

## **Introduction Générale**

### **Introduction Générale**

La commune d'Ahmer el Ain, située à dix-neuf kilomètres au sud du chef-lieu de la wilaya de Tipaza, s'est beaucoup développée ces dernières années, son chef-lieu a connu une importante croissance démographique : la population est passée de 7961 habitants en 1987 à 10717 habitants lors du recensement de 1998 (RGPH 1998), soit un taux démographique de 2.74 %, ensuite elle est passée à 13066 en 2008, soit un taux d'accroissement de 1.82 %.

Actuellement, son système d'alimentation en eau potable est assuré par différentes ressources : à savoir par des eaux souterraines à partir d'un champ de captage situé sur le périmètre aménagé de la commune composé de plusieurs forages, une autre partie de la production est assurée par des eaux superficielles par un transfert à partir de prises d'eau du barrage de Bourroumi situé en dehors de la commune et enfin un complément d'eau non conventionnelle est fourni par la station de dessalement située dans la commune de Fouka.

Le réseau d'alimentation en eau potable communale, géré en concession par la SEEAL, rencontre aujourd'hui plusieurs difficultés dues principalement à l'état défectueux du réseau et des vices de forme dans sa conception:

- Fuites d'eau en particulier dans le réseau de distribution atteignant dans certains cas un taux des pertes de 50%;
- Vétusté des conduites et leurs inadaptabilités sur le plan sanitaire : des parties de réseau composées de conduites en amiante ciment ;
- Irrégularité et discontinuité dans la distribution du réseau en termes de pressions;
- renouvellement et extensions à projetés.

Cette situation problématique nous incite à établir un diagnostic détaillé pour évaluer les possibilités du système général d'alimentation en eau potable existant et définir, en perspective, les meilleurs stratégies à mettre en œuvre pour assurer la continuité et la qualité de service public et contribué ainsi au développement socioéconomique de cette commune.

La capacité et le dimensionnement des infrastructures hydrauliques existantes devront être également diagnostiqués de sorte à proposer à la collectivité des solutions techniques sous forme de schéma directeur permettant d'accompagner ces évolutions et garantir dans le futur une alimentation en eau potable de qualité et en quantité suffisantes.

C'est pourquoi nous nous sommes fixés comme objectif, dans le cadre de ce travail de projet de fin d'études de Master, d'engager un diagnostic et d'élaborer un schéma directeur de son réseau d'eau potable visant, au final, à définir un programme éventuel de travaux de réhabilitation et de renforcement si nécessaire du réseau existant, suivant une méthodologie bien définie.

La méthodologie adoptée dans le cadre de ce projet se décompose comme suit :

## Introduction Générale

- Etablissement des plans généraux et description des installations hydrauliques ;
- Présentation d'un état des lieux et établissement d'un pré diagnostic du réseau (bilan production, distribution et consommation, analyse de l'état du réseau et des ouvrages)
- Simulation du fonctionnement du réseau à l'aide d'Epanet et proposition d'un schéma directeur dans un objectif de son rééquilibrage.

Le contenu du présent document s'articule autour huit chapitres :

Le premier chapitre fournit une description détaillée de la situation générale de la zone d'études avec la présentation d'éléments spécifiques de son système d'alimentation en eau.

Le second chapitre présente une analyse rigoureuse des estimations actuelles et prévisionnelles des besoins en eau ;

Le troisième chapitre est consacré à l'inventaire des eaux produites et l'analyse du bilan hydrique afin de prévenir les déficits ;

Le quatrième chapitre consacré à un diagnostic et calculs relatifs à la capacité de stockage des réservoirs.

Le cinquième chapitre englobe les résultats de l'opération de diagnostic menée sur le réseau d'adduction accompagné de propositions de solutions techniques.

Le sixième chapitre est consacré à l'étude de la station de pompage ;

Le septième chapitre est consacré à une étude de protection du réseau contre le phénomène du coup de bélier.

Le huitième et dernier chapitre est consacré au diagnostic et à l'analyse de tous les éléments du réseau de distribution par un jeu de simulation fourni par Epanet, suite à quoi des solutions techniques de rééquilibrage sont proposées.

# CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

## Introduction :

Avant toute étude de projet de réseau d'alimentation en eau potable, l'analyse du site est nécessaire afin d'identifier toutes les caractéristiques de la zone d'études et cerner les facteurs susceptibles d'influer sur sa conception.

Parmi ces facteurs, nous citerons : les données relatives à l'agglomération, les données du réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la géologie et la topographie du terrain. La géographie, les situations ; climatique, démographique, et hydraulique du site sont aussi importantes. La collecte de cet ensemble de données permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la conception et l'exécution des travaux.

## I.1. Situation géographique

La commune d'Ahmer El Ain se situe à 19 km au sud du Chef Lieu de la wilaya de Tipaza, à 72 km de la capitale d'Alger et à 25 km de Blida.

Elle est rattachée administrativement à la wilaya de Tipaza et suite au dernier découpage administratif, promue Daïra depuis 1982.

Cette commune est délimitée (Figure I.1):

- Au Nord par les communes de Sidi Rached et d'Attatba ;
- Au Sud par la commune d'Oued Djer (Wilaya de Ain Defla) ;
- À l'Ouest par la commune de Bourkika ;
- À l'Est par la commune d'EL Affroun ;



Figure I.1 Limites géographiques de la commune

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude



Figure I.2 : Carte de la situation géographique de la zone d'études

### I.2. PRÉSENTATION DE LA COMMUNE

#### 1.2.1- Chef Lieu

Constitué par un tissu colonial, le chef lieu se caractérise par un ensemble d'habitations composées souvent par un seul étage, avec des commerces intégrés aux Rez de Chaussée, dotées de toitures rouges en pente, l'accessibilité est offerte par des rues structurantes en forme orthogonale.

#### 1.2.2- Agglomérations Secondaires

1- Agglomération secondaire *5 martyrs* est située au centre de la plaine au nord ouest par rapport au chef lieu. Sa superficie totale est de *12 hectares*.

2- Agglomération secondaire *Brahim Ben Omar* est située au *Nord Est* par rapport au chef-lieu. Cette agglomération occupe aussi une superficie de *12 hectares*.

3- Agglomération secondaire *Bouhadda A.E.K* est située dans la partie *Sud-ouest* d'Ahmer el Ain. Sa superficie urbaine est d'environ *5.72 hectares*.

4- Agglomération secondaire *KhelifaTayebest* située au nord ouest par rapport au chef-lieu. Elle occupe une superficie de *6.52 hectares*.

5 Agglomération secondaire *Houari A.E.K.* se situe à l'extrémité ouest du chef-lieu. Sa superficie totale est de *5.96 hectares*.



## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

6- Agglomération secondaire *Sidi Douidi A.E.K* est située à l'ouest du chef-lieu, elle occupe une superficie de *6.49 hectares*.

### I.3. Situation géologique

L'aspect géologique est un facteur essentiel pour l'argumentation et la classification d'un terrain à étudier.

Cela concerne surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches qui, en présence d'autres phénomènes (saturation en eau, pentes...etc.) peuvent provoquer des affaissements, des glissements ou d'autres réactions néfastes à la stabilité des ouvrages hydrauliques existants et projetés.

La géologie de la zone d'études se caractérise par des sédiments varié, majoritairement alluvionnaire et se présente comme suit:

- *Alluvions récentes* : dépôt limoneux de la plaine de la Mitidja produit par l'étalement des vallées de l'Oued Djer ;
- *Alluvions anciennes des vallées actuelles* : Terrasses caillouteuses limoneuses en bordure des vallées de l'Oued Djer : déjection des vallées débouchant de l'Atlas dans la plaine ;
- *Alluvions anciennes (niveau moyen)* : dépôts caillouteux et limoneux plus anciens.

### I.4. Situation topographique :

#### 1.4.1 Le relief

La commune d'*Ahmer el Ain* se caractérise par deux types de relief :

Le Nord est occupé par la plaine de Mitidja qui correspond à la plus grande superficie (environ 70%). La pente ne dépasse guère les 3% au niveau du site du Chef Lieu pour s'aplanir davantage en allant vers le Nord.

Vers le Sud, nous rencontrons les premiers contreforts du piémont de l'Atlas Tellien.

Ce dernier s'enfonce dans le complexe montagneux en formant des collines qui ont subi de fortes érosions Douar Brahim Ben Amar, Douar Hsassna...etc.

À l'Est, la commune d'*Ahmer El Ain* est limitée par l'Oued Djer formant une vallée assez importante.

On a également l'Oued Sidi Ahmer el Ain qui longe le côté ouest de l'agglomération du Chef Lieu.

#### 1.4.2 Les pentes

Les pentes supérieures à 15% occupent une faible surface dans les zones accidentées et en combinaison avec les autres paramètres, de type pentes nous amène à de très importantes restrictions dans ces lieux quant aux choix de terrains à utiliser.

# CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

## I.5. Situation climatologique

### I.5.1. Le climat

La commune d'Ahmer el Ain se caractérise par son climat qui est de type méditerranéen subhumide, marqué par un hiver pluvieux et doux et un été sec et chaud.

### I.5.2. La température

Les températures sont relativement douces, sachant que la moyenne annuelle est de 17,66°C : les températures moyennes mensuelles varient entre 25°C en été et une moyenne voisine de 11°C en hiver.

**Tableau I.1 Variation mensuelle de la température (Source : O.N.M)**

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
T (°C)	15,5	10,9	13	15,2	18,45	22,25	25,8	26,55	23,7	19,4	14,8	11,5

### I.5.3. La pluviométrie

La pluviométrie oscille entre 1 et 143 mm avec une moyenne de l'ordre de 52 mm et un volume supérieure à 800 mm par an avec une période pluvieuse allant du mois d'octobre au mois d'avril et une période sèche durant les mois de juillet et août.

Les pluies sont comptabilisées sur une période de 90 jours et les résultats sont rappelés dans le tableau suivant :

**Tableau I.2 Répartition de la pluviométrie (O.N.M)**

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
Pluviométrie (mm)	35	72	125	143	130	91	87	59	52	58	1	3
Nombre de jours	4	8	11	13	12	11	10	8	7	4	1	1

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

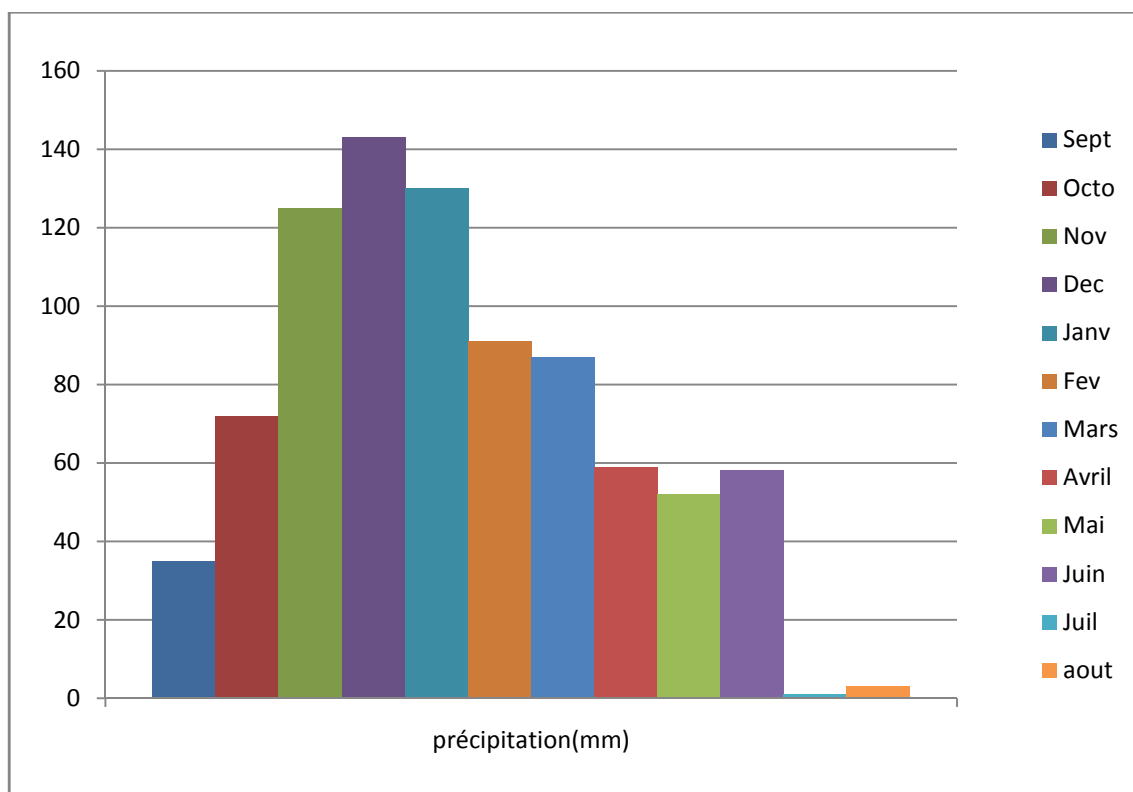


Figure I.3 Variation pluviométrique mensuelles moyennes

### I.5.4. Les vents

La commune d'Ahmer el Ain est exposée à des vents tels que :

- *Vents d'hiver* : Vents agissant d'Ouest et du Nord Ouest, et sont porteurs de pluies ;
- *Vents d'été* : Vent très chaud provenant du sud Algérien avec une moyenne de 3 jour/an.

