mensuel de production					
	A partir du barrage		A partir des forages		Total	
	M3/mois	m3/j	m3/mois	m3/j	m3/mois	m3/j
10- 2013	1083 532	34953	62000	2000	1145532	36953
11-2013	1082126	36071	60000	2000	1142126	38071
12-2013	971 259	31331	62000	2000	1033259	33331
01-2014	1075620	340697	62000	2000	1137620	36 697
02-2014	933045	33 325	56000	2000	989 045	35 323
03-2014	942006	30387	62000	2000	1004006	32 387
04-2014	986439	32881	60000	2000	1046439	34881
05-2014	1023190	33006	62000	2000	108519	35006
06-2014	1106247	36875	60000	2000	1166247	38785
07-2014	1162695	37506	62000	2000	1224695	39506
08-2014	1143889	38130	60000	2000	1203889	40139
09-2014	1131305	36494	62000	2000	1193305	38494
Valeur minimale	933045	30387	62000	2000	989045	32387
Valeur maximale	1162695	38130	56000	2000	1224695	40130
Valeurs moyenne	1053446	34638	62000	2000	1114279	36638

Table 10: Quantité mensuelle produite

Selon les données sur le volume de production et d'alimentation en eau à partir des forages (10/2013~09/2014), **13, 3 millions** m³ d'eau sont produites et **9,7 millions** m³/an sont distribuées à travers les réservoirs. On remarque par conséquent une grande différence entre la quantité de produite et la quantité distribuée (tableau 4.11).

Tableau (11) : Confrontation des volumes mensuels de production et de distributions par les réservoirs

Mois	Volume mensuel de production			Distribution par les réservoirs
	A partir du Barrage	A partir des Forages	total	
10-2013	1083532	62000	1145532	903370
11-2013	1082126	60000	1 142126	780120
12-2013	971259	62000	1 033259	723 300
01-2014	1 075620	62000	1137620	831 690
02-2014	933045	56000	989045	738198
03-2014	942006	62000	1004006	853005
04-2014	986 439	60000	1046439	763900
05-2014	1023190	62000	1085 190	803046
06-2014	1106247	60 000	11 66247	824 685
07-2014	1162 695	62000	1224695	834027
08-2014	1131305	60000	1203889	856 800
09-2014	1131305	62000	1193305	859 180
Total (1an)	12641 353	730000	13371353	9771321
Valeur minimal	933045	56000	989045	723 300
Valeur maximale	1162695	62000	1224695	9030370
Valeur moyenne	10530446 (34638m3/j)	60 833 (2000m3/j)	1114279 (36 638m3/j)	814277 (26 769m3/j)

Table 11: Les volumes facturés

Les données figurant dans le tableau (12) sont obtenues auprès du Département commercial de l'ADE de Guelma. A partir de ce tableau on observe que le nombre total des abonnées est de l'ordre de **29 871**. La quantité totale annuelle de consommation d'eau est de l'ordre **3 573 029 m3/an**.

Nom de la commune	Guelma
Nombre d'abonnés	29871 abonnés et 4 grands abonnés
Période	2013/01 -2013/12
Consommation annuelle (m³/j)	3573 029 m ³ /an (31 secteur)
Consommation journalière (m³/j)	10 302 m ³ /j (31 secteur)

Table 12: Le volume comptabilisé

D'après le nouveau découpage opéré durant les dernières années, il a été obtenu 10 secteurs et 31 sous-secteurs. L'analyse des données (tableau 13) obtenues à l'issue de ce découpage nous indique que la plus grande consommation est observée dans le sous-secteur numéro 16 (CITE 19 JUIN / 26 COOPERATIVES), et ce avec une quantité de l'ordre de 640m³/j. Le plus grand nombre d'abonnés est observé dans le sous-secteur numéro 22 (CITE AIN DEFLA/CHENICHENE) avec **2 056** abonnés.

N°	Sous-secteur	Nombre d'abonnés	Consommation journalière (m ³ /j)
1	UNIVERSITE 08 MAIS 1945	4	176
2	POS SUD (basses terres)	21	3
3	CITE OUED MAIZ	1677	436
4	CITE CAPRA BOUNNAR/BASE VIE	1127	318
5	CITE HADJ MBARAK SUPERIEUR	1087	568
6	CITE D.N.C	814	209
7	CITE ADJABI / HERGA	1717	509
8	CITE 1000 / 309 / 200 / 140 LOTS	1919	397
9	LOTISSEMENT AIN DEFLA 2 et 3 / GUERGOUR	1245	320
10	CITE BENCHEGHAYEB /	1422	356

	BORDJIBA /SEDIKih		
11	RUE ANNOUNA	1188	526
12	CITE ABATTOIR / MOSTFA BEN BOULAID	850	305
13	BOULEVARD SOUIDANI BOUDJEMAA/LA GARE	1466	542
14	14 CITE BON ACCUEIL	496	187
15	CITE 19 JUIN EXTENTION /MILITAIR	899	332
16	CITE 19 JUIN / 26 COOPERATIVES	1246	646
17	CASERNE MILITAIRE	1	121
18	CITE HADJ MBARAK / ADJABI /ADJABI	508	203
19	19 CITE CNEP	654	120
20	CITE GUEHDOUR TAHAR / CHAMP MANŒUVRE	1802	495
21	21 CITE FENDJEL / BOURARA	1014	285
22	22 CITE AIN DEFLA/CHENICHENE	2056	563
23	CITE HAMLAOUI	531	135
24	CITE BARRA / KHALLA	1247	383
25	CITE 8 MARS / WILAYA / AGABI	914	273
26	FACULTE DES LANGUES	3	203
27	FACULTE SOUIDANI BOUDJEMAA	2	381
28	POS SUD (hautes	0	0

	plateaux)		
29	CITE MEKHANECHA	711	299
30	CITE FRERES RAHABI	1296	513
31	CITE AMIR ABDELKADER	1954	392

Table 13: Consommation par sous-secteur

La figure (7) illustre le nombre d'abonné par sous-secteur, et la figure (IV .6) donne le volume facturé par sous-secteur.

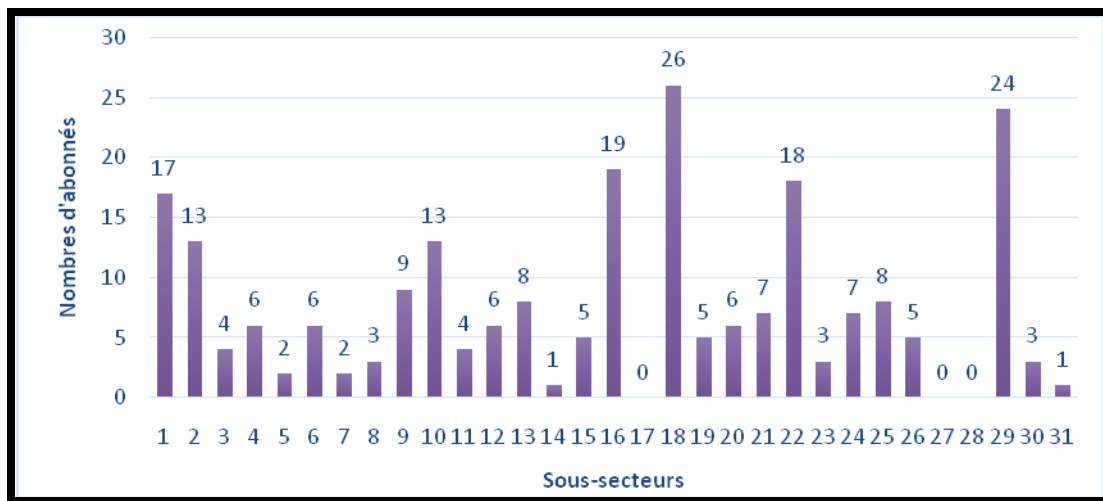


Figure 7 : Nombre d'abonné par sous-secteur

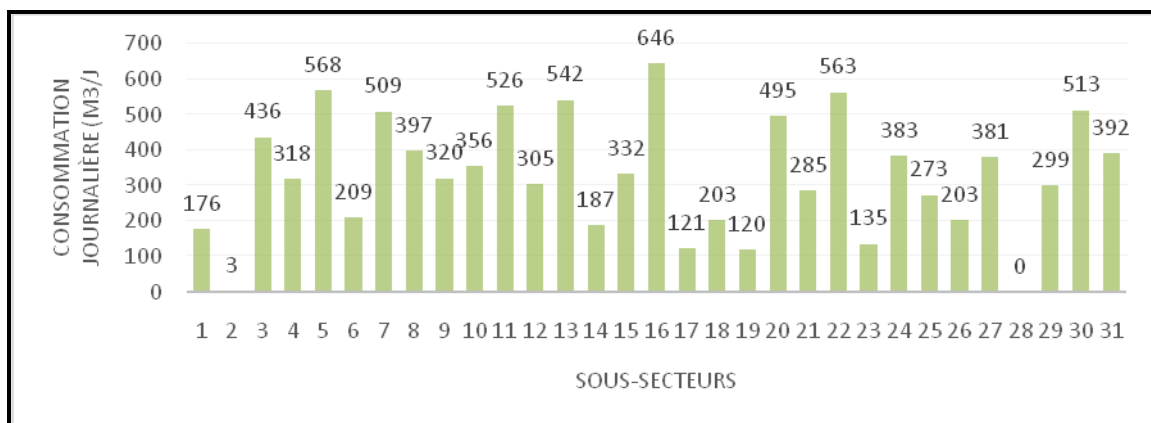


Figure 8 : Volume facturé par sous-secteur

IV.4.Conclusion :

Par conséquent, nous avons remarqué que la majorité des structures hydrauliques de la ville de Guelma notent que les détails et les données précises sont toujours absents dans la difficulté d'obtenir des informations pour plusieurs raisons différentes.

La zone du POS SUD étude du réseau

V.1.Introduction :

La nouvelle ville est l'expansion de la ville de Guelma vers le sud (**POS SUD**) au **Djebel Hallouf** est due à l'augmentation de la densité de la population et puisque l'établissement d'une **nouvelle ville** devait répondre aux besoins en eau potable, nous avons mené une étude statistique et hydraulique, qui a évalué la quantité d'eau nécessaire et déterminé la capacité de réservoir et le réseau d'eau approprié.

V .2.Description du réseau de la nouvelle ville (POS SUD) :

Le réseau de **POS SUD** est un réseau maillé et l'alimentation des abonnés de cette ville se fait par gravitation à partir d'un réservoir d'accumulation **R4**. Ce réservoir est d'une capacité de **1500 m³** situé à une altitude de **459 m**. Le réseau de **POS SUD** est de longueur principale de **6.44 km** et de **8.87 km** pour les conduites secondaires représentant alors une longueur totale de l'ordre de **15,31 km**.



Figure 1: la nouvelle ville (POS SUD)

La base du réseau est constituée de conduites en **PEHD** de diamètre compris entre **100** et **350 mm**. Cependant, les ramifications représentant environ la moitié du linéaire du réseau aussi elle est en **PEHD**.

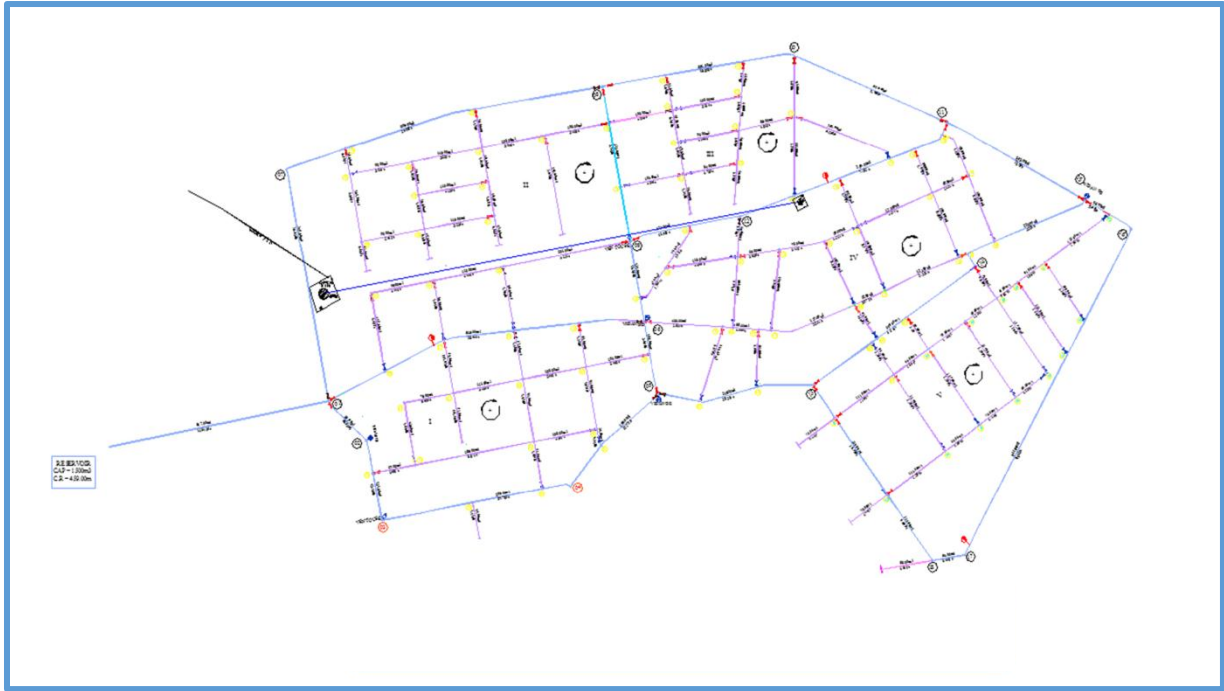


Figure 2 : les conduites principales et les ramifications

La figure 3 représente le réservoir qui alimente la nouvelle ville.



Figure 3 : Réservoir du POS SUD

Notre réseau se compose de 23 conduites principales y compris la conduite maitresse sans compter les ramifications et il contient 18 nœuds.

Les tableaux suivants présentent les caractéristiques des nœuds et tuyaux du réseau

Cond N°	Du Nœud	Au Nœud	L (m)	Ø (mm)	HWC
23	19	1	347,00	350	115
1	1	2	83,00	250	115
2	2	3	121,00	250	115
3	3	4	299,00	250	115
4	4	5	188,00	200	115
5	5	6	111,00	150	115
6	6	1	515,00	200	115
7	1	7	347,00	200	115
8	7	8	509,00	200	115
9	8	9	232,00	150	115
10	9	6	121,00	150	115
11	8	10	304,00	150	115
12	10	11	380,00	100	115
13	11	12	259,00	100	115
14	12	9	176,00	100	115
15	5	13	245,00	150	115
16	13	14	308,00	100	115
17	14	15	221,00	100	115
18	15	11	242,00	100	115
19	13	18	318,00	100	115
20	18	17	51,00	100	115
21	17	16	544,00	100	115
22	16	15	84,00	100	115

Tableau 1 : les caractéristiques des conduites principales

Nœud	1	2	3	4	5	6
Côte (m)	417,00	414,50	441,00	419,50	396,30	389,90
Nœud	7	8	9	10	11	12
Côte (m)	402,00	382,50	404,45	381,50	379,50	400,00
Nœud	13	14	15	16	17	18
Côte (m)	391,00	367,65	358,52	358,57	378,68	382,00
Nœud	19R	/	/	/	/	/
Côte (m)	459,00	/	/	/	/	/

Tableau 2 : les caractéristiques nœuds

Nous avons dans le tableau suivant les différents équipements de la ville (établissements : scolaires, administratifs, sanitaires, culturels et sportifs) et leur unité de dimension en fonction de leur débit.

Désignation des équipements	Surfaces (m ²) nbre de consommateurs	Besoin journalier
Equipements Scolaire		
(02) E.F 25L/j/ élève	360 élèves	9.00
(02) E.F 25L/j/ élève	360 élèves	9.00
(02) A.E.F 25L/j/ élève	360 élèves	9.00
(02) Lycée 25 L/j/ élève	800 élèves	40.00
Jardin d'enfants 5 L/j/ enfants	100 enfants	0.50
Université 6000 lits 35 L/j/ 35 L/j/ élève	6000 étudiants	210.00
Equipements Administratif		
Sûreté urbaine 5 L/j / empl.	1000m ²	5.00
Centre commercial intégrant PTT et agences 10 L/j/ empl.	8000m ²	80.00
Equipements Sanitaires		
Centre de santé 50 L/J/m ²	100 m ²	5.00
Polyclinique 50 L/J/m ²	100lits	5.00
Maternité 50 L/J/m ²	60lits	3.00
Equipements Culturelles et Sportifs		
(02) Maison de jeune 15 L/J	200places	6.00
Salle de sports 30 L/J/m ²	350sportifs	6.00
Salle omnisports 50 L/J/m ²	350sportifs	17.50
Centre culturel 20 L/J/m ²	100adherents	2.00

Tableau 3 : Les besoins en eau potable par équipements

V.3.L'étude d' «URBATECH»

Une étude se faire par le bureau d'étude " URBATECH" nous donne la note de calcul suivante :

Evaluation des besoins en eau :

Données de base :

1-Programme de logements :

Type d'habitat	Nbre de logements	Moy 6 personnes/logts
Collectifs	4254	25524
Individuel	625	3750

Tableau 4 : Programme de logements

Nombre de lots collectifs = 4254 lots

Nombre de lots individuels = 625 lots

Total \approx 5020 lots (intégré d'après le document du POS)

2) TOL = 6 Hab / Lots

Population = 5020 x 6 = 30120 Hab.

3) Dotation journalière = 200 l/j /Hab :

Note de calcul :

Besoin en eau par population :

Q moy / j Habitants :

$$Q \text{ moy} = 30120 \times 200 = 6024 \text{ m}^3/\text{j}$$

Besoin en eau par équipements :

Q moy / j (Habitant + Equipement) :

$$Q \text{ moy} = 6024 + 686.13 = 6710.13 \text{ m}^3/\text{j}$$

Calcul hydraulique :

Q pointes horaires (24 H) :

$$Q = \frac{6710.13 \times 1000}{86400} = 77.64 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{ph}}: 77.64 \times 1.5 = 116.46 \text{ l/s}$$

Q spécifique (linéaire) :

$$Q = \frac{116.46}{5658} = 0.020583 \text{ l/s/ml}$$

Dimensionnement de la conduite principale :

$$Q = V.S \text{ l/s}$$

Pour V = 0.9 m/s

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 350 \text{ mm}$$

Remarque :

Tous les calculs sont regroupés dans les tableaux suivants

Pos sud Guelma

Tableau du calcul hydraulique

Nb de conduites : **23**

Coefficient de pointe : **1**

Perte de charge max/km : **30**

Précision de calcul l/s : **0,005**

Le tableau n°=5 présente les résultats donnés par l'logiciel utilisé par le bureau d'étude « **URBATECH** ».

Ces résultats sont les caractéristiques de chaque conduite et leur débit et sa vitesse d'eau qui s'écoule entre eux puis la perte de charge jus qu'a la pression au sol.