### I.5.6. L'humidité

L'humidité moyenne annuelle est élevée, elle est de l'ordre de 76%, et évolue régulièrement durant l'année, mais demeure, néanmoins, au-dessus de 71%.

## I.7. Situation socio-économique

### I.7.1. Situation démographique

La population prise en compte dans le cadre de notre étude regroupe trois types d'agglomération : l'agglomération du Chef Lieu d'Ahmer El Ain, Agglomération Secondaire et celle de la Zone Éparse.

Selon les informations recueillies auprès des services de l'APC d'Ahmer el Ain et à l'appui de données statistiques, l'agglomération du chef-lieu comptée 15103 habitants au dernier recensement de 2008 (RGPH 2008).

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Selon la même source, la population de l'agglomération secondaire est évaluée à 7265 *habitants*, elle comprend les Cinq Martyrs et Ibrahim Si Amar. La population de la zone éparse est estimée à 10632 *habitants*.

Les données des derniers recensements du RGPH pour la commune d'Ahmer El Ain sont rappelées sur le tableau I.3 :

**Tableau I.3 : Données statistiques de la population en 2008 (RGPH 2008)**

Désignation	Chef Lieu	Agglomération Secondaire	Zone Éparse
Nombre d'habitants	15103	7265	10632

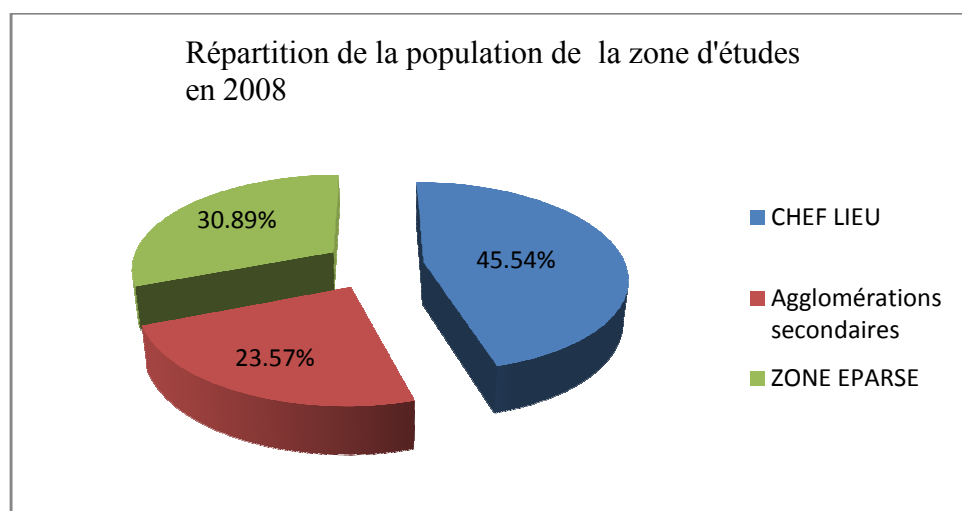


Figure I-5 : Répartition en (%) de la population d'Ahmer El Ain

Les résultats du diagramme ci-dessus révèlent que le Chef Lieu est doté de la population la plus importante suivi immédiatement de celle de la zone éparse. En outre l'augmentation constante relevée de la population du Chef lieu est due au développement des résidences principales, et à la réalisation de nouvelles constructions d'habitations de types collectives et semi collectives, par ailleurs la zone éparse de type rurale a tendance à glisser vers une agglomération de type semi urbaine. De ce fait ce seront donc les zones potentiellement les plus favorables à des recherches de nouvelles ressources dans le cas d'une insuffisance de la ressource, la zone de l'agglomération secondaire étant composée uniquement de résidences privatives ou secondaires occupées que saisonnièrement.

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

### I.7.2. Infrastructures et équipements publics

L'activité socioéconomique communale repose principalement se résume au secteur public, administrative et culturelle. Nous listons ci-après les différents équipements recensés pour les besoins de notre étude.

#### a- Equipements scolaires :

La commune d'Ahmer el Ain dispose de dix écoles primaires, de trois C.E.M et d'un lycée, répartis comme suit :

**Tableau I-4 : Répartition des équipements scolaires par localité.**

Désignation	primaires	CEM	lycée
Chef Lieu	6	03	01
Agglomération secondaire	2	0	0
Zone éparsé	2	0	0
total	10	3	01

#### b- Equipements sanitaire

La collecte de données a permis d'établir les dotations en équipements sanitaire suivante :

**Tableau I-5 : Répartition des équipements sanitaires par localité.**

	Chef Lieu	Agglomération secondaire	Zone éparsé
Equipements sanitaire	Polyclinique Centre de santé Annexe de santé	Salle de soins	Salle de soins

#### c- Equipements socioculturels

La commune dispose de deux (02) maisons de jeunes et d'une bibliothèque municipale.

## CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

### d- Equipements sportifs

La commune dispose de trois stades : un au niveau du chef lieu en plus d'une salle de sport et les deux autres stades sont situés dans les agglomérations secondaires.

### e- Equipements culturels

La commune est pourvue de cinq (05) mosquées et de quatre (04) cimetières.

### f- Equipements publics

Les services administratifs et publics sont répartis comme suit :

**Tableau I-6 : Répartition des équipements publics.**

	Chef-lieu	Agglomération secondaire	Zone épars
Equipements publics	<ul style="list-style-type: none"><li>• Siège A.P.C</li><li>• Daïra</li><li>• P.T.T</li><li>• Banque</li><li>• Casoral</li><li>• C.N.A.S</li><li>• Poste</li><li>• Gendarmerie</li><li>• Garde communale</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• P.T.T</li><li>• Annexe administrative</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Aucun</li></ul>

### g- Equipements commerciaux

La commune compte dans le contexte des activités commerciales un centre commercial, un marché couvert, et un ensemble de locaux commerciaux.

L'inventaire global en terme d'équipements établi dans ce chapitre, et compte tenu de la typologie de l'agglomération et des différentes activités y associées nous allons pouvoir procéder dans le prochain chapitre aux calculs des besoins actuels et futurs et ceci sur la base des dotations unitaires normalisées fixées à cet effet.

## I.8. Pré-diagnostic du réseau actuel

### I.8.1) Captage et prise d'eau :

La commune d'Ahmer el Ain, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis longtemps bénéficie de champ de captage Mitidja ouest, elle a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de Bourroumi et de la station de dessalement de Fouka.

## **CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude**

### **I.8.2) Pompage :**

Le pompage est assuré par la station monobloc de Mitidja ouest située à 5 km à l'EST de chef lieu d'Ahmer el Ain, elle est dotée de trois pompes dont deux sont fonctionnelles et une troisième prévue comme pompe de secours.

Les pompes sont montées en parallèles, avec un débit maximal de 200 m<sup>3</sup>/h et une H.M.T de 100 mètres.

### **I.8.3) Partie adduction :**

La commune d'AHMER EL AIN est alimentée par refoulement à partir de la station Mitidja Ouest avec une conduite d'adduction de 400 mm de diamètre et qui se trouve en mauvais état en amiante ciment. Par ailleurs les conduites présentent plusieurs ramifications vers les réservoirs existants et des piquages vers les douars longeant la conduite.

### **I.8.4) Partie stockage :**

Le réseau d'AEP de La commune d'Ahmer el Ain est doté de cinq réservoirs avec une capacité totale de 2400m<sup>3</sup>.

### **I.8.5) Le réseau de distribution :**

Le réseau de distribution de la ville d'Ahmer el Ain est un réseau mixte (ramifié et maillé) composé de conduites de différents matériaux (Acier et PEHD) et de différents âges.

### **Conclusion :**

Dans cette partie nous avons évoqué les données nécessaires concernant notre zone d'études du point de vue topographique, géologique, géographique, hydraulique, ainsi que la situation urbanistique. Ces données nous serviront dans la suite de notre étude de projet.

## Chapitre II : Estimation des besoins

### Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nécessite la donnée d'une norme unitaire fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire dite dotation unitaire est définie comme étant le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend, par ailleurs, de plusieurs facteurs : elle dépend entre autre de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population...etc.

Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

### II.1. Évaluation de la population de la zone d'étude

Pour l'estimation de la population, nous nous sommes référés aux résultats d'enquêtes du dernier recensement général de la Population et de l'Habitat de l'année 2008 (RGPH 2008), relatifs aux différentes localités de la commune d'Ahmar el Ain.

Tableau II.1 Données statistiques de la population de 2008 (RGPH 2008)

	LOCALITE	POPULATION
Chef Lieu	CHEF LIEU	15 103
Agglomérations Secondaires	AS B. BEN OMAR	1 632
	AS BOUHADA	942
	AS HOUARI AEK	611
	SOUIDANI BOUDJEM	386
	05 MARTYRS	2 976
	KHELIFA TAYEB	718
Zones Eparses	HOUARI AEK 2	317
	HOUAERI AEK 3	263
	BELALIA MAAMRI	345
	VANOUNI	82
	LAHOUEL AICHA	373
	LAHCEN AICHA	475
	HAMIA 1	556
	DOUAR (HAMIA 2)	286
	MAAMERI	411
	B. BEN OMAR1	109
	B.BEN OMAR2	117



## Chapitre II : Estimation des besoins

	B. BEN OMAR3	364
	HSSASSENA	567
	MERKADA	402
	DOUADI 1	663
	DOUADI 2	361
	DOUADI 3	730
	YAFFOUFI	622
	BOUZIANE	297
	YAZZA YAKHLEF 1	517
	YAZZA YAKHLEF 2	315
	KACEME ALI 1	376
	KACEM ALI 2	81
	MEZIANE BEN AICHA 1	569
	MEZIANE BEN AICHA 2	222
	SADEK RABAH	237
	BOUZID MILOUD	328
	OULED H MIDANE	647

## II.2. Évolution de la population

### II.2.1. Estimation prévisionnelle

L'objectif de notre projet est de répondre aux besoins de la population en eau potable à long terme fixé dans le cadre de notre étude de projet à l'horizon **2040**.

Les horizons futurs retenus dans le cadre de notre étude sont le court terme (2015), le moyen terme (2025) et le long terme (2040). Nous estimerons la population future avec la loi des accroissements géométrique donnée par la formule (II-1) des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (\text{II-1})$$

$P_0$ : Nombre d'habitants de l'année de référence (2008)

$P_n$ : Nombre d'habitants à l'horizon de l'étude  $n$

$\tau$ : Taux d'accroissement de la population en (%).

$n$ : Nombre d'années séparant la population de référence et la population de l'horizon

## Chapitre II : Estimation des besoins

- **Taux démographique  $\tau$ :**

Le taux démographique est par définition l'augmentation du nombre d'habitants d'une région donnée au cours d'une période donnée. Dans le cas de notre étude le taux d'accroissement correspond au taux d'accroissement moyen pour l'ensemble des 11 localités, regroupées en trois types d'agglomération. Le tableau ci-dessous donne les résultats des projections.

Tableau II.2 : Variations du taux démographique

Agglomération	Horizon		
	2008/2015	2015/2025	2025/2040
<b>Chef lieu</b>	2.5	2.27	1.8
<b>Agglomérations secondaires</b>	2.5	2.27	1.8
<b>Zone éparse</b>	1	1	1

Les projections démographiques sont établies sur la base des données des recensements et des estimations de la population actuelle. Les taux d'accroissement relevés sont, compte tenu de leur niveau actuel, relativement élevé, projetés de manière dégressive de manière à atteindre un taux de 1.8 %, hormis la zone éparse.

Il est à noter que la population prise en compte dans le calcul prévisionnel regroupe l'agglomération du chef lieu, de l'agglomération secondaire et celle de la zone éparse.

Tableau II.3 : Estimation de la population future en nombre d'habitants

Agglomération	Horizon							
	Actuelle			Prévisionnelle				
	2008	2015	2017	2020	2025	2030	2035	2040
<b>Chef lieu</b>	15103	17953	18484	19772	22120	22362	24449	26730
<b>Agglomérations secondaires</b>	7265	8636	8891	9511	10640	10757	11760	12858
<b>Zone éparse</b>	10632	11399	11628	11980	12592	13234	13909	14618
<b>Total</b>	<b>33000</b>	<b>37987</b>	<b>39004</b>	<b>41263</b>	<b>45352</b>	<b>46353</b>	<b>50118</b>	<b>54206</b>

## Chapitre II : Estimation des besoins

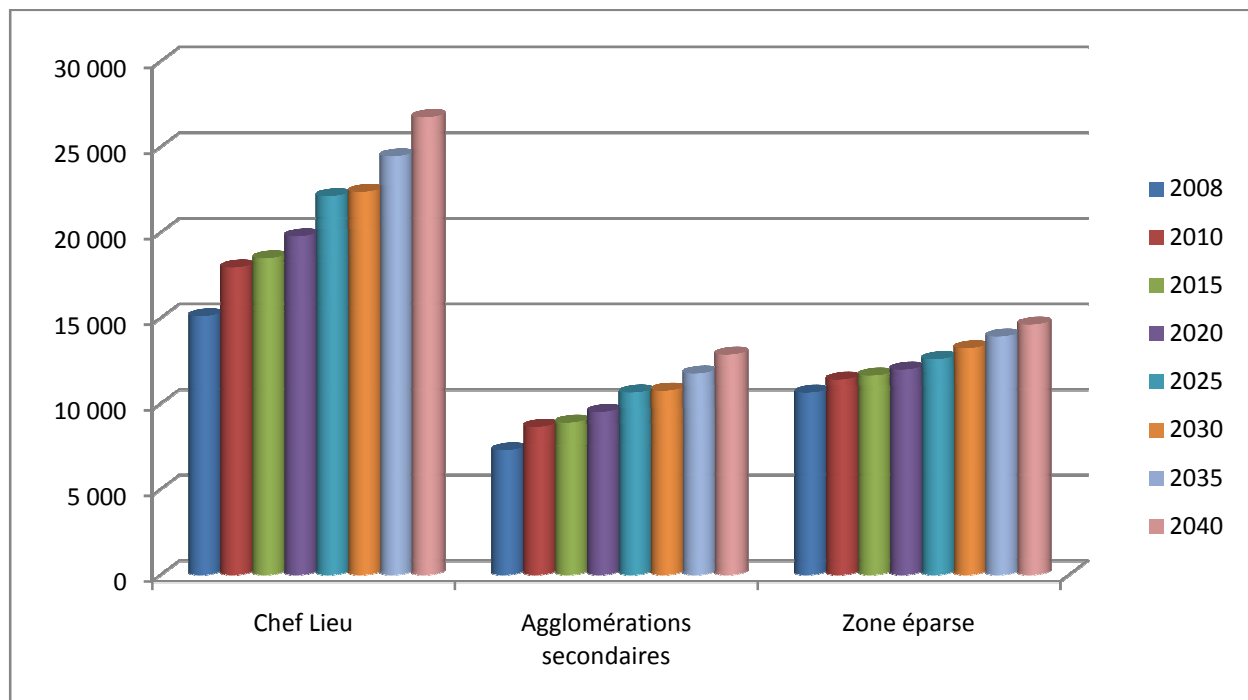


Figure II.1 : Evolution de la population de chaque localité

### II.3. Débit moyen journalier brute

Le débit moyen brut représente le besoin en eau journalier abstraction faite sur le moment de sa demande. Il exprime le débit moyen nécessaire pour un logement pour satisfaire ses besoins, il se calcul comme suit :

$$Q_{moy}^j = \frac{POP \times DOT}{1000} \text{ en } m^3/j \quad (II-2)$$

$Q_{moy}^j$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ) ;

POP : Nombre de consommateurs ;

DOT : Dotation unitaire ( $l/j/hab.$ ).

La consommation moyenne nette journalière correspond à la quantité moyenne d'eau consommée pendant une journée par l'ensemble de la population et par d'autres types d'utilisateurs (équipements socioéconomique).

#### II.3.1. Dotations unitaires

Les dotations unitaires sont fixées selon la catégorie de consommateur et la typologie d'agglomération, elle concerne :

- Besoins domestiques ;
- Besoins industriels ;
- Besoins des équipements publics ;
- Zone rurale et villes urbaines.

## Chapitre II : Estimation des besoins

Dans le cadre de notre étude le choix s'est porté sur les valeurs de la dotation fixées par le groupement de bureaux d'étude SAUNIER/SATEIG, car Il nous semblé que les valeurs recommandées dans le plan national de l'eau sont sous estimées par rapport à la réalité et par rapport à celles préconisés par les pouvoirs public.

Tableau II.4: Dotation moyenne unitaire (l/j/hab.)

	<b>Horizon</b>							
	Actuelles			Prévisionnelles				
<b>Agglomération</b>	2010	2015	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Chef lieu	100	110	114	120	130	140	150	160
Rural aggloméré	85	95	99	105	115	125	135	145
Rural éparsé	80	80	80	80	80	80	80	80

### II.4. Différents types de besoins de consommation

Les valeurs estimées des différents besoins en eau, obtenue à partir de la relation (II-2), sont rappelées dans les tableaux suivants :

#### II.4.1. Besoins domestiques

Les besoins futurs en eau sont évalués sur la base de l'évolution de la population future. Les résultats obtenus sont reportés dans les tableaux ci-dessous et ce pour les différentes localités

Tableau II.5: Besoins domestiques actuels et prévisionnels en m<sup>3</sup>/j

	<b>Horizon</b>							
	Actuels			Prévisionnels				
<b>Agglomération</b>	<b>2010</b>	<b>2015</b>	<b>2017</b>	<b>2020</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2040</b>
Chef Lieu	1510,30	1974,80	2107,18	2372,59	2875,59	3130,71	3667,28	4276,73
Agglomérations secondaires	617,53	820,40	880,25	998,63	1223,64	1344,61	1587,67	1864,37
Zone Eparsé	850,56	911,92	930,24	958,40	1007,36	1058,72	1112,72	1169,44
<b>Total</b>	<b>2978,39</b>	<b>3707,12</b>	<b>3917,67</b>	<b>4329,62</b>	<b>5106,59</b>	<b>5534,04</b>	<b>6367,67</b>	<b>7310,54</b>

## Chapitre II : Estimation des besoins

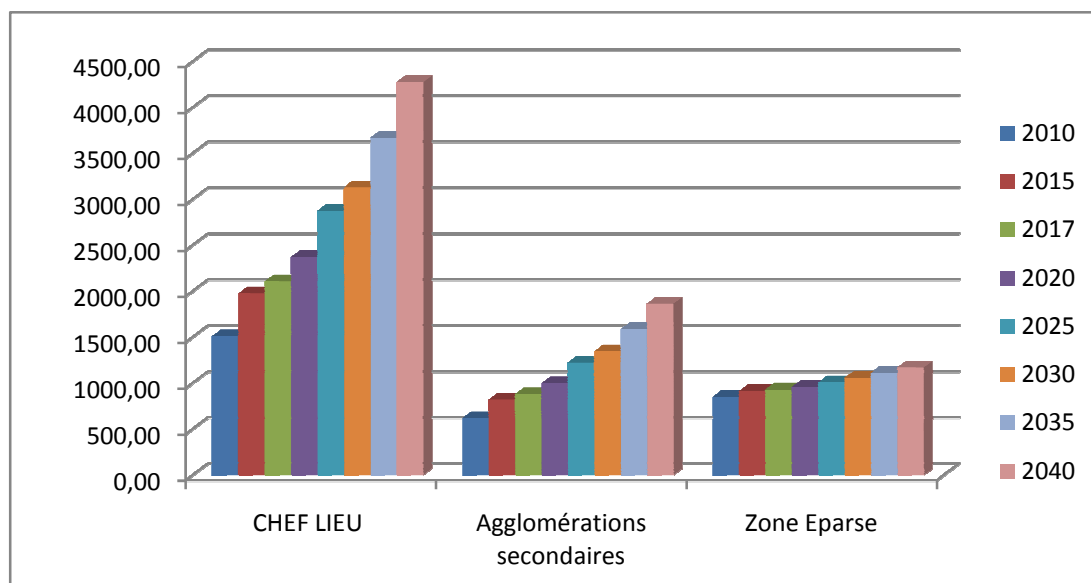


Figure II.2 : L'évolution des besoins domestiques

### II.4.2. Besoins socioéconomique

Pour contourner le problème d'absence de données concernant les équipements relatifs au secteur socioéconomique et industriel, l'évaluation des besoins est réalisé par l'introduction d'un coefficient multiplicateur dit de majoration noté  $K_{eq}$ . Les valeurs de ce coefficient sont fournies par le Plan National de l'Eau (PNE) et varient de 15% à 40%. Sa valeur est fixée selon le degré d'urbanisation et la typologie de l'agglomération considérée.

Le débit journalier des équipements est exprimé par la relation suivante :

$$Q_{eq}^j = Q_m^j \times K_{eq} \quad (II-3)$$

$Q_m^j$ : Débit moyen journalier domestiques en ( $m^3/j$ ).

$K_{eq}$ : Coefficient de majoration en (%)

Tableau II.6: Besoins actuels et prévisionnels des équipements publics en  $m^3/j$

	Horizon							
	Actuels			Prévisionnels				
Agglomération	2010	2015	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Chef Lieu	528,61	691,18	737,51	830,41	1150,24	1252,28	1466,91	1710,69
Agglomérations secondaires	216,13	287,14	308,09	349,52	428,27	470,61	555,68	652,53
Zone Eparses	0	0	0	0	0	0	0	0
<b>Total</b>	<b>744,74</b>	<b>978,32</b>	<b>1045,60</b>	<b>1179,93</b>	<b>1578,51</b>	<b>1722,90</b>	<b>2022,60</b>	<b>2363,22</b>

## Chapitre II : Estimation des besoins

Il est à remarquer, à travers les résultats du tableau ci-dessus, l'absence d'équipements socio économiques et industriels dans la zone éparse.