Conduite	Ø (mm)	L (m)	Débit l/s	Pertes de charges		Vitesse m/s	CTN (m)		Côtes Piezométriques		Pression au sol	
				Unitaires	Totales		Amont	Aval	Amont	Aval	Amont	Aval
1	300	300,00	58,23	0,002203	0,660750	0,82	416,70	443,93	456,79	456,13	40,09	12,20
2	250	153,22	48,89	0,003844	0,588978	0,98	443,93	429,82	456,13	455,54	12,2	25,72
3	200	294,63	46,06	0,010706	3,154161	1,47	429,82	396,30	455,54	452,39	25,72	56,09
4	100	229,73	13,29	0,032671	7,505509	1,70	396,30	404,45	452,39	444,88	56,09	40,43
5	200	420,93	28,58	0,004212	1,772957	0,90	404,45	423,10	444,88	443,11	40,43	20,01
6	200	137,71	29,12	0,004089	0,563096	0,92	423,10	419,90	443,11	442,55	20,01	22,65
7	300	243,22	58,23	0,002203	0,535692	0,82	419,90	416,70	442,55	442,01	22,65	25,31
8	200	152,40	29,12	0,004089	0,623164	0,92	419,90	404,30	442,55	441,93	22,65	37,63
9	200	619,83	26,31	0,003784	2,345437	0,85	404,30	380,98	441,93	439,58	37,63	58,60
10	100	232,57	13,29	0,032671	7,598294	1,70	380,98	404,45	339,58	331,98	58,6	-72,47
11	150	304,52	14,85	0,005411	1,647758	0,85	380,98	380,65	339,58	337,93	72,47	-42,72
12	150	286,31	9,22	0,002552	0,730663	0,60	380,65	378,40	337,93	337,20	42,72	-41,20
13	100	380,76	10,23	0,019692	7,497926	1,30	378,40	399,60	337,20	329,70	41,2	-69,90
14	100	165,71	13,29	0,032671	5,413911	1,70	399,60	404,45	329,70	324,29	80,16	-80,16
15	100	221,08	7,12	0,009930	2,195324	0,90	378,40	358,52	337,20	335,00	41,2	-23,52
16	150	239,82	14,82	0,004611	1,105810	0,82	358,52	367,52	335,00	333,89	23,52	-33,63
17	150	296,90	20,3	0,009487	2,816690	1,15	367,52	389,80	333,89	331,07	33,63	-58,73
18	200	276,23	40,61	0,008424	2,326962	1,30	389,80	396,30	331,07	328,74	58,73	-67,56
19	100	85,14	13,43	0,003267	0,278161	1,70	358,52	358,57	335,00	334,72	23,52	-23,85
20	100	558,28	10,91	0,022637	12,637784	1,40	358,57	378,68	334,72	322,08	23,85	-56,60
21	150	134,20	13,49	0,004289	0,575584	0,75	378,68	387,90	322,08	321,50	56,6	-66,40
22	150	373,85	20,31	0,009487	3,546715	1,15	387,90	389,80	321,50	317,95	66,4	-71,85
23	350	334,67	116,46	0,003696	1,236940	1,22	459,00	416,70	459,00	457,76	0	40,09

Tableau 5 : les résultats de l'étude

V.3.1. Analyse et Interprétation des résultats

Analyse du tableau :

On peut voir dans ce tableau que les vitesses sont comprises entre 0.60 m/s et 1.70 m/s.

D'autre part les pressions au sol sont comprises entre 12.20 mce et 80.16 mce.

Interprétation des résultats

Les vitesses sont acceptables car elles sont dans l'intervalle approprié.

Les pressions sont acceptables sauf qu'ils dépassent 40 mce à cause de la cote du radier du réservoir qui s'élève de hauteur de 80 m par rapport au point le plus bas de la ville.

Nœud	Débit (l/s)	Côte (m)	HGL (m)	Pression (m)
19R	116,46	459,00	459,00	0,00
1	9,73	417,00	57,26	40,23
2	2,10	414,50	456,90	42,37
3	4,32	441,00	456,42	15,38
4	5,01	419,50	455,44	35,91
5	5,66	396,30	454,03	57,70
6	7,68	389,90	454,05	64,12
7	8,81	402,00	454,67	52,63
8	10,76	382,50	452,53	70,00
9	5,44	404,45	452,59	48,11
10	7,04	381,50	450,14	68,61
11	9,06	379,50	442,93	63,40
12	4,47	400,00	446,62	46,59
13	8,97	391,00	448,03	57,00
14	5,45	367,65	440,86	73,18
15	5,63	358,52	439,72	81,17
16	6,46	358,57	438,95	80,35
17	6,13	378,68	439,01	60,31
18	3,80	382,00	439,60	57,58

Tableau 6 : Les débits et les pressions nodales

V.4. Conclusion :

Nous sommes discutés dans ce chapitre d'un bref résumé sur la nouvelle ville, puis nous citons l'étude réalisé par **URBATECH**, enfin nous avons analysé et interprété ces résultats.

Et nous trouvons qu'ils sont confondus aux normes hydrauliques.

VI.1.Introduction :**Aperçu sur la modélisation du réseau de distribution :**

L'analyse hydraulique du réseau de distribution consiste à proposer une orientation pour la maintenance efficace, le contrôle des débits et des pressions à l'intérieur du réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la mise en place d'un système permettant une alimentation raisonnable en eau et la satisfaction des besoins futurs. Pour y parvenir, il est nécessaire de réaliser un modèle hydraulique sur la base des données relatives à l'état actuel des conduites et aux interventions de maintenance enregistrées auparavant. Le modèle hydraulique signifie un modèle permettant l'analyse du comportement hydraulique de l'ensemble du système à partir des réservoirs jusqu'aux branchements des particuliers. La modélisation du réseau se compose de deux phases :

- l'analyse des données de base concernant l'état actuel,
- l'analyse de ces données à travers les logiciels.

Auparavant, la modélisation du réseau n'a été exploitée que pour l'étude du réseau, aujourd'hui, elle est également utilisée en vue de l'analyse du taux de facturation d'eau et du fonctionnement efficace des installations. Afin d'atteindre ces objectifs, il est indispensable de tenir compte des données diverses concernant le fonctionnement du réseau, la pression d'eau réelle du système de réseau, le niveau d'eau du réservoir et le volume d'eau utilisé par les abonnés afin d'étalonner un modèle en comparaison avec l'état réel du site.

VI.2.Objectif de la modélisation du réseau d'AEP :

- _ Accroissement de la facturation d'eau
- _ Prise de décision permettant de gérer le réseau de façon optimale
- _ Contrôle de la pression d'eau et de la vitesse de débit
- _ Création d'un système de sectorisation permettant d'éviter les fuites d'eau
- _ Fonctionnement optimal des pompes
- _ Gestion adéquate des installations de stockage comme les réservoirs
- _ Détermination du diamètre des nouvelles conduites

VI.3.Modélisation des réseaux d'AEP :**VI.3.1.Définition :**

La modélisation est une représentation logique et mathématique du comportement du système réel dans un contexte donnée et une problématique donnée, le modèle prend dans la majorité des cas la forme d'une série d'hypothèse concernant le fonctionnement du système et qui sont exprimés à l'aide de relations mathématiques, logiques ou symboliques entre les entités.

Ces modèles sont dite analytiques. Lorsque le système est assez complexe à modéliser de manière analytique, les praticiens utilisent un modèle descriptif qui détaille les différents évènements et actions décrivant son comportement.

VI.3.2.Modélisation des réseaux d'AEP :

Pour décrire la réalité complexe de l'hydraulique et de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé, depuis trente ans. Cet effort a été grandement favorisé par le développement des moyens informatiques.

La modélisation constitue une démarche d'investigation non destructive, lorsqu'elle est menée dans de bonnes conditions permet : Dans le cadre d'une étude diagnostique, de connaître le fonctionnement hydraulique du réseau en situation actuelle et prochaine, afin de déterminer ses points faibles et de planifier les renforcements nécessaires à court terme ; de coordonner et valider, par les responsables de la distribution, les petits travaux en vérifiant l'adéquation et la consistance.

Du point de vue de l'exploitation, d'étudier les situations critiques liées à l'indisponibilité d'une ressource, d'ouvrages de pompage ou de stockage, ou d'une canalisation maîtresse, ou de rechercher les dispositions les mieux adaptées pour parvenir à un contrôle adéquat de la pression de distribution tout en réduisant les coûts d'exploitation.

D'autre part, de concevoir, dimensionner et planifier les aménagements rendus nécessaires par l'évolution des consommations ou de la réglementation en matière de sécurité.

VI.3.3.Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP :

De nos jours, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus, les gestionnaires des réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la qualité de l'eau distribuée. Actuellement, il existe plusieurs logiciels pour la modélisation et la gestion des eaux, parmi ces logiciels on peut citer : Epanet, water CAD, Pico, Porteau...Etc.

VI.3.4.Intérêts de la modélisation des réseaux d'AEP :

La modélisation des données est une étape fondamentale dans la conception des bases des donnée qui seront utiles pour la gestion du réseau d'eau potable elle permet de traduire le monde réel par toute sa complexité, et par des structures de données.

Elle a pour objet d'abstraire la réalité en mettant l'emphase sur les phénomènes d'intérêt et en éliminant ce qui ne concerne pas l'objectif poursuivi ce qui permet :

❖ **Du point de vue hydraulique :**

Connaitre le fonctionnement hydraulique du réseau sur les déférant horizon actuelle et future et aussi d'estimer les besoins en renforcement et en extension du réseau enter mes d'infrastructure .D'obtenir une vision du fonctionnement du réseau en toute condition au degré de précision désiré. Permet de déterminer les défaillances et les points noirs non apparents sur notre réseau qui serait la base pour l'établissement des plannings de gestion et de renforcement à court et long termes. Harid Ali et Raim Alaa Eddine (2017)

❖ **Du point de vue économique :**

Coté exploitation, elle permet d'étudier les situations critiques liées à l'indisponibilité des ressources, d'ouvrages de stockages ou de pompages ou d'une canalisation maitresse, ou de rechercher les dépositions les mieux adaptées pour les couts d'exploitation .Un outil d'aide à la décision pour l'établissement des programmes de d'développement durable et des projets de mobilisation à l'échelle sectorielle

❖ **Du point de vue sécurité :**

Elle permet d'intervenir plus rapidement, et limiter les dégâts qui peuvent être rencontré en cas d'incendier ou de contamination. .Elle permet aussi de classer, d'identifier les zones selon leurs degrés de risque, et de planifier les méthodes d'intervention à l'avance. D'autre part de concevoir, de dimensionner, et planifier les aménagements rendus nécessaires par l'évolution des consommations ou de réglementation en matière de sécurité .