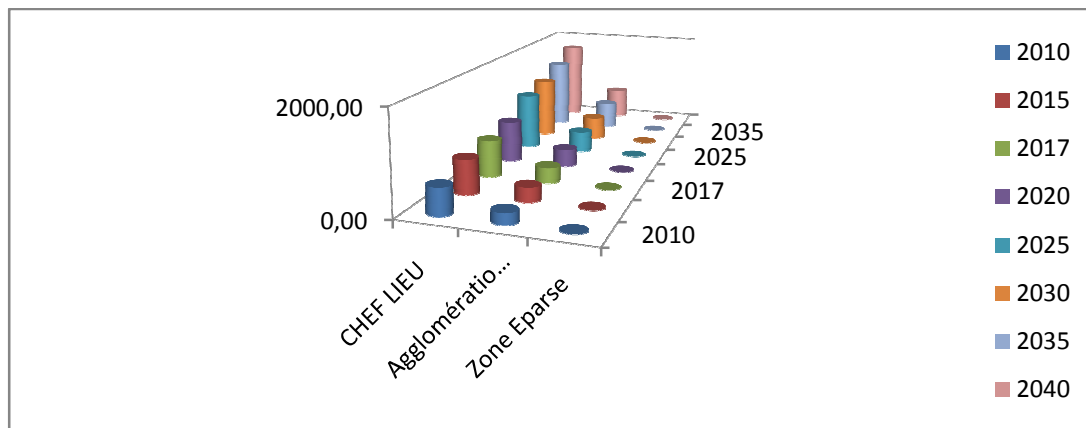


Figure II.3 : L'évolution des besoins socioéconomique.

À l'appui des besoins domestiques et des équipements socioéconomiques, nous déduisons les consommations nettes aux différents horizons. Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7: Besoins moyens nette journaliers actuels et prévisionnels en m<sup>3</sup>/j

	Horizon							
	Actuels			Prévisionnels				
<b>Agglomération</b>	<b>2010</b>	<b>2015</b>	<b>2017</b>	<b>2020</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2040</b>
Chef Lieu	2038,91	2665,98	2844,70	3203,00	4025,83	4382,99	5134,20	5987,43
Agglomérations secondaires	833,66	1107,54	1188,33	1348,15	1651,91	1815,23	2143,35	2516,90
Zone Eparse	850,56	911,92	930,24	958,4	1007,36	1058,72	1112,72	1169,44
<b>Total</b>	<b>3723,12</b>	<b>4685,44</b>	<b>4963,27</b>	<b>5509,55</b>	<b>6685,10</b>	<b>7256,93</b>	<b>8390,27</b>	<b>9673,77</b>

## Chapitre II : Estimation des besoins

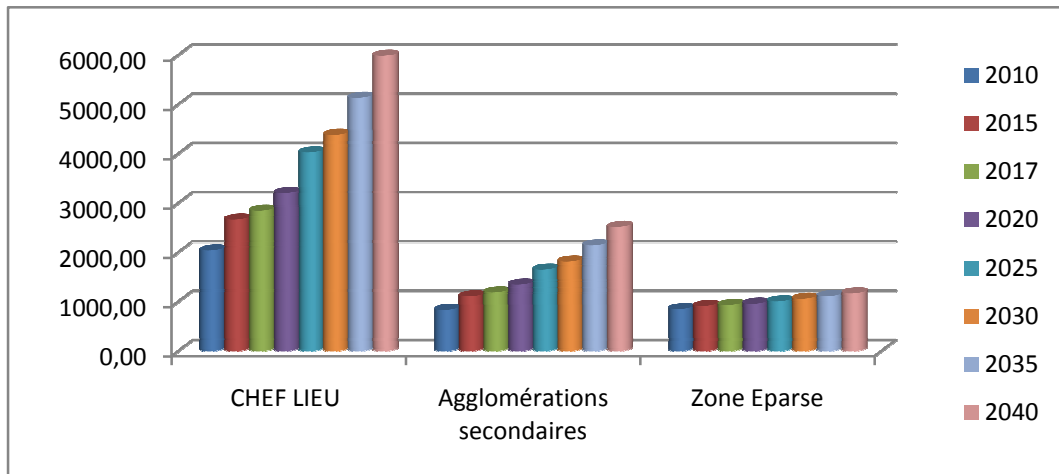


Figure II.4 : L'évolution des besoins moyens nette journaliers

### II.5. Débit de pointe journalière

Pour le calcul du débit de pointe journalier, nous prenons en considération les pertes globales dans le réseau d'alimentation en eau potable afin de déterminer le débit maximal journalier. Actuellement le taux de fuite est estimé par les services de l'hydraulique à 40%. Au vu de l'importance des fuites occasionnées dans le réseau et dans un souci d'amélioration du rendement du réseau et donc de la qualité des services, une attention toute particulière est accordée à cet aspect par les services de la SEEAL pour ramener ces taux de fuite à 30% à moyen terme et à 20% à long terme, ce qui correspond en terme de rendement global à court, moyen et long terme respectivement 71.5 %, 77% et 80%.

Pour le calcul du débit maximal journalier  $Q_{max}^j$  on introduit la notion de rendement global, pour tenir en compte des gaspillages, des pertes, ainsi que des erreurs d'estimations. Sa formule est :

$$Q_{max}^j = \frac{Q_{moy}^j}{\eta_g} \left( m^3 / j \right)$$

A ne pas confondre avec Le débit de pointe journalier qui lui reflète les besoins d'un logement pendant le jour où la demande est à son maximum. Pour calculer ce débit, on introduit la notion de coefficient de pointe journalier qui servira de multiplicateur pour le débit maximal journalier.

$$Q_p^j = K_p^j \times Q_{max}^j \quad (II-4)$$

$Q_{max}^j$  : Débit maximal journalier à la production ( $m^3/j$ ) ;

$Q_p^j$  : Débit de pointe journalier maximal à la production ( $m^3/j$ ) ;

$K_p^j$  : Coefficient de pointe journalier=1.3

Les résultats de calcul effectués sont récapitulés dans le tableau suivant :

## Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau II.8: Débit de pointe journalier actuelle et prévisionnelle en m<sup>3</sup>/j

Agglomération	Horizon							
	Actuelles			Prévisionnelles				
	2010	2015	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Chef Lieu	4417,63	5776,29	5283,01	5948,43	7476,53	7122,36	8343,07	9729,57
Agglomérations secondaires	1806,26	2399,67	2206,91	2503,70	3067,84	2949,74	3482,94	4089,97
Zone Eparsé	1842,88	1975,83	1727,59	1779,89	1870,81	1720,42	1808,17	1900,34
<b>Total</b>	<b>8066,77</b>	<b>10151,79</b>	<b>9217,51</b>	<b>10232,02</b>	<b>12415,19</b>	<b>11792,52</b>	<b>13634,18</b>	<b>15719,87</b>

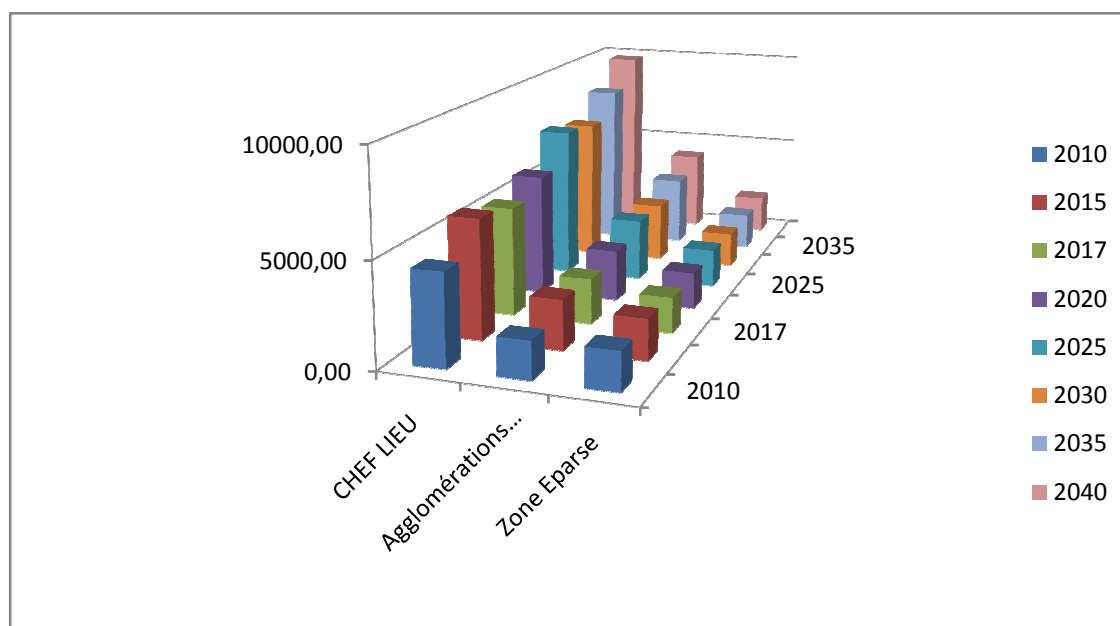


Figure II.5 : Evolution de la consommation de pointe journalière

### II.6- Détermination des débits de pointe horaires

Le débit de pointe horaire noté  $Q_p^h$  définit le débit contenant les besoins en eau d'un logement pendant l'heure la plus chargée, il fait intervenir à son tour un coefficient de pointe horaire noté  $K_p^h$ . Pour son calcul nous utilisons la formule suivante :

$$Q_p^h = K_p^h \times Q_p^j \quad (\text{II-6})$$



## Chapitre II : Estimation des besoins

$Q_p^h$  : Débit de pointe horaire en (m<sup>3</sup>/h) ;

$Q_p^j$  : Débit de pointe journalier en (m<sup>3</sup>/h) ;

$K_p^h$  : Coefficient de pointe horaire.

### II.6.1-Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy}^h = Q_p^j / 24$$

$Q_{moy}^h$  : Débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h ;

$Q_p^j$  : Débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j

Tableau II.9: Le débit moyen horaire actuel et prévisionnel en m<sup>3</sup>/h

Agglomération	Horizon							
	Actuels			Prévisionnels				
	2010	2015	2017	2020	2025	2030	2035	2040
CHEF LIEU	184,07	240,68	220,13	247,85	311,52	296,76	347,63	405,40
Agglomérations secondaires	75,26	99,99	91,95	104,32	127,83	122,91	145,12	170,42
Zone Eparse	76,79	82,33	71,98	74,16	77,95	71,68	75,34	79,18
<b>Total</b>	<b>336,12</b>	<b>422,99</b>	<b>384,06</b>	<b>426,33</b>	<b>517,30</b>	<b>491,35</b>	<b>568,09</b>	<b>654,99</b>

### II.6.2-Débit de pointe horaire

Ce débit joue un rôle très important dans le calcul de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable, il intervient aussi bien au niveau du calcul de la capacité utile de la cuve du réservoir de stockage qu'au niveau du dimensionnement du réseau de distribution.

#### II.6.2.1 Coefficient de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire noté  $K_p^h$  correspond à une augmentation maximale de la consommation horaire pendant la journée, il est exprimé par la formule suivante :

$$K_p^h = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-7})$$

## Chapitre II : Estimation des besoins

$\alpha_{\max}$  : Coefficient tenant compte du confort des équipements de l'agglomération et de la zone d'études. Sa valeur varie entre 1,2 et 1,5 et dépend du niveau de développement local, qui dans le cas présent de notre étude correspond à une valeur de  $\alpha_{\max}=1,3$ .

$\beta_{\max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant fournit sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.10 : Valeurs de  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Compte tenu de la typologie de chaque agglomération de la zone d'étude et à l'appui des fonctions d'interpolation nous déduisons les valeurs de  $K_p^h$ .