Les modèles :

Les modèles mathématiques, d'une façon très générale, sont constitués - D'un ensemble de variables, choisies pour représenter l'objet étudié ; D'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables, choisies pour représenter son fonctionnement.

Ces relations, qui doivent permettre de calculer les variables de sortie en fonction des variables d'entrée, font aussi intervenir d'autres paramètres. Cette imitation recouvre deux fonctions essentielles, complémentaires et indispensables :

L'une de représentation simplifiée de la réalité, perçue d'un certain point de vue par le modélisateur, à travers un filtre conceptuel : un modèle est donc une interprétation et non simple reproduction,

L'autre, d'instrument d'étude de cette réalité, conçu pour répondre à un certain objectif guidant l'ensemble des choix faits au cours de la modélisation : un modèle est donc aussi une représentation orientée et sélective. D'où le caractère doublement relatif d'un

modèle, qui dépend tout à la fois de la justesse des Conceptions et hypothèses sur lesquelles il repose et de l'objectif poursuivi. Ainsi, il est nécessaire, bien que cela soit trop souvent oublié, d'explicitier clairement les objectifs poursuivis, les choix, hypothèses et approximations de l'outil, et enfin, définir si c'est possible, les limites de son domaine de validité et donc définir son champ d'application.

VI.4. Le logiciel Epanet

Le logiciel Epanet est un logiciel de modélisation d'écoulements hydrauliques dans les réseaux d'eau potable. Créé aux Etats unis, il existe également en version française suite à une initiative de la Compagnie Générale des Eaux. Ce logiciel disponible gratuitement sur le net est d'une efficacité et d'une précision comparables à celles des autres logiciels de modélisation. En deuxième partie, je traiterai plus spécifiquement des particularités du logiciel.

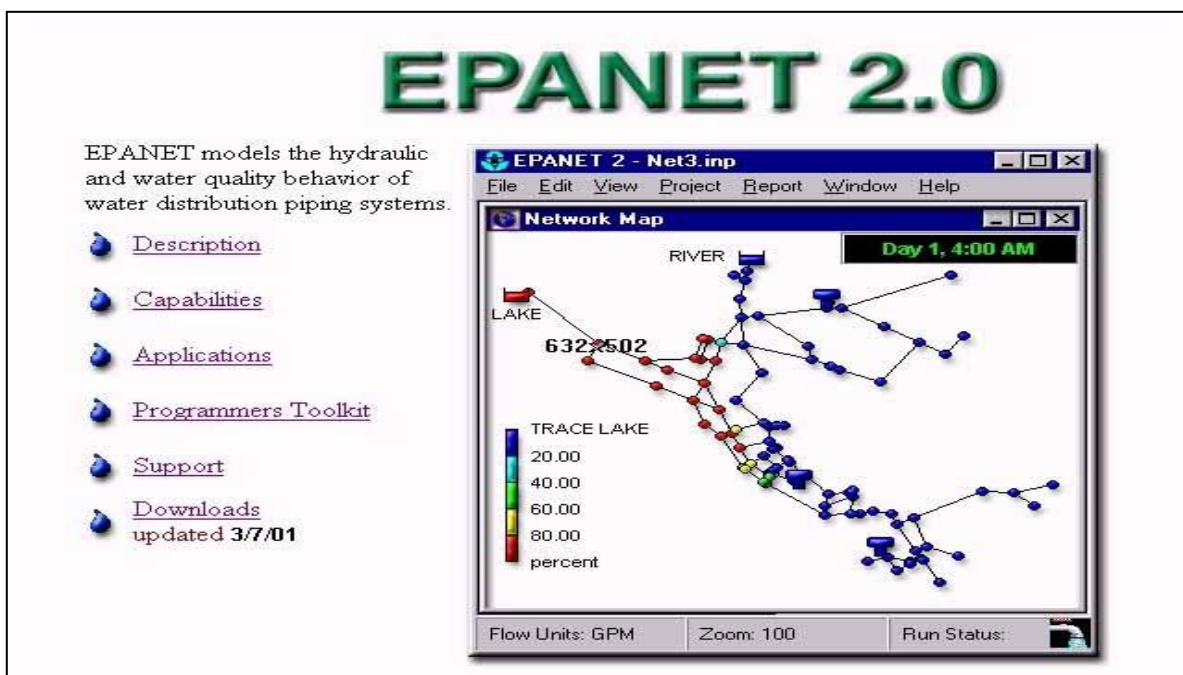


Figure 1: Model de réseau simulé par Epanet

VI.5. La modélisation du réseau sur le logiciel Epanet :

VI.5.1. Historique :

Le logiciel Epanet est né suite à une initiative du Congrès des Etats-Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les

écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable. Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les Sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser.

VI.5.2.Potentialités du logiciel :

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges (voir paragraphe suivant), il inclut les différentes pertes de charge singulières et modélise les pompes à vitesse fixe et variable. En résumé,

Le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants:

- Régulation des pressions dans le réseau.
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire.
- Dimensionnement de réseaux.
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau.

Le logiciel présente également un module qualité qui permet de calculer les concentrations en substances chimiques, les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau. Il permet également de suivre l'origine de l'eau. L'utilisation de ce module qualité nécessite un calage hydraulique préalable.

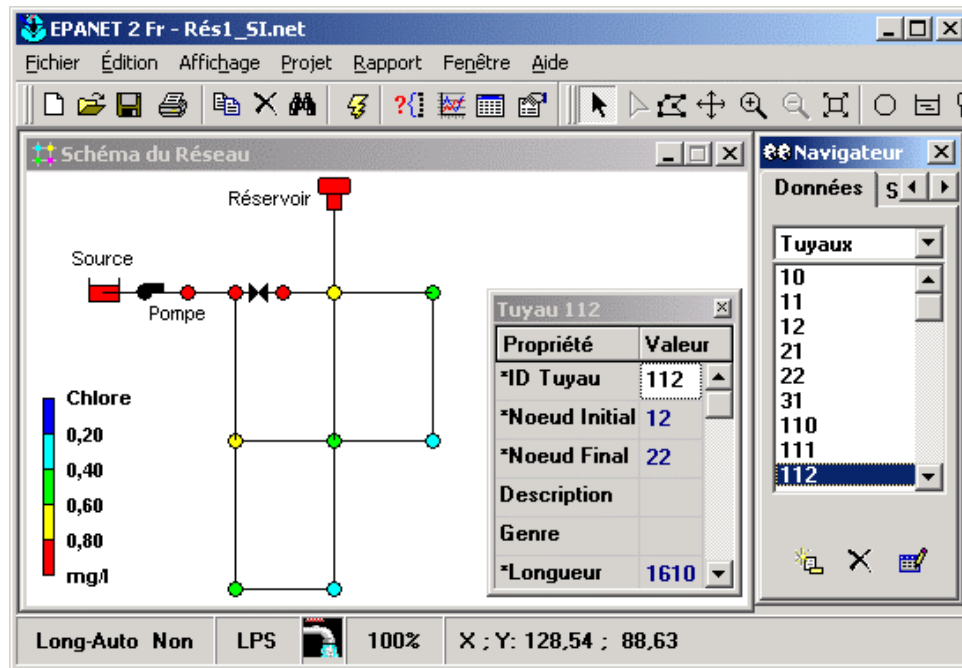


Figure 2 : Exemple de simulation par Epanet

VI.5.3.Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel :

VI.5.3.1.Les lois de base du calcul:

Les lois des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quelque soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

La loi des mailles dit, quant à elle, que la différence de charges H (égale à la somme de la pression et de la côte au sol au point considéré) entre deux noeuds est égale à la perte de charge entre ces noeuds (voir figure 4 ci-dessous).

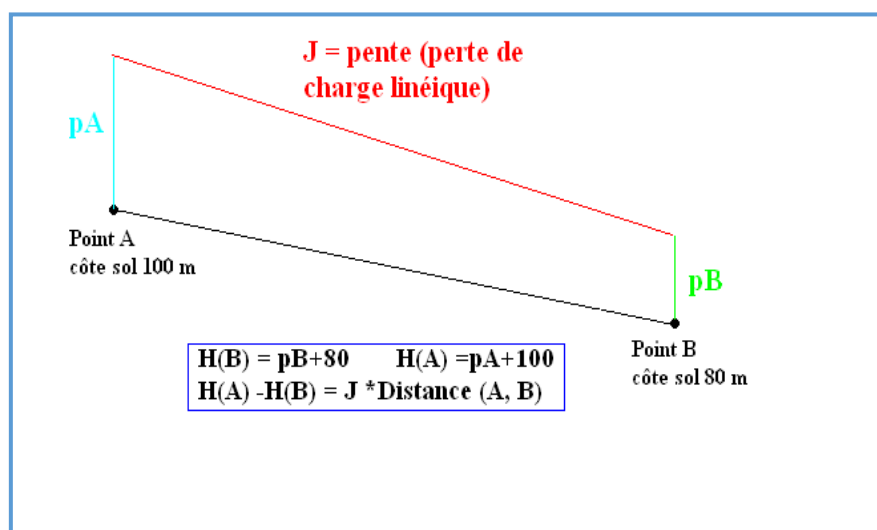


Figure 3 : Schéma illustratif de la loi des mailles dans un réseau d'eau potable

Cependant, pour pouvoir obtenir les charges et débits pour chaque nœud et chaque tronçon, il est nécessaire que certains débits et certaines charges soient préalablement connus. Il s'agit des nœuds à charge fixée (réservoirs, bâches) qui imposent la charge de départ et ainsi permet le calcul de la charge à chaque nœud de proche en proche. Il s'agit aussi des nœuds à débit fixé (définition des demandes à chaque nœud) qui permettent de connaître les débits dans les tronçons satisfaisants cette demande. Enfin, l'écoulement se fait du nœud ayant la charge la plus élevée vers le nœud ayant un potentiel de charge moins important.

Le calcul des débits et des charges est lié et ne peut se faire indépendamment. Dès lors, il est nécessaire de connaître l'une ou l'autre des données à chaque nœud pour permettre l'aboutissement du calcul

VI.5.3.2. Le calcul des pertes de charges :

VI.5.3.2.1. Le calcul des pertes de charge linéaires:

Le calcul des pertes de charges linéaires sur le logiciel peut se faire par le biais de trois formules différentes (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning). La formule de Hazen-Williams est fortement utilisée aux Etats-Unis et présente la particularité de n'être utilisable que pour l'eau et de n'avoir été développée à la base que pour les écoulements turbulents. La formule de Chezy-Manning est plus souvent utilisée pour les canaux à découvert et pour les grands diamètres. J'ai choisi d'utiliser la formule de Darcy Weisbach qui est la plus utilisée en Europe et qui traite les écoulements de tout type et pour tout liquide.

Les trois formules utilisent l'équation suivante pour calculer les pertes de charge dans chaque tronçon. :

$$h = A q^B$$

Ou : $H_L = R Q^n$

Avec h la perte charge en unités de longueur, A le coefficient de résistance, q le débit et B l'exposant du débit .

Les coefficients A et B varient suivant les formules. Pour la formule de Darcy Weisbach

$$A = 0,0827 * \lambda * d * q^2 * d^{-5} * L$$

Avec L longueur en m du tronçon, d diamètre du tuyau en m, q débit en m³/s et λ : coefficient des pertes charges linéaire.

La rugosité correspond à la hauteur des aspérités à la surface de la paroi intérieure d'une canalisation. Plus cette rugosité est importante, plus la perte de charge croît. La

rugosité, représentative de l'état intérieur d'une conduite, croît selon la nature de la canalisation (fonte plus rugueuse que le PEHD) et avec l'âge de la canalisation

VI.5.3.2.2. Le calcul des pertes de charges singulières:

Les pertes de charges singulières représentent la présence ponctuelle d'un obstacle à l'écoulement (vanne partiellement ou totalement ouverte, coude, té ou obstacle non identifié). La formule utilisée est la suivante :

$$H = \xi v^2 / 2g$$

Avec v vitesses de l'écoulement en m/s, ξ coefficient de perte de charges singulières et g l'accélération de la pesanteur en $m.s^{-2}$.

Le coefficient ξ définit la nature de l'obstacle. A titre d'exemple, on affecte un coefficient de perte de charge singulière de 10 pour une vanne à boule entièrement ouverte et 2,5 pour un clapet anti-retour.

VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la modélisation des réseaux d'alimentation en eau potable du point de vue théorique tout en utilisant les équations qui régissent les lois hydrauliques, ainsi que l'utilisation du logiciel Epanet en tant que outil de modélisation des réseaux.

VII.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons importé le plan du réseau d'eau potable du logiciel AutoCAD et l'avons entré dans le programme Epanet. Dans cette étude, nous avons adopté les valeurs initiales développées par le Bureau d' Etude 'URBATECH' comme (les longueurs des conduites, les diamètres, les débits nécessaires y compris le débit à l'horizon, les hauteurs des nœuds, la perte de charge ...etc.).

Après avoir saisi ces informations dans l'Epanet, nous avons simulé et extrait les résultats, les analysés et interprétés, enfin nous nous avons suggéré des solutions appropriées en cas de problèmes.

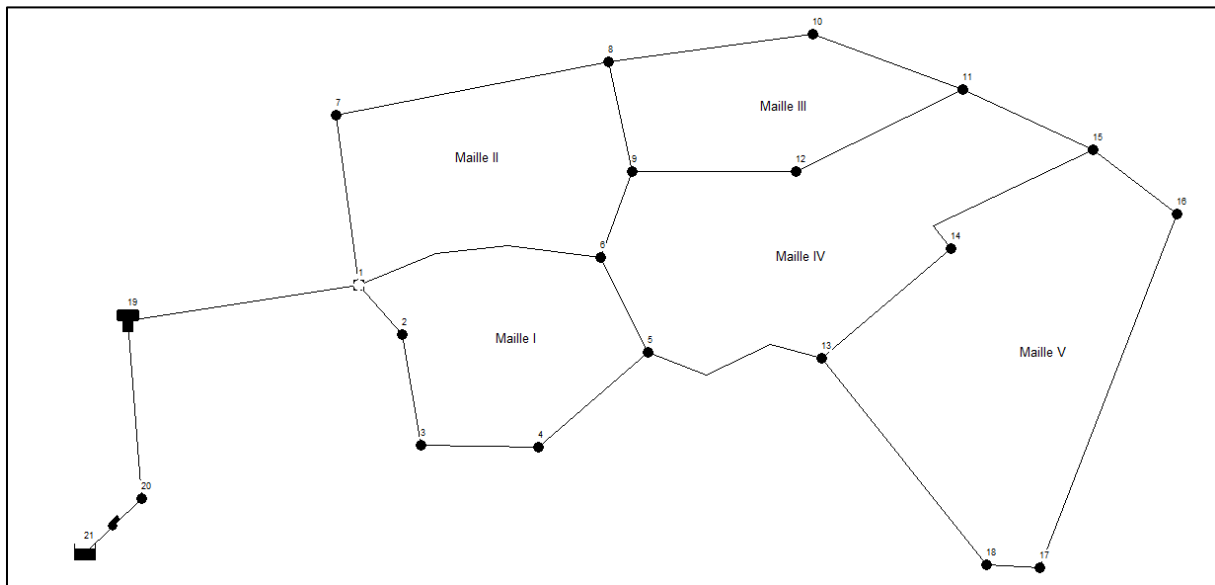
VII.2.Description du réseau de la nouvelle ville (POS SUD)

Figure 1 : Schéma du réseau principal

Le réseau de **POS SUD** est un réseau maillé, il se compose de **5** mailles et de **23** tronçons (**22** conduites pour la distribution et **une** conduite d'adduction), et il contient **19** nœuds y compris **un** nœud d'adduction. La station de traitement du barrage de Hammam Dbagh assure le remplissage de réservoir **SP4** à l'aide d'une station pompante.

L'alimentation des abonnés de cette ville se fait par gravitation à partir de ce réservoir d'accumulation, qui a une capacité de **1500 m³** et situé à une altitude de **459 m**. Le réseau de **POS SUD** est de longueur principale de **6,44 km** et de **8,87 km** pour les conduites secondaires représentant alors une longueur totale de réseau de l'ordre de **15,31 km**.

Le **POS SUD** couvre une superficie totale de **1,5 km²**. La base du réseau est constituée de conduites en PEHD de diamètre compris entre **100 mm** et **350 mm**.

VII.2.1.Description des nœuds :

ID Noeud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)
Noeud 1	417,00	9,73
Noeud 2	414,50	2,10
Noeud 3	441,00	4,32
Noeud 4	419,50	5,01
Noeud 5	396,30	5,66
Noeud 6	389,90	7,68
Noeud 7	402,00	8,81
Noeud 8	382,50	10,76
Noeud 9	404,45	5,44
Noeud 10	381,50	7,04
Noeud 11	379,50	9,06
Noeud 12	400,00	4,47
Noeud 13	391,00	8,97
Noeud 14	367,65	5,45
Noeud 15	358,52	5,63
Noeud 16	358,57	6,46
Noeud 17	378,68	6,13
Noeud 18	382,00	3,80
Noeud 19	359,00	0,00
Bâche 20	350,00	Sans Valeur
Réservoir 19	459	Sans Valeur

Tableau 1 : État des Nœuds du Réseau

Notons la présence de 18 nœuds dans la distribution, le nœud 1 est le plus élevé **441m** tandis que le nœud **15** est le plus bas avec une altitude de **358,52m**.

Donc, on obtient une différence d'altitude d'auteur de **82,48 m**.

VII.2.2. Description des tuyaux :

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HWC)
Tuyau 1	83	250	115
Tuyau 2	121	250	115
Tuyau 3	299	250	115
Tuyau 4	188	200	115
Tuyau 5	111	150	115
Tuyau 6	515	200	115
Tuyau 7	347	200	115
Tuyau 8	509	200	115
Tuyau 9	232	150	115
Tuyau 10	121	150	115
Tuyau 11	304	150	115
Tuyau 12	380	100	115
Tuyau 13	259	100	115
Tuyau 14	176	100	115
Tuyau 15	245	150	115
Tuyau 16	308	100	115
Tuyau 17	221	100	115
Tuyau 18	242	100	115
Tuyau 19	318	100	115
Tuyau 20	51	100	115
Tuyau 21	544	100	115
Tuyau 22	84	100	115
Tuyau 23	347	350	115
Tuyau 24	20000	400	115

Tableau 2: État des Arcs du Réseau

On remarque qu'il existe 22 conduites de distribution et une conduite pour l'adduction, il y a une conduite maitresse de grande longueur (**20 km**), et les autres comprises entre 83m et 515m ($83 \text{ m} \leq L \leq 515 \text{ m}$).