Tableau II.11 : Valeurs des  $K_p^h$  pour les différents horizons

	Horizon											
	2017		2020		2025		2030		2035		2040	
Agglomération	$\beta_{\max}$	$K_p^h$	$\beta_{\max}$	$K_p^h$	$\beta_{\max}$	$K_p^h$	$\beta_{\max}$	$K_p^h$	$\beta_{\max}$	$K_p^h$	$\beta_{\max}$	$K_p^h$
Chef Lieu	1,115	1.45	1,1	1.43	1,14	1.48	1,13	1.47	1,127	1.46	1,116	1.45
Agglomérations secondaires	1,227	1.6	1,21	1.57	1,19	1.55	1,19	1.56	1,18	1.53	1,17	1.52
Zone Eparsée	1,18	1.5	1,18	1.53	1,17	1.52	1,16	1.51	1,16	1.51	1,15	1.49

Sur la base des valeurs du tableau ci-dessus et après application de la formule du débit de pointe horaire nous aboutissons aux valeurs suivantes :

Tableau II.12 : Débits de pointe horaires

Agglomération	Horizon					
	2017	2020	2025	2030	2035	2040
Chef Lieu	319,07	354,43	461,68	435,95	509,31	588,15
Agglomérations secondaires	146,68	164,10	197,75	190,14	222,62	259,20
Zone Eparsée	110,42	113,76	118,56	108,10	113,61	118,38
<b>Total</b>	<b>576,17</b>	<b>632,29</b>	<b>777,99</b>	<b>734,18</b>	<b>845,54</b>	<b>965,73</b>

## Chapitre II : Estimation des besoins

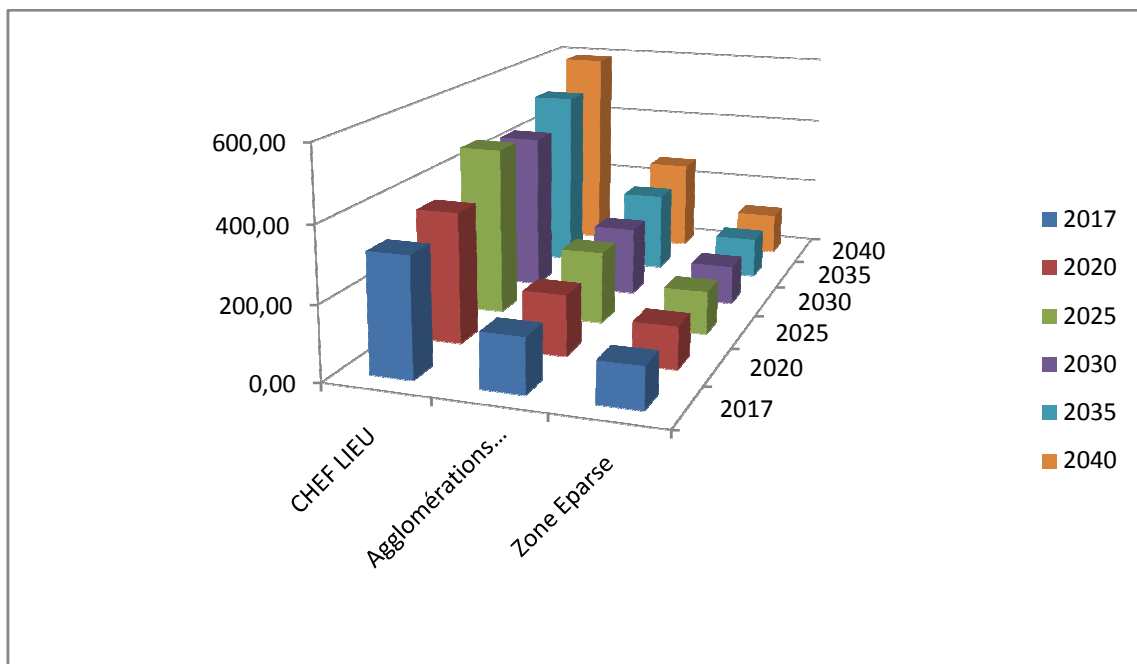


Figure II.6 : L'évolution de la consommation de pointe horaire

### Conclusion :

L'estimation des besoins en eau potable de chacune des localités de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau de la commune d'Ahmer El Ain à l'horizon 2040, nous permettra dans un premier temps de vérifier les capacités des ouvrages de production puis d'évaluer les capacités optimales des réservoirs de stockage, de dimensionner les stations de pompage, le réseau d'adduction et le réseau de distribution et ce pour des conditions optimales, garantissant ainsi le bon fonctionnement du système d'alimentation à long terme par la fourniture aux usagers de l'eau des quantités d'eau suffisantes avec des pressions suffisantes.

Pour répondre à ces impératifs nous allons dresser dans le prochain chapitre un bilan exhaustif de consommation/production.

## CHAPITRE III : Bilan Production –consommation

### Introduction :

L'alimentation en eau potable de la commune d'Ahmer el Ain est assurée à partir de deux types sources, les eaux souterraines (forages) et les eaux superficielles (barrage), plus un renforcement à travers les eaux de mer (dessalement).

### III.1.Bilan de consommation :

Actuellement les besoins en eau de l'ensemble de la zone d'étude s'élève donc à environ **15719,87 m<sup>3</sup>/j soit 655 m<sup>3</sup>/h** à l'horizon 2040.

Les besoins de production :

$$Q_j^p = \frac{Q_j^{moy}}{\eta_g} * k$$

Tel que :

$$\eta_g = \eta_d \eta_{ad}$$

$Q_j^p$  : Débit de point journalier.

$Q_j^{moy}$  : Débit moyen journalier.

$k_j^{max}$  : Coefficient d'irrégularité maximum journalière =1,3.

$\eta_g$  : Rendement global.

$\eta_d$  : Rendement de distribution.

$\eta_{ad}$  : Rendement de l'adduction.

Tableau III.1 : débit de point journalier aux différents horizons

	2017	2025	2040
$Q_j^{moy} (m^3/j)$	4963,27	6685,10	9673,77
$k_j^{max}$	1.3	1.3	1.3
$\eta_d$	70%	75%	80%
$\eta_{ad}$	90%	90%	90%
$\eta_g$	63%	68%	72%
$Q_j^p (m^3/j)$	10241.66	12780.34	17466.53

## CHAPITRE III : Bilan Production –consommation

### III.2.Bilan de production :

#### III.2.1.Les eaux souterraines :

Tableau III.2 : caractéristiques de forage F8

Nom de Forage	Cordonnées			Année de la mise en service	Profondeur (m)	Niveau		Débit D'Exploitation (m <sup>3</sup> /h)	Qualité de l'eau
	LONGITUDE (X)	LATITUDE (Y)	ALTITUDE (Z)			Statique (m)	Dynamique (m)		
F8	02°36'10"	36°30'03"	218	2001	115	70	78	18	Claire

#### \* le fonctionnement :

L'eau de ce forage est captée par une pompe Caprari Immergée avec 13 KW de puissance dont le débit 23 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique totale (HMT) de 144 m l'eau est refoulée en suite vers une Réservoir de 500m<sup>3</sup>.

Tableau III.3 : caractéristiques du forage F10 :

Nom de Forage	Cordonnées			Année de la mise en service	Profondeur (m)	Niveau		Débit D'Exploitation (m <sup>3</sup> /h)	Qualité de l'eau
	LONGITUDE (X)	LATITUDE (Y)	ALTITUDE (Z)			Statique (m)	Dynamique (m)		
F10	02°36'10"	36°30'03"	218	2002	108	60	68	20	Claire

#### \* le fonctionnement :

L'eau de ce forage est captée par une pompe de 11 KW de puissance dont le débit 20 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique totale (HMT) de (156-67) m l'eau est refoulée en suite vers une Réservoir de 500m<sup>3</sup>.

Tableau III.4 : caractéristiques de forage F11 :

Nom de Forage	Cordonnées			Année de la mise en service	Profondeur (m)	Niveau		Débit D'Exploitation (m <sup>3</sup> /h)	Qualité de l'eau
	LONGITUDE (X)	LATITUDE (Y)	ALTITUDE (Z)			Statique (m)	Dynamique (m)		
F11	02°35'55"	36°30'56"	317	2002	106	40	46	36	Claire

## CHAPITRE III : Bilan Production –consommation

### \* le fonctionnement :

L'eau de ce forage est captée par une pompe Caprari de type E6P45U/12Y de 26 KW de puissance dont le débit 30/54 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique totale (HMT) de (170/120) m l'eau est refoulée en suite vers une Réservoir de 500m<sup>3</sup>.

Tableau III.5 : caractéristiques de forage F12 :

Nom de Forage	Cordonnées			Année de la mise en service	Profondeur (m)	Niveau		Débit D'Exploitation (m <sup>3</sup> /h)	Qualité de l'eau
	LONGITUDE (X)	LATITUDE (Y)	ALTITUDE (Z)			Statique (m)	Dynamique (m)		
F12	02°36'46"	36°30'56"	596	2002	107	55	70	32	Claire

### \* le fonctionnement :

L'eau de ce forage est captée par une pompe de 26 KW de puissance dont le débit 12.7 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique totale (HMT) de 120 m l'eau est refoulée en suite vers une Réservoir de 500m<sup>3</sup>.

Tableau III.6 : caractéristiques de forage F13 :

Nom de Forage	Cordonnées			Année de la mise en service	Profondeur (m)	Niveau		Débit D'Exploitation (m <sup>3</sup> /h)	Qualité de l'eau
	LONGITUDE (X)	LATITUDE (Y)	ALTITUDE (Z)			Statique (m)	Dynamique (m)		
F13	02°35'51"	36°31'05"	201	2002	102	/	/	52	Claire

### \* le fonctionnement :

L'eau de ce forage est captée par une pompe Caprari de 22 KW de puissance dont le débit 54,6-64,8 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique totale (HMT) de 106-95,8 m l'eau est refoulée en suite vers une Réservoir de 500m<sup>3</sup>.

## CHAPITRE III : Bilan Production –consommation

Tableau III.7 : caractéristiques de forage si Lahouel :

Nom de Forage	Cordonnées			Année de la mise en service	Profondeur (m)	Niveau		Débit D'Exploitation (m <sup>3</sup> /h)	Qualité de l'eau
	LONGITUDE (X)	LATITUDE (Y)	ALTITUDE (Z)			Statique (m)	Dynamique (m)		
F si lahouel				2007	102	50	70	54	Claire

### \* le fonctionnement :

L'eau de ce forage est captée par une pompe Immersée avec 26Kw de puissance dont le débit (24 - 72) m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique totale (HMT) de (158-72) m l'eau est refoulée en suite vers une Réservoir de 500m<sup>3</sup>.

Tableau III.8 : débit d'exploitation des forages

Forages	Débit m <sup>3</sup> /h
F8	18
F9	Arrêté en 03/2017 problème de turbidité
F10	20
F11	36
F12	32
F13	52
Si Lahouel	54
<b>Total</b>	<b>212</b>

### III.2.2.Les eaux superficielle :

L'origine de ces eaux de surfaces est le barrage de Bouroumi qui se situe au sud d'Ahmer el Ain, ces eaux sont traité dans la station monobloc Mitidja ouest qui a mis en service en 2006 avec une production journalière de **5000m<sup>3</sup>/jour**.

## CHAPITRE III : Bilan Production –consommation

### III.2.3.Les eaux de mer :

Dans le cadre du renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de d'Ahmer el AIN, la DRE a relié le chef lieu venant à la station de station de dessalement des eaux de mer Fouka avec une conduite principale véhiculant un débit de **1000 m<sup>3</sup>/jour**

Tableau III.9: Volume de production actuelle en eaux superficielle, souterraine et eaux de dessalement :

VOLUME DE PRODUCTION	ANNEE			OBSERVATION
	2012	2014	2017	
EAUX SOUTERRAINES M3/AN	1 418 219	1 817 338	1 857120	
EAUX SUPERFICIELLE	1 284 931	1 111 913	1 752000	
EAUX DE DESSALEMENT	0	331 200	365 000	DEBUT D'ALIMNTATION DE AEA A PARTIR DE DESSALEMENT LE 1IER AVRIL 2014 POUR 1200M3/J

### IV. Bilan production-consommation :

Tableau III 10 : Bilan production-consommation :

BESOINS	Horizons		
	2017	2025	2040
TOTAL DES BESOINS MAXIMAUX (M3/an)	3 783 206	4 664 824.1	6 375 283.45
TOTAL DES BESOINS MAXIMAUX (M3/H)	431.87	532.51	727.78
CAPACITE DE POMPAGES (MO+FORAGES+EAUX DE DESSALEMENT)(M3/AN)	3 974 120	3 974 120	3 974 120
CAPACITE DE POMPAGES (MO+FORAGES+EAUX DE DESSALEMENT) (M3/H)	453.66	453.66	453.66
BILAN (M3/H)	21.79	-78.85	-274.12
OBSERVATION		DEFICIT	DEFICIT



## CHAPITRE III : Bilan Production –consommation

On remarque que pour une adduction de 24 heures de pompage, à partir des ressources souterraines, superficielles et du dessalement, les besoins de la commune d’Ahmer el Ain ne sont pas satisfaisants à moyen et long terme et il y aura un déficit.