VII.3.La simulation par Epanet :

Le résultat de la simulation par logiciel Epanet a donné le résultat suivant :

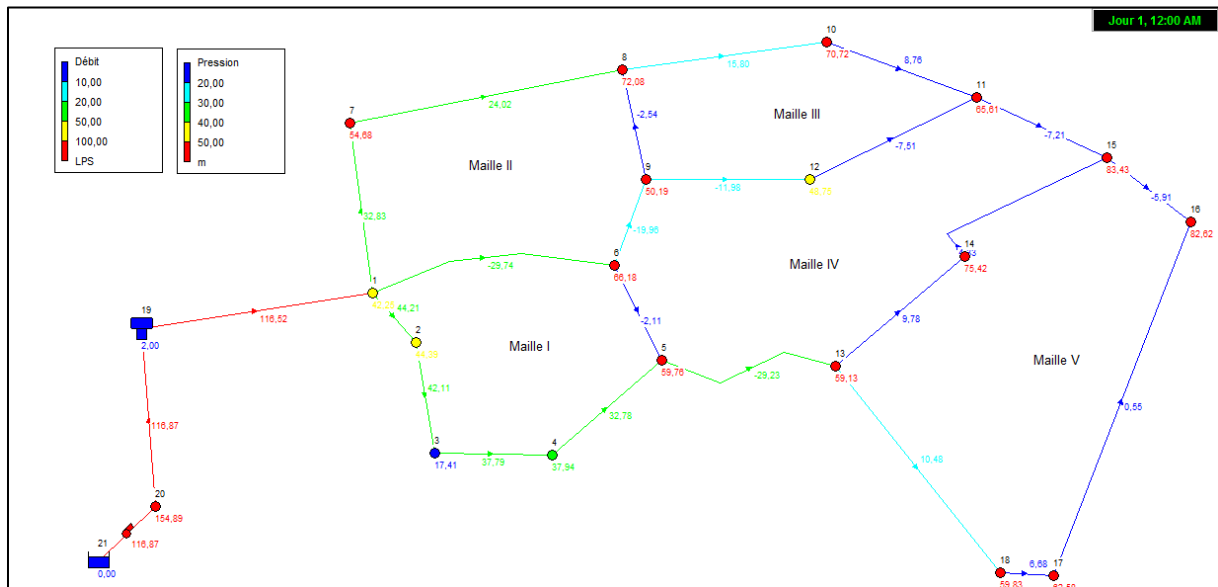


Figure 2 : Variation de la pression et du débit

VII.3.1.Analyse :

Pour distinguer les valeurs des débits dans les conduites et les pressions aux nœuds Epanet attribue plusieurs couleurs associée à un intervalle de valeurs du paramètre actif dans le schéma. Par exemple pour notre cas on a :

Couleur rouge (débits>100l/s et pression >50m)

Pour les conduites qui sont proche du réservoir **SP4** on a trouvé un débit supérieur **100l/s** (conduite maitresse).

Aussi il faut noter que les nœud sont une pression supérieure à **5bars** avec une moyenne de l'ordre de **6,5bars**.

Couleur jaune (débit entre 50et 100l/s et pression entre 40et 50m)

Nous n'avons pas des conduites de couleurs jaunes qu'ont un débit entre **50** et **100l/s** mais on a des nœuds ont une pression moyenne de **4,3bars**.

Couleur verte (débite entre 20et 50l/s et pression entre 30et 40m)

Les conduites en couleur vert ont un débit moyen limité entre les valeurs **20** et **50l/s**. Pour ce qui il y a un seul nœud possède une pression de l'ordre de **3,7bars**.

Couleur bleu clair et bleu foncé (débit<20l/s et pression <30m)

La couleur bleu clair pour les conduites (**10, 11, 14,19**) présente des débits faibles qui sont dans l'intervalle de **10** et **20l/s**. Par contre les conduites en bleu foncé à savoir : (**5, 9,12, 13, 16,17, 18, 21,22**) possèdent un débit de l'ordre de **5.53l/s** comme débit moyen.

Pour ce qui est de la pression les nœuds de couleur bleu foncé ont une pression inférieure à 2 bars.

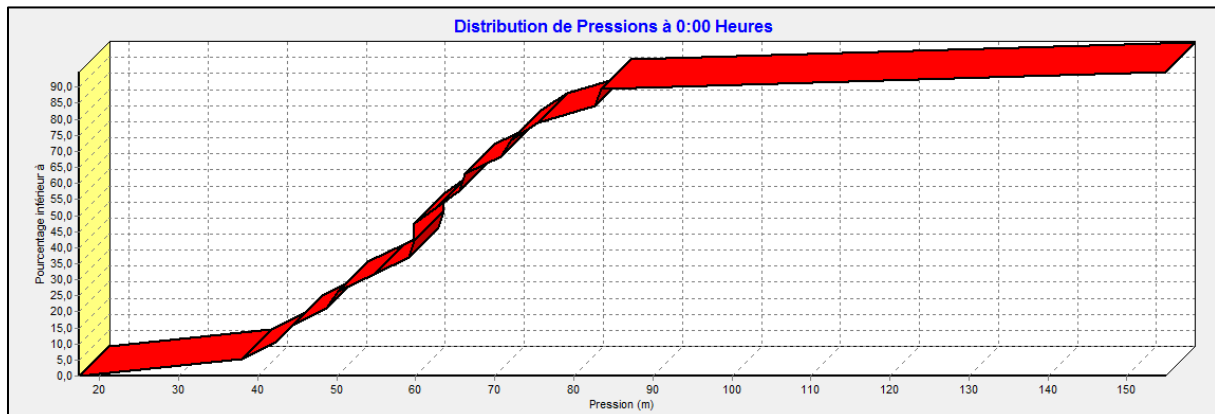


Figure 3 : Le pourcentage de la distribution de la pression dans les conduits

On remarque 3 tranches :

Tranche 1 : entre 0 et 40 mce il présente 10% de la pression totale.

Tranche 2 : entre 40 et 75 mce il présente 75 % de la pression totale.

Tranche 3 : entre 75 et 100 mce il présente 15 % de la pression totale.

VII.3.2. Synthèse et interprétation :

La première valeur de la pression est nulle car c'est le commencement du remplissage des conduites.

Un pourcentage de pression de 75 % entre est compris entre 40 et 75 m, car ces nœuds sont proches au réservoir d'alimentation.

Un pourcentage de pressions de 15% est supérieur à 40m car ces derniers points se trouvent à des cotes faibles par rapport au réservoir car la pression devient importante dès que il y'a une différence d'altitude importante.

Les hypothèses retenues pour la modélisation du réseau sont les suivantes :

- Pression minimum acceptable chez l'abonné : **1 à 4** bars.
- Vitesse maximale dans les canalisations : **1,5** m/s.

Le fonctionnement du réseau est tout à fait satisfaisant .On note toutefois de fortes pressions supérieures à **6** bars **a raison** de l'importante différence d'altitude qui attend la valeur de 80m

Valeurs guides pour un fonctionnement correcte :

- **Les pressions** doivent être comprises entre **2 et 4 bars**.
- **La vitesse** d'écoulement de l'eau dans les conduites doit être comprise entre **0.5 et 1.25 m/s**.
- **La concentration du chlore** dans les nœuds et les conduites doit être supérieure à **0.1 mg/l** et ne dépasse pas **2,00 mg/l**

VII.3.3. Résultat de la modélisation de réseau :

Le débit : $2,1 \text{ l/s} \leq Q \leq 116,52 \text{ l/s}$.

Sauf, le débit de la 21^{ème} conduite qui est très faible (**0.55 l/s**).

La vitesse : $0,12 \text{ m/s} \leq V \leq 1,65 \text{ m/s}$.

Sauf, la vitesse de la 21^{ème} conduit qui est très faible (**0.07 m/s**).

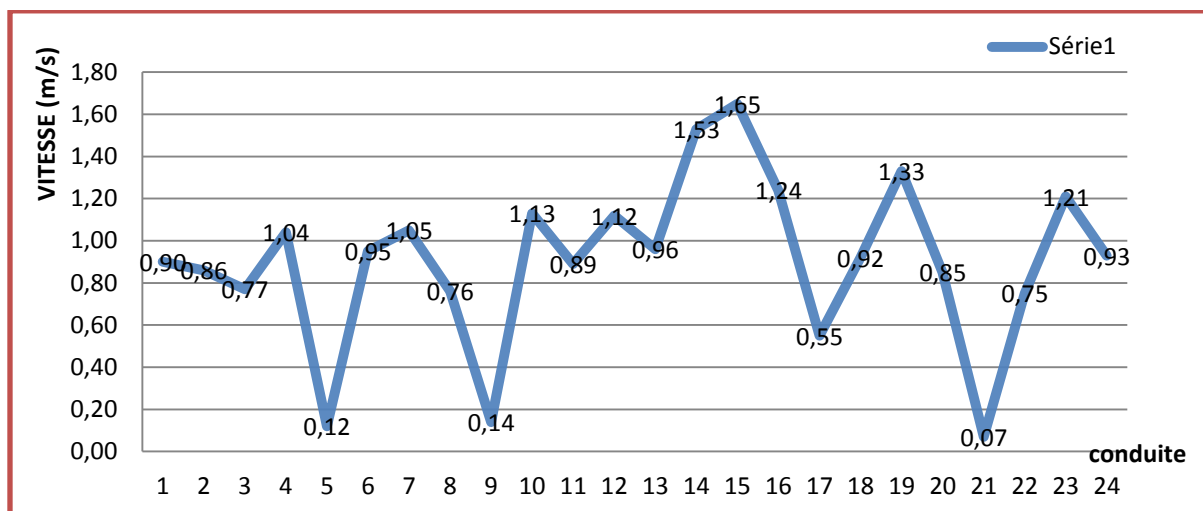


Figure 4 : Courbe de variation de la vitesse d'écoulement dans le réseau

L graphique (figure 4) a été réalisé après la conversion des résultats du tableau d'Epanet par logiciel Excel, donc nous obtenons cette courbe qui présente la variation des vitesses d'écoulement qui sont comprises entre 0.07 m/s et 1.65 m/s. Il faut noter que la vitesse de 0.07 m/s pour la conduite 3 est très faible et par conséquent la conduite est surdimensionnée et il faut diminuer le diamètre pour avoir une vitesse raisonnable sinon il aura un risque de contamination à cause de la faible vitesse ou une obturation de la conduite au fil du temps.

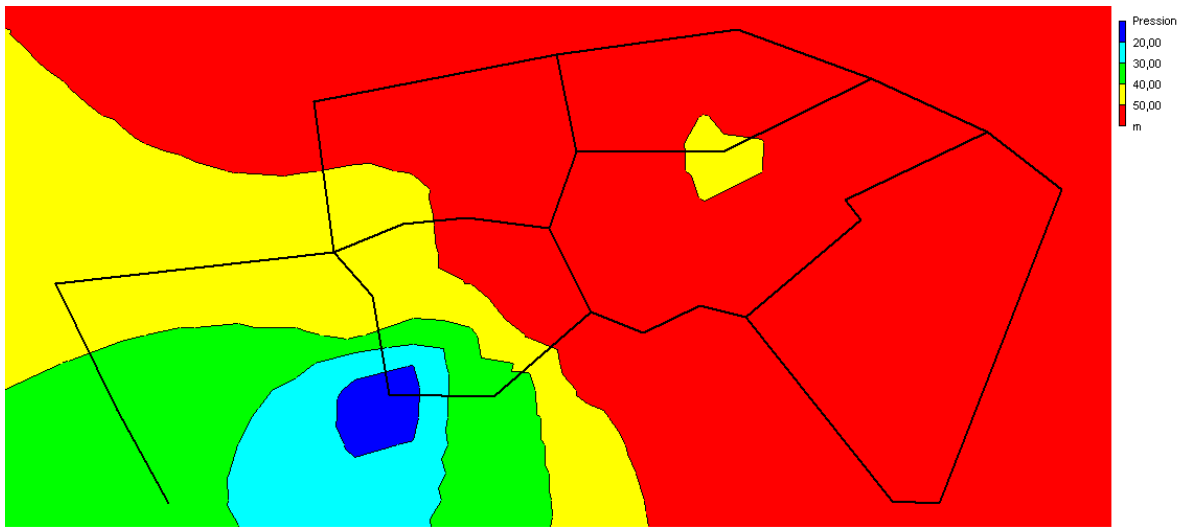


Figure 5 : Courbe des niveaux de la pression 0 :00 heures

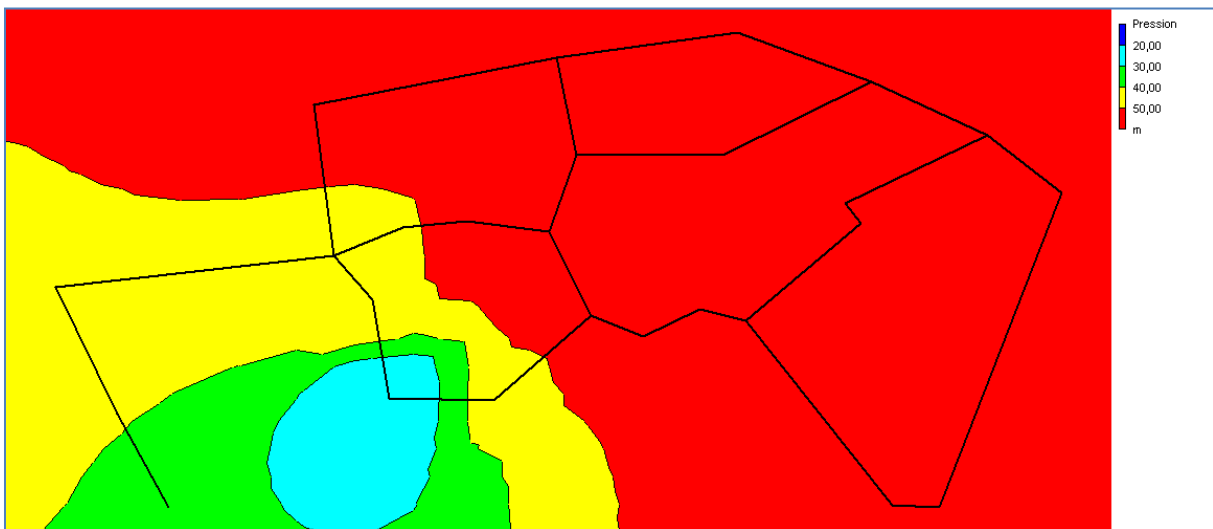


Figure 6 : Courbe des niveaux de la pression à 71:00 heures

On peut voir la variation des courbes des niveaux de la pression entre 0 :00 heures 71 :00 heures (figure 5 et figure 6). On remarque que la pression attend son maximum en période de nuit

La figure 7 montre l'évolution de pression pour les nœuds de 1 à 6 en fonction de la distance des conduites.

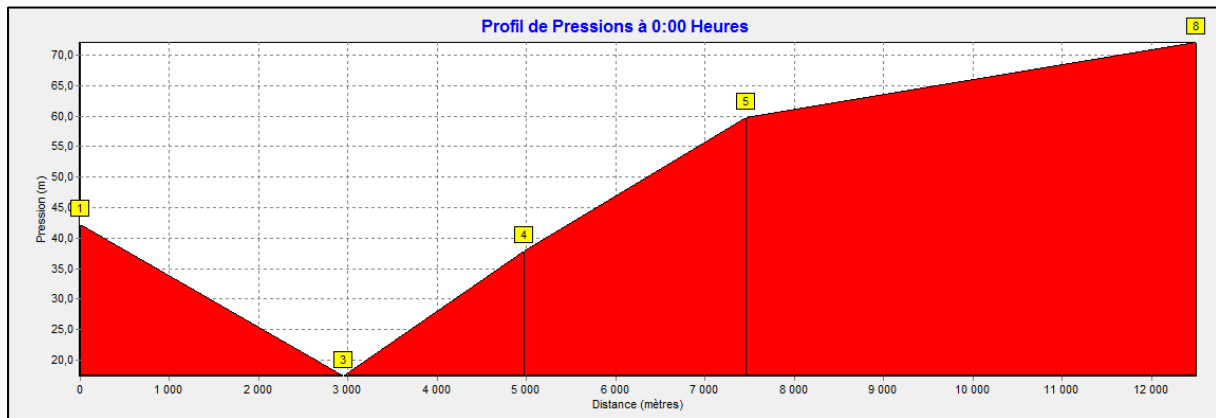


Figure 7 : Profil de pression des nœuds (1, 3, 4, 5,6)

Une fois le réseau est défini par toutes ces données (voir tableau) à savoir : les caractéristiques et l'état des tuyaux. La simulation par Epanet donne le tableau des résultats suivant :

a-Tableau des nœuds :

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge (m)	Pression (m)	Chlore (mg/l)
Noeud 1	417	9,73	459,27	42,27	0,96
Noeud 2	414,5	2,10	458,91	44,41	0,94
Noeud 3	441	4,32	458,43	17,43	0,91
Noeud 4	419,5	5,01	457,46	37,96	0,88
Noeud 5	396,3	5,66	456,08	59,78	0,86
Noeud 6	389,9	7,68	456,10	66,20	0,92
Noeud 7	402	8,81	456,70	54,70	0,93
Noeud 8	382,5	10,76	454,59	72,09	0,87
Noeud 9	404,45	5,44	454,65	50,20	0,90
Noeud 10	381,5	7,04	452,24	70,74	0,84
Noeud 11	379,5	9,06	445,13	65,63	0,83
Noeud 12	400	4,47	448,77	48,77	0,87
Noeud 13	391	8,97	450,15	59,15	0,83
Noeud 14	367,65	5,45	443,09	75,44	0,80
Noeud 15	358,52	5,63	441,97	83,45	0,78
Noeud 16	358,57	6,46	441,21	82,64	0,69
Noeud 17	378,68	6,13	441,27	62,59	0,77
Noeud 18	382	3,80	441,85	59,85	0,80
Noeud 20	359	0,00	513,89	154,89	1,00
Bâche 21	350	-160,64	350,00	0,00	1,00
Réser 19	459	44,12	461,02	2,02	0,97

Tableau 3: État des Arcs du Réseau 8:00 Heures

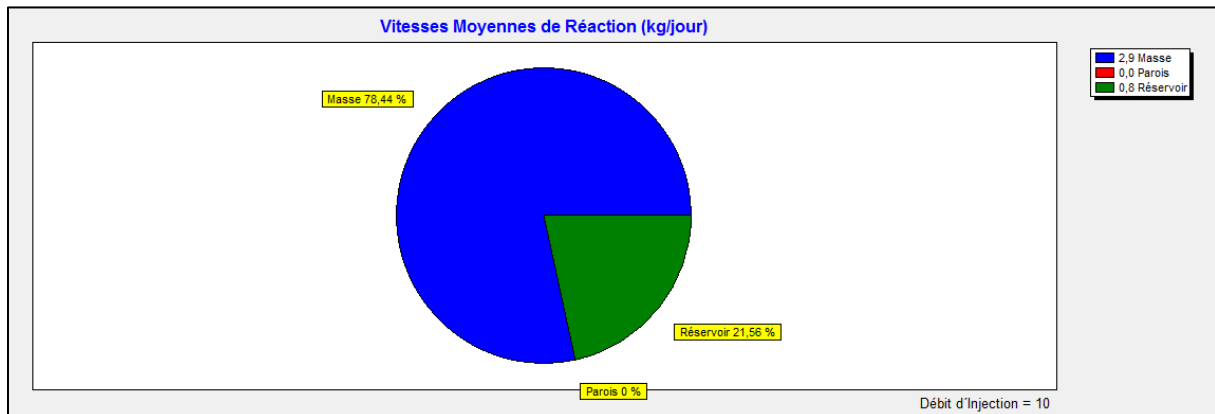
b-Tableau des conduites :