On note au passage qu’un renforcement de la station monobloc est projeté d’une capacité de 5000 m<sup>3</sup>/j .On signale aussi la réalisation de nouveaux forages sont prévus au nord de la commune Ahmer El Ain.

Tableau III.11: Liste des Forages réalisés ou en cours de réalisation.

	Etat	Nombre	Débit : Q (m <sup>3</sup> /h)
<b>forages réalisés par la D.R.E TIPAZA</b>	achevé	1	54
<b>forages réalisés par la SEAAL</b>	Travaux en cours	2	108
<b>forages réalisés par la SEAAL</b>	Non lancé	2	90
<b>Total</b>		<b>5</b>	<b>252</b>

Source ; SEAAL

## V. BILAN GENERAL

Tableau III.12: Bilan global

BESOINS	HORIZONS		
	2017	2025	2040
<b>TOTAL DES BESOINS MAX (M3/H)</b>	431.87	532.51	727.78
<b>CAPACITE DE POMPAGES (MO+FORAGES+EAUX DE DESSALEMENT)(M3/H)</b>	453.66	453.66	453.66
<b>NOUVELLE STATION MONOBLOC (M3/H)</b>	0	208.33	208.33
<b>FORAGES ACHEVE OU EN COURS DE REALISATIONS (M3/H)</b>	54	252	252
<b>TOTALE PRODUCTION (M3/H)</b>	<b>507.66</b>	<b>913.98</b>	<b>933.98</b>
<b>BILAN (M3/H)</b>	<b>75.79</b>	<b>381.47</b>	<b>186.21</b>

## **CHAPITRE III : Bilan Production –consommation**

### **VI. Conclusion :**

On remarque bien qu'avec l'apport considérable de nouvelles productions à savoir la nouvelle station monobloc et les nouveaux forages, le déficit sera compensé

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage

### Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique tampon permettant le stockage et l'exploitation d'une eau par accumulation.

L'exploitation peut se faire par écoulement libre ou par écoulement forcé, de la même manière que pour la distribution.

### III.1. Rôle et fonctions des réservoirs

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

En plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- 

### III.2. Classification des Réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon les critères pris en considération.

#### III.2.1. Classification selon le matériau de construction

En ce qui concerne le choix du matériau de construction. On a :

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé ou précontraint.

#### III.2.2. Classification selon l'usage

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- Réservoir de traitement.

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage

### III.2.3. Selon la forme géométrique

Généralement on trouve dans la nature deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir de section rectangulaire ou carré.

Comme on peut trouver des réservoirs a forme quelconques (sphérique, conique, ...etc.).

### III.3.diagnostic des réservoirs existants

#### a- le chef lieu :

Il existe deux réservoirs :

De la station de pompage de Mitidja ouest, l'eau arrive par refoulement directement au Réservoir N°1 (1200m<sup>3</sup>) et réservoir N°2 (500m<sup>3</sup>).

Tableau III.1 caractéristiques du réservoir R1200m<sup>3</sup>

Capacité	Type	CTP	CR	L'usage	forme
1200m <sup>3</sup>	Sur élevés (château d'eau)	139.79m	133.79m	Accumulation et stockage	cylindrique

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage



Figure III.1 : Réservoir 1200m<sup>3</sup> du chef lieu

Tableau III.2 caractéristique de réservoir 500m<sup>3</sup>.

Capacité	type	CTP	CR	L'usage	forme
500 m <sup>3</sup>	Semi-enterré	168.89m	164.89m	Accumulation et stockage	cylindrique

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage



Figure III.2 : réservoir 500m<sup>3</sup>chef lieu.

### **b-Agglomération secondaire :**

Il ya 3 réservoirs :

#### **b-1) Réservoir Houari Abdelkader :**

De la station de pompage Mitidja ouest, l'eau arrive par refoulement directement vers le réservoir.

Tableau III.3 caractéristique de réservoir HAEK.

Capacité	type	CTP	CR	L'usage	forme
300 m <sup>3</sup>	Sur élevés (château d'eau)	114.27	110.27	Accumulation et stockage	cylindrique

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage



Figure III.3 : Réservoir Houari Abdelkader

### b-2) Réservoir cinq martyrs :

Ce réservoir est alimenté à partir du forage si Lahouel.

Tableau III.4 : caractéristique de réservoir 5 martyrs

Capacité	type	CTP	CR	L'usage	forme
300 m <sup>3</sup>	Sur élevés	---	---	Accumulation et stockage	cylindrique



## Chapitre IV : Réservoirs de stockage



Figure III.4 : Réservoir cinq martyrs

### b-3) Réservoir Lahsen Ben Aicha :

De la station de pompage Mitidja ouest, l'eau arrive par refoulement directement vers le réservoir.

Tableau III.5 caractéristique de réservoir Lahsen ben aicha

Capacité	type	CTP	CR	L'usage	forme
100m <sup>3</sup>	Semi-enterré	145.45m	142.31m	Accumulation et stockage	cylindrique



## Chapitre IV : Réservoirs de stockage



Figure III.5 : Réservoir de 100 m<sup>3</sup> Lahcen Ben Aicha

### A l'horizon :

Dans le cadre du renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ahmer el Ain, la DRE a relié le chef lieu à la station de dessalement de Fouka avec la conduite principale et a projeté la réalisation d'un réservoir de 3000 m<sup>3</sup> au chef lieu d'Ahmer el Ain et qui sera mise en service au début de l'année 2019.

Tableau III.6 : caractéristiques de réservoir 3000m<sup>3</sup> :

Capacité	type	CTP	CR	L'usage	forme
3000m <sup>3</sup>	Semi-enté	199.65	193.65	Accumulation et stockage	cylindrique

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage



Figure III.6 : Plateforme du réservoir de 3000 m<sup>3</sup> au chef lieu

### III.4. Calculs la capacité totale des réservoirs

Nous avons deux méthodes de calcul :

#### III.4.1 Méthode analytique

On utilise la méthode analytique pour le calcul du volume  $V$  d'un réservoir qui est de la forme suivante :

$$V = A.X + B$$

Avec :

- $V$  : Volume du réservoir.
- $A$  : Coefficient du dimensionnement.
- $B$  : Réserve d'incendie.
- $X$  : Débit maximal journalier.

Alors :

$$V = \frac{|A_{max}^+| + |A_{max}^-|}{100} * Q_{jmax} + V_{inc}$$

Les volumes  $A_{max}^+$  et  $A_{max}^-$  sont respectivement les excès et les déficits lors des différentes heures de la journée

$V_{inc}$ : Volume d'incendie, égale à 120m<sup>3</sup> pour une durée de 2 heures.

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage

### III.4.2 Méthode graphique :

On se base sur le même principe que la méthode analytique, à la différence que cette fois nous allons faire le cumul de la production et celui de la consommation et effectuer ensuite une comparaison graphique. Le volume du réservoir correspond à la somme de la valeur absolue des deux plus grands écarts entre les deux courbes (le plus grand écart positif et le plus grand écart négatif).

Cette méthode permet aussi de déterminer l'heure du démarrage de la pompe dans le cas d'un fonctionnement discontinu.

$$V = \frac{(d+d')}{100} * Q_{J \max} + V_{inc}$$

Avec :

- $V$  : Volume du réservoir (m<sup>3</sup>).
- $(d+d')$  : écarts maximaux entre les deux courbes.
- $Q_{jmax}$ : Débit maximal journalier (m<sup>3</sup>/j).
- $V_{inc}$ : Réserve d'incendie généralement estimé à 120m<sup>3</sup> pour une durée de 2 heures.

### III.5 Détermination de capacité de stockage

Nous avons choisi de travailler avec la méthode graphique

Pour exercer cette méthode nous avons besoins des deux données suivantes :

1- La production

Nous savons que la station de pompage fonctionne 20<sup>h</sup>/24<sup>h</sup> de (4h00 jusqu'à 00h), ce qui lui donnera un débit de 5% de  $Q_{maxj}$  par heure.

2- La consommation

Nous allons prendre la répartition de la demande à partir de l'abaque de coefficient de variation de consommation en % en fonction de nombre d'habitants.

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage

### III.5.1 chef lieu

Tableau III.7 Evaluation du volume résiduel du réservoir du chef lieu à l'horizon 2040

Heurs	Volume		Volumes cumulés		différence	
	Apport%	Distribution%	App cumulé	Distribution cumulé	+	-
0-1	--	1,5		1,5		1,5
1-2	--	1,5		3		3
2-3	--	1,5		4,5		4,5
3-4	--	1,5		6		6
4-5	5	2,5	5	8,5		3,5
5-6	5	3,5	10	12		2
6-7	5	4,5	15	16,5		1,5
7-8	5	5,5	20	22		2
8-9	5	6,25	25	28,25		3,25
9-10	5	6,25	30	34,5		4,5
10-11	5	6,25	35	40,75		5,75
11-12	5	6,25	40	47		7
12-13	5	5	45	52		7
13-14	5	5	50	57		7
14-15	5	5,5	55	62,5		7,5
15-16	5	6	60	68,5		8,5
16-17	5	6	65	74,5		9,5
17-18	5	5,5	70	80		<b>10</b>
18-19	5	5	75	85		10
19-20	5	4,5	80	89,5		9,5
20-21	5	4	85	93,5		8,5
21-22	5	3	90	96,5		6,5
22-23	5	2	95	98,5		3,5
23-24	5	1,5	100	100		0

Tableau III.8 : Résultat du calcul du volume total du stockage à l'horizon 2040 :

Paramètres	$Q_{maxj}(m^3/j)$	Rmax	$V_r$	$V_{inc}(m^3)$	$V_t m^3$
Résultats	9729,57	10	972,9	120	1093

## Chapitre IV : Réservoirs de stockage

### III.5.2 Agglomération secondaires et zones éparses :

Tableau III.9 Evaluation du volume résiduel du réservoir des Agglomération secondaires et zones éparses à l'horizon 2040

heurs	Volume		Volumes cumulés		différence	
	Apport%	Distribution%	App cumulé	Distribution cumulé	+	-
0-1	■	1,5		1,5		1,5
1-2	-	1,5		3		3
2-3	--	1,5		4,5		4
3-4	--	1,5		6		6
4-5	5	2,5	5	8,5		3,5
5-6	5	3,5	10	12		2
6-7	5	4,5	15	16,5		1,5
7-8	5	5,5	20	22		2
8-9	5	6,25	25	28,25		3,25
9-10	5	6,25	30	34,5		4,5
10-11	5	6,25	35	40,75		5,75
11-12	5	6,25	40	47		7
12-13	5	5	45	52		7
13-14	5	5	50	57		7
14-15	5	5,5	55	62,5		7,5
15-16	5	6	60	68,5		8,5
16-17	5	6	65	74,5		9,5
17-18	5	5,5	70	80		<b>10</b>
18-19	5	5	75	85		10
19-20	5	4,5	80	89,5		9,5
20-21	5	4	85	93,5		8,5
21-22	5	3	90	96,5		6,5
22-23	5	2	95	98,5		3,5
23-24	5	1,5	100	100		0

Tableau III.10 : Résultat du calcul du volume total du stockage à l'horizon 2040

Paramètres	$Q_{maxj}(m^3/j)$	Rmax	$V_r$	$V_{inc}(m^3)$	$V_t m^3$
Résultats	5990,4	10	599,04	120	720

### III.6 Interprétation des résultats de calcul

La capacité totale des réservoirs existants est de **2400m<sup>3</sup>**, alors que le volume calculé égale à **1813 m<sup>3</sup>**. Donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins d'Ahmer el Ain pour l'horizon **2040**.

## **Chapitre IV : Réservoirs de stockage**

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons déterminé la capacité et la dimension des différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement du réseau d'adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée

## **Chapitre V : Etude de l'adduction**

### **Introduction :**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transfert de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Le but de ce chapitre consiste à présenter une variante permettant d'assurer de façon optimale, la livraison de quantité d'eau suivant un système techniquement performant et économique.

### **V.1. Types d'adduction :**

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

#### **V.1.1. Adduction gravitaire :**

Dans une adduction gravitaire, le réservoir d'accumulation se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de distribution. Dans ce cas, l'écoulement d'eau obéit à la loi de la force pesanteur (Dupont, 1971).

#### **V.1.2. Adduction par refoulement :**

Ce type d'adduction est utilisé dans le cas où le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage doivent être relevées par une station de pompage (Dupont, 1971).

### **V.2. Diagnostic de système d'adduction actuelle :**

Sur la base de données de la DRE et la mission de reconnaissance effectuée sur site, il nous a été possible d'établir une description générale du système d'adduction actuel de la zone d'étude :

La commune d'AHMER EL AIN est alimentée par refoulement à partir de la station Mitidja Ouest avec une conduite d'adduction de 400 mm en mauvais état en amiante ciment, présentant plusieurs ramifications vers les réservoirs existants et des piquages vers les douars longeant la conduite.



## Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.1 : caractéristiques de la conduite d'adduction existante :

	Longueur (m)	Diamètre (m)	Matériau de construction	Cote Terrain naturel		Etat
				Amont(m)	Aval(m)	
<b>Conduites de refoulement</b>	6450	400	Amc	Station de pompage M.O	Douar Hamia 2	mauvais



Google Earth

Photo V.1 : système d'adduction actuel

Tableau V.2 : Différents piquages sur la conduite de refoulement M.O

	Piquages	Diamètre (m)	Matériau de construction	Longueur (m)
VERS DOUARS	Brahim ben Omar	80	Acier	1020m
	Brahim ben Omar1, 2,3 et Bouzid	63	PEHD	3345m
	Maameri	110	PVC	439m



## Chapitre V : Etude de l'adduction

	Belalia	80	A/G	
	Hamia 1 + Lahouel	110	PVC	823 m
	Houari AEK 1	90	PEHD	240 m
	Houari 2	63	PEHD	770 m
	Hamia 2	63	PEHD	125 m
VERS RESERVOIRS	RV 100 Lahcen ben Aicha	90	PEHD	1650 m
	RV 500 chef lieu	150	ACIER	856m
	CE 1200	150	ACIER	310 m
	CE 300 Houari AEK	90	PEHD	25m



Photo.2 : conduite d'adduction actuelle

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### V.3. DESCRIPTION DU PROJET :

Notre projet consiste à Réaliser une nouvelle conduite de refoulement vers le réservoir tampon en cour de réalisation 3000 m<sup>3</sup>.

Ce projet il permettra en effet d'éviter de refouler vers plusieurs directions au même temps en proposant un refoulement direct vers un seul tampon (R 3000m<sup>3</sup>) qui desservira de son côté les autres ouvrages gravitairement. par la suite on alimente les douars et les chefs lieu à partir des réservoirs les plus proches.

#### V.3.1. Choix du tracé :

Pour effectuer un meilleur tracé de la conduite d'adduction, nous devons tenir compte des différents paramètres économiques, techniques, et topographiques qui suivent :

- choisir le tracé le plus court possible pour des raisons économique.
- suivre les accotements des routes pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement du matériel lors de la réalisation.
- enfin, les coudes doivent être largement ouvert afin d'éviter les butées importantes et diminuer les pertes de charge.
- éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds, ...etc.).

#### V.3.2.Choix du type de conduites

Les différentes conduites dans le domaine d'alimentation en eau potable sont les conduites en fonte, en acier, en amiante ciment, en matière thermoplastique, en polyéthylène à haute densité (PEHD) et les conduites en béton. Le choix du type de conduites est établi en tenant compte de plusieurs critères d'ordre technique, à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose. Et sur des critères économiques qui englobent le prix des équipements et leurs disponibilités sur le marché national.

Pour notre projet, nous avons opté pour les adductions en fonte ductile PN 25 pour les raison suivantes :

Tableau V.3 Avantages des conduites en fonte ductile

	<b>Fonte ductile</b>
<b>Avantages</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>➤ Moyennement économiques.</li><li>➤ Disponibilité sur le marché.</li><li>➤ Résistance à des grandes pressions.</li><li>➤ Permettre une pose simple et adéquate.</li><li>➤ Les pertes de charge sont faible à l'état neuf.</li><li>➤ Moins défavorables que les tuyaux en Acier, notamment en ce qui concerne l'ovalisation.</li></ul>

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### V.3.3. Etude technico-économique des diamètres d'adduction par refoulement

Pour un même débit à relever, plus la perte de charge est grande (petit diamètre) plus la dépense d'énergie est importante. La perte de charge varie en sens inverse du diamètre des canalisations. Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de la station de pompage. Le choix du diamètre de la conduite est lié à des impératifs d'ordre économique. En effet, reprise qui diminue lorsque le diamètre de la conduite augmente.

### V.3.4. Détermination des diamètres économiques :

Dans notre projet on utilise les deux formules de BONNIN et BRESSE, tels que :

$$\sqrt{Q} \leq D \leq 1,50\sqrt{Q}$$

Avec :

**D** : Diamètre de la conduite en mètre (m) ;

**Q** : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s.

On choisit une gamme de diamètre en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché. Le diamètre économique à adopter correspondra alors à la somme minimale des frais d'exploitation et d'amortissement calculés.

### V.3.5. Calcul de la vitesse de l'écoulement

Dans les différents problèmes relatifs de l'écoulement dans les canalisations, il faut toujours calculer la vitesse moyenne dans la conduite par la relation de continuité (X.X), de manière à s'assurer qu'elle est acceptable :

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

Avec :

**V** : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

**D** : Diamètre intérieur de la conduite (m)

En effet, si la vitesse est trop grande il peut en résulter certains inconvénients d'ordre pratique (risque de coup de bélier trop violent en cas de changement brusque du régime d'écoulement, difficultés d'alimenter correctement les branchements) et risque de dépôts

## Chapitre V : Etude de l'adduction

solide pour des faibles vitesses entraînant ainsi l'obturation de la conduite. Dans la pratique des adductions d'eau, nous veillerons toujours à ce que la vitesse d'écoulement de l'eau dans chaque tronçon soit comprise entre **0,50 m/s** et **1,50 m/s**, en fonction du diamètre adopté.

### V.3.6. Calcul des pertes de charge

#### a- Pertes de charge linéaire :

La perte de charge unitaire est donnée par la formule universelle de **Darcy**, appelée aussi par certains pays formule de **Darcy-Weisbach**, notée :

$$j = \lambda \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

Avec :

**j** : Gradient de perte de charge linéaires (m/ml).

**D** : Diamètre de la conduite (m).

**g** : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

**V** : Vitesse de l'écoulement (m/s).

**λ** : Coefficient de perte de charge linéaire.

Il existe une grande variété de formules plus ou moins empiriques pour la détermination du coefficient de pertes de charge  $\lambda$ . Nous citons :

- **En régime turbulent rugueux** :  $\lambda$  est donné par la formule de **NIKURADZI**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \left[ 1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]$$

Ou bien :

$$\lambda = \left[ 1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D} \right]^{-2}$$

Avec :

$\frac{\varepsilon}{D}$  : Rugosité relative, qui dépend de la nature interne de la paroi de la conduite.

- **En régime transitoire** :  $\lambda$  est donné par la formule de **COLEBROOK WHITE**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

**ε** : Rugosité absolue ;

**D** : Diamètre de la conduite (m) ;

## Chapitre V : Etude de l'adduction

$R_e$  : Nombre de Reynolds, sans dimension, caractérisant la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

Avec :

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau (égale à  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s).

En fonction de la valeur de nombre de Reynolds, nous avons la classification suivante :

$R_e < 2100$  : Régime laminaire.

$2100 < R_e < 4000$  : Régime transitoire.

$R_e > 4000$  : Régime turbulent rugueux.

- **En régime laminaire** :  $\lambda$  est indépendant de la rugosité relative, il n'est fonction que de nombre de Reynolds, il est donné par l'expression de **POISEUILLE**

$$\lambda = \frac{64}{R_e}$$

$\lambda$  peut être déterminé par le diagramme de Moody en fonction de nombre de Reynolds et la rugosité relative ;

$$\lambda = f\left(R_e, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

### b-Pertes de charge linéaire

Les pertes de charge linéaires sont celles dues aux frottements qui se produisent le long des conduites. Ces frottements sont dus au fait que la viscosité du liquide n'est jamais nulle et que la paroi de la conduite n'est jamais lisse. Nous enregistrons une dissipation et une diminution de la charge totale le long de la conduite. Nous disons alors que nous avons une perte de charge. Ces pertes de charge linéaires s'estiment comme suit :

$$\Delta H_1 = j \cdot L \text{ (DARCY-WEISBACH)}$$

$j$  : Pertes de charge unitaire.

$L$  : Longueur géométrique de la conduite (m).

Donc :

$$\Delta H_1 = \frac{\lambda V^2}{D 2g} L$$

### c-Pertes de charge singulières

Elles sont dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation tels que les coudes, les élargissements et rétrécissements brusque ou progressifs, les

## Chapitre V : Etude de l'adduction

branchements et dérivations et enfin les robinets-vannes. Ces pertes de charges, notée  $\Delta H_s$ , représente 15% des pertes de charges linéaires. Soit :

$$\Delta H_s = 15\% \Delta H_l = 0,15 \Delta H_l = 0,15 j.L (m)$$

### d-Pertes de charge totales

Les pertes de charge totales  $\Delta H_t$  représentent la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s (m)$$

### V.3.7 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt

La hauteur manométrique totale **Hm** représente la somme de la hauteur géométrique **Hg** et la perte de charge totale  $\Delta H_t$ .

$$Hmt = H_g + \Delta H_t (m)$$

#### ❖ La hauteur géométrique $H_g$

La hauteur géométrique de refoulement **Hg** est égale à la différence entre la cote du trop-plein **CTP** du réservoir d'arrivé et celle du radié du réservoir de départ **Cr** ou du terrain naturel :

$$H_g = C_{tp} - C_r (m)$$

$C_{tp}$ : Cote trop-plein du réservoir d'arrivé en (m);

$C_r$  : Cote radié du réservoir de départ ou la station de reprise de départ en (m)

### V.3.8.Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est définie comme étant le travail effectué pendant une unité de temps relever un débit **Q** à la hauteur manométrique totale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g.Q.HMT}{\eta} (Kw)$$

Avec :

**P** : Puissance absorbée par la pompe (kw).

**g** : Accélération de la pesanteur égale à 9,81 (m/s<sup>2</sup>).

**HMT** : Hauteur manométrique totale (m).

**η** : Rendement de la pompe (égale à 75%).

**Q** : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s).

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### V.3.9. Energie consommé par la pompe

C'est l'énergie électrique consommée par la pompe durant une année pour relever un débit  $Q$  à une hauteur Hmt. Elle est noté  $E$  et se calcul comme suit :

$$E = 365. P. T \quad (\text{kwh})$$

Avec :

$P$  : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

$T$  : Temps de pompage journalier (dans notre cas,  $T$  est pris égale à 20 heures).