ID Arc	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km	Chlore mg/l
Tuyau 1	250	44,21	0,90	4,32	0,96
Tuyau 2	250	42,11	0,86	3,95	0,94
Tuyau 3	250	37,79	0,77	3,23	0,91
Tuyau 4	200	32,78	1,04	7,37	0,88
Tuyau 5	150	-2,11	0,12	0,19	0,89
Tuyau 6	200	-29,74	0,95	6,15	0,95
Tuyau 7	200	32,83	1,05	7,39	0,95
Tuyau 8	200	24,02	0,76	4,14	0,92
Tuyau 9	150	-2,54	0,14	0,26	0,84
Tuyau 10	150	-19,96	1,13	11,93	0,92
Tuyau 11	150	15,80	0,89	7,74	0,87
Tuyau 12	100	8,76	1,12	18,71	0,84
Tuyau 13	100	-7,51	0,96	14,07	0,87
Tuyau 14	100	-11,98	1,53	33,42	0,90
Tuyau 15	150	-29,23	1,65	24,19	0,86
Tuyau 16	100	9,78	1,24	22,93	0,83
Tuyau 17	100	4,33	0,55	5,06	0,80
Tuyau 18	100	-7,21	0,92	13,05	0,83
Tuyau 19	100	10,48	1,33	26,10	0,83
Tuyau 20	100	6,68	0,85	11,34	0,80
Tuyau 21	100	0,55	0,07	0,11	0,27
Tuyau 22	100	-5,91	0,75	9,02	0,78
Tuyau 23	350	116,52	1,21	5,05	0,97
Tuyau 24	400	116,70	0,93	2,64	1,14
Pompe 25	Sans Valeur	116,7	0	-163,89	1

Tableau 4 : État des Arcs du Réseau à 8:00 Heures

L'analyse du tableau des résultats de la simulation montre que :

Débit : les débits obtenus sont dans l'intervalle de : $2,1 \text{ l/s} \leq Q \leq 116,52 \text{ l/s}$, il faut noter qu'il y a des débits qui sont très faibles, alors pratiquement il faut diminuer le diamètre de ces conduites afin d'avoir une vitesse acceptable.

VII.3.4. La vitesse de la réaction du Chlore :**Figure 8 : la vitesse moyenne de réaction**

L'analyse de la qualité a montrée que la répartition moyenne des pertes en chlore dans les conduites et dans le réservoir. Il est à noter que le terme masse se rapporte aux réactions qui se produisent dans la masse du fluide tandis que le terme paroi se rapport aux réactions avec les parois des conduites. La dernière réaction est nulle car nous n'avons pas indiqué de coefficient de réaction aux parois dans notre cas.

VII.4. Conclusion :

Il est à noter que les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites du réseau actuel de la zone d'étude sont acceptables. Quelques nœuds présentent des valeurs supérieures à **70** m, nécessitent des réducteurs de pression. Certains conduites ont été surdimensionnées car la vitesse est très faible, a cet effet nous préconisons de changer le diamètre.

La simulation par Epanet peut aussi nous renseigner sur le comportement du réseau en cas de ruine de conduite et partir de ca nous pouvons lancer la simulation de ce scénario afin de prendre en compte ce cas et par conséquent cette dernière nous permet de prendre des décisions sur le comportement du réseau. Aussi nous pouvons introduire le débit de **17l/s** dans le réseau en certains points susceptibles aux incendies et ce afin de vérifier que le réseau contre l'incendie.

Conclusion Générale

L'étude a permis de décrire les étapes du diagnostic du réseau d'eau potable du pos sud la ville de Guelma. Ce réseau est nouvellement réalisé et présente les caractéristiques du réseau urbain avec un linéaire de canalisation faible.

Le réseau du pos sud est particulièrement condensé avec 6 km de canalisation principales et pas moins de 30120 habitants et un seul réservoir de 1500m³ ce qui donne un rendement meilleur compte tenu des petites distances à parcourir et l'âge des canalisations.

Les résultats et rapports affichés à la fin de la simulation nous montrent que les paramètres hydrauliques de notre système sont dans l'ensemble dans la plage des valeurs acceptables.

Nous sommes arrivées à la conclusion que le choix du modèle dépend de type de modélisation.

En fin, tous les programmes de modélisation des réseaux de conduites sont similaires, chaque programme détermine la répartition des débits dans les conduites et calcule les pressions, les pertes de charge dans la conduite en utilisant soit l'équation de Darcy-Weisbach ou celle de William-Hazen. La différence entre eux c'est l'interface graphique ainsi que la facilité d'utilisation.

L'utilisation du logiciel informatique (Epanet,) dans le calcul des réseaux d'alimentation en eau potable a certainement changer la qualité des résultats qui se basaient auparavant sur les applications numériques de diverses formules de calcul. En effet, les besoins en eau définit à partir des hypothèses arrêtées a imposé de diviser l'étude en deux volets : le premier qui s'intéresse à la distribution de l'eau vers le Pos sud dans des conditions favorables, et le deuxième s'articule sur l'utilisation du logiciel de simulation hydraulique Epanet pour concevoir le réseau pas seulement le plus performant (vitesse et pressions respectées), mais aussi le moins coûteux possible (diamètre et longueur minimisés et nombre d'accessoires réduit).

Cependant, dans notre étude on avait un problème de diminution de la vitesse de l'eau dans certains tronçons et même en diminuant les diamètres, la variation de la vitesse reste en dehors de la fourchette. Ceci est causé par le surdimensionnement de quelques tronçons. À part ceci, les pressions sont satisfaisantes et les autres diamètres sont légaux.

Onc du pont de vue des vitesses, le réseau semble surdimensionné pour les conduites 21, 9 et 5 car ces conduites ont une vitesse inférieure à 0.2m/s.

De même, en ce qui concerne le temps de séjour et le chlore ces conduites présentent un risque de dégradation de l'eau et surtout dans les premières heures de simulation.

En ce qui concerne les pressions, elles sont satisfaisantes car la petite valeur est celle du nœud 17 avec une valeur de 17.42 m et qui reste acceptable. On note aussi des pressions élevées et surtout pour les nœuds 14,15 et 16 auxquels il faut places des réducteurs de pression car cette dernière dépasse les 80m.

Les temps de séjour maximal conseillé est de 3 jours (soit 72 heures). En effet un temps de séjour trop long peut favoriser le développement de bactéries et ainsi dégrader la qualité de l'eau.

La concentration du chlore des eaux du réseau diminuent avec l'augmentation du temps de séjour. Une concentration du chlore trop faible inférieur à 0.1mg/l représente un risque sanitaire par une mauvaise élimination des pathogènes. A l'inverse, une concentration en chlore trop importante induit un mauvais gout à l'eau de boisson et risque potentiel pour la santé humaine.

Du point de vue personnel, le stage et le projet de fin d'études m'a permis d'approfondir mes connaissances en hydrauliques urbaines et bénéficier de l'expérience du terrain. Les différents modélisations réalisées m'ont également permis de mieux comprendre le fonctionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable en régime permanent.

Références Bibliographiques

Introduction et objectif du travail

Allal M. A., Abdelbaki C. et Djelloul Smir S. M. 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.

Bessedik Madani, 2007, Vers une gestion durable de l'eau dans les villes algériennes", MAP (Mediterranean Action Plan) Technical Reports Series N° 168, décembre 2007, pp. 1051-1060.

Bessedik M., Pratiques de l'eau en situation de pénurie dans la ville de Tlemcen, Editions Universitaires Européennes, 2011.

Charrat M. (1995) Conception d'un outil de supervision de la production et de la distribution d'eau potable à Lyon en période courante et en période de crise. Thèse de doctorat : INSA Lyon, Mai 1995, 278 p.

Eisenbies P., Werey C., Laplaud C., L'enregistrement des défaillances pour améliorer la connaissance des réseaux d'eau potable, Techniques Sciences Méthodes, 2002, N° 6 - p 42-54

Chapitre 1

Fateh Ouellabi, Youcef Chettouh (2015), Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de secteur route Touggourt – el oued –. Mémoire de fin d'études d'ingénieur en hydraulique.

Chapitre 2

Gueddouj et Ouaret Université Béjaïa - ingénieur 2002

Optimisation multicritère pour la gestion d'un réseau d'AEP

https://www.memoireonline.com/05/08/1141/m_optimisation-multicritere-gestion-AEP2.html

Chapitre 3

-BONNIN J. (1986), Hydraulique urbaine ; appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance. Ed, Eyrolles, Paris.

-DUPONT A. (1979), Hydraulique urbaine, Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2, Edition Eyrolles, Paris.

-GOMELLA C, GUERREE H. (1985), Guide d'alimentation en eau potable dans les agglomérations urbaines et rurales. Tome 1, La distribution. Ed, Eyrolles, Paris.

-JEAN LOOP ROBERT (2004), Hydraulique urbaine. Université LAVAL, Suisse.

Chapitre 4

ADE : Algérien des eaux Guelma (étude du diagnostic pour la réhabilitation du système d'AEP du lot d : Guelma)

Chapitre 5

URBATECH : Bureau d'étude à Annaba - Bouni- . (20...).

Chapitre 6

1-Guide Epanet : EPANET 2.0 Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau sous Pression.

2-Simulation de l'alimentation en eau potable de Hammam Dbagh

Mémoire fin d'étude Ghoul Ibrahim, Harid Ali et Raim Alaa Eddine (2017)

Université de 08 mai 1945 Guelma