### V.3.10 Prix d'énergie (Frais d'exploitation)

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du kilowattheure (kwh) d'électricité, ils sont donnée par la formule suivante :

$$F_e = E. e$$

Avec :

$E$  : Energie total dépensée par la pompe ;

$e$  : Tarif de l'énergie égale à **4,179 DA/kwh** (d'après les services de la SONELGAZ)

### V.3.11. Evaluation des frais d'amortissement ( $F_a$ )

Les frais d'amortissement ( $F_a$ ) sont égaux au prix de revient total de la conduite multiplié par l'annuité d'amortissement  $A$  ;

$$F_a = P_c. L. A \quad (\text{DA})$$

Avec :

$P_c$  : Prix par mètre linéaire de la conduite (DA).

$L$  : Longueur de la conduite.

$A$  : Annuité d'amortissement donnée par la formule.

$$A = \frac{(i + 1)^t * i}{(i + 1)^t - 1}$$

$i$  : Taux d'annuité  $\approx 8\%$ .

$t$  : Nombre d'année d'amortissement ( $n=30$ ans).

Ce qui donne :  $A = 0,0888$



## Chapitre V : Etude de l'adduction

### V.3.12. Le bilan des frais totale $F_t$

Le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le choix du diamètre est alors porté sur le diamètre ayant le bilan des frais est minimale.

$$F_t = F_a + F_e (DA).$$

### V.4. Dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement:

#### V.4.1 Le choix de tracé :



figure.3 : Schéma de la nouvelle conduite d'adduction par refoulement

#### V.4.2 Calcule :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,22} = 0,47\text{m}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,22} = 0,70\text{m}$$

$$500\text{mm} \leq D \leq 700\text{m}$$



## Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.4 Caractéristiques du tronçon (SP-R3000) :

Tronçon	Type de conduite	Q (m3/s)	Côte de départ (m)	Côte d'arrivée (m)	Hg (m)	L (m)
SP MO vers R3000m <sup>3</sup>	Fonte ductile	0,22	82,89	199,65	116,76	6865

Tableau V.5 Calculs des pertes de charge et des hauteurs manométriques totales

D (mm)	V (m/s)	Re	$\Lambda$	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_S$ (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hmt (m)
500	1,12	560509,554	0,013900	12,22397	1,83360	14,05757	130,82
600	0,78	467091,295	0,013400	4,73583	0,71037	5,44620	122,21
700	0,57	400363,967	0,013000	2,12569	0,31885	2,44455	119,20

Tableau V.6 Frais d'exploitation

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	e (da/kwh)	FE (DA)
500	0,5	376,440635	2748016,63	4,2
600	0,6	351,660575	2567122,2	4,2
700	0,7	343,023007	2504067,95	4,2

Tableau.7 Frais d'amortissements

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
500	26300	6865	180549500	0,089	16068905,5
600	29 500	6865	202517500	0,089	18024057,5
700	36 000	6865	247140000	0,089	21995460

## Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.8 Frais total

<b>D (mm)</b>	<b>FE (DA)</b>	<b>FA (DA)</b>	<b>FT (DA)</b>
<b>500</b>	11541669,9	18024057,5	29565727,4
<b>600</b>	10781913,2	21995460	32777373,2
<b>700</b>	10517085,4	25905764	36422849,4

D'après les résultats précédant, le diamètre le plus économique et celui qui assure une sécurité est de **500mm**.

### V.5 Dimensionnement des conduites d'adduction gravitaires :

#### V.5.1 Etude technico-économique

##### a-Détermination des diamètres économiques

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de **DARCY-WEISBAKH** :

$$\Delta H = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m}$$

De cette formule on tire le diamètre avantageux qui est :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Avec :

$\Delta H$  : Charge disponible (m).

$L$  : Longueur de la conduite (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

$K, \beta, m$  : Coefficients dépendent du type de la tuyauterie . Ces coefficients sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 Coefficients  $K, m, \beta$  pour différents types de tuyaux

<b>Tuyau</b>	<b>K</b>	<b>m</b>	<b><math>\beta</math></b>
<b>Acier</b>	0,001735 à 0,00179	5,1 à 5,3	1,9 à 2
<b>Fonte</b>	0,001735 à 0,00179	5,1 à 5,3	1,9 à 2
<b>Amiante-ciment</b>	0,00118	4,89	1,85
<b>PEHD</b>	0,001052	4,774	1,77

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### b-Etude du projet :

Le transfert prend son départ à partir du réservoir R3000 qu'alimente gravitairement les réservoirs R1200, R500 (chef-lieu) et R300 Houari Abdel Kader et R100 Lahcen ben Aicha.

A partir de R3000 l'eau arrive par une conduite gravitaire jusqu'à point de piquage P1 à où deux conduites démarrent :

- Une qui alimente le réservoir R300 de Houari Abdelkader.
- Une deuxième qui continue vers le point de piquage P2.

A partir de ce dernier, deux autres conduites démarrent :

- une qui alimente le réservoir R100 Lahcen ben aicha ;
- une deuxième qui continue vers le point de piquage P3.

A partir de ce point de piquage deux conduites débute :

- une qu'alimente le réservoir R500 chef lieu et l'autre qu'alimente le réservoir R1200 du chef lieu.

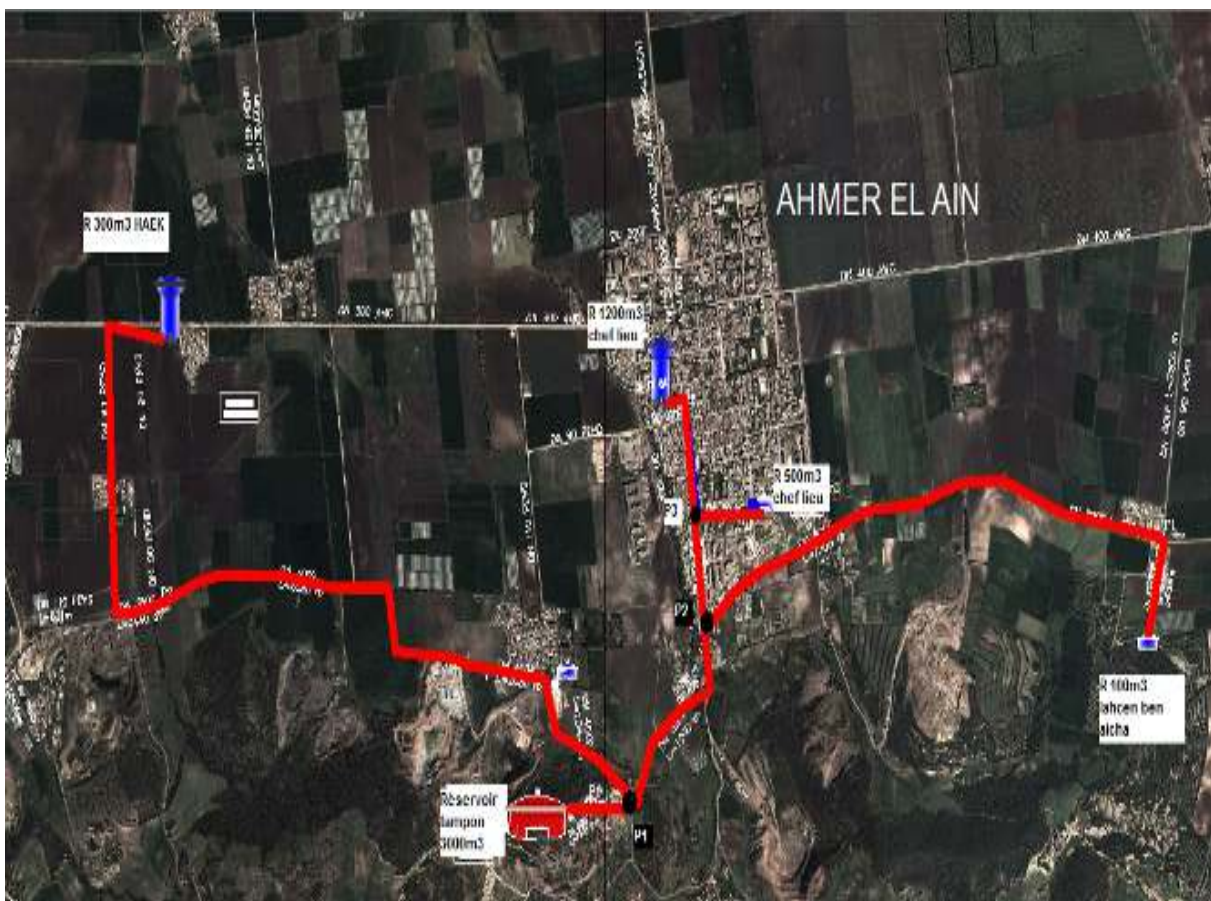


Figure V.5 Schéma de conduite d'adduction gravitaire.

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### Tronçon n°1 de réservoir R3000 vers point de piquage P1 :

Tableau V.10 Caractéristiques du tronçon (R3000-P1)

Tronçon	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Charge de départ (m)	Charge d'arrivée (m)	ΔH (m)	L (m)
R3000 vers P1	Fonte ductile	0,181	199.65	/	/	285

Vu que on n'a pas la charge au point P1 (T de raccordement) donc on doit fixer la vitesse pour calculer le diamètre avantageux de cette conduite.

On pose:  $V = 1 \text{ m/s} \rightarrow Q = V.S$

$$Q = S = \pi \frac{D^2}{4} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.0,22}{\pi}} = 0,48 \text{ m}$$

$$D = 480 \text{ mm}$$

Tableau V.11 : Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction (R3000-P1).

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
500	0,181	0,196	0,92

Le diamètre choisi pour la conduite gravitaire du réservoir R3000 vers le point P1 est le **D=500mm**

Tableau V.12 Frais totaux DE Tronçon (R3000-P1).

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
500	29500	285	8407500	0,0888	7465860

## Chapitre V : Etude de l'adduction

Après avoir calculé le diamètre de la conduite maintenant on peut calculer la charge au point P1 :

$$H_{(P1)} = H_{(R3000)} - \Delta H_T$$

$$H_{(P2)} = 199,65 - 1,07 = 198,58$$

$$H_{(P1)} = 198,58\text{m}$$

### Tronçon N°2 : de point de piquage P1 vers réservoir R300 HAEK/

Le réservoir houari Abdelkader a une capacité de 300 m<sup>3</sup>, il alimente les agglomérations suivants :

Houari Abdelkader 1, 2,3, soudani Boujemaa, Hamia 1 et 2, et Lahouel ben aicha.

Tableau V.13 Caractéristiques du tronçon (P1-R300)

Tronçon	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Charge de départ (m)	Charge d'arrivée (m)	ΔH (m)	L (m)
P1 vers 300	Fonte ductile	0,0091	198,82	114,27	84,55	4208

Calcul de diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} = 0,108\text{m}$$

$$D = 108\text{mm}$$

Tableau V.14 : Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction (P1-R300)

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
125	0,0091	0,0122	0,74

Tableau V.15 Frais totaux de tronçon (P1-R300)

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
125	6050	4208	25458400	0,0888	2260706

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### Tronçon N<sup>03</sup> de point de piquage P1 ver le point de piquage P2 :

Tableau V.16 Caractéristiques du tronçon (P1-P2)

Tronçon	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Charge de départ (m)	Charge d'arrivée (m)	ΔH (m)	L (m)
P1 vers P2	Fonte ductile	0.172	198.82	/	/	173

Vu que on n'a pas la charge au point P2 (T de raccordement) donc on doit fixer la vitesse pour calculer le diamètre avantageux de cette conduite.

On pose:  $V = 1 \text{ m/s} \rightarrow Q = V \cdot S$

$$Q = S = \pi \frac{D^2}{4} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi}} = 0,468 \text{ m}$$

$$D = 468 \text{ mm}$$

Tableau V.17 : Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction (P1-P2).

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
500	0,172	0,196	0,88

Tableau V.18 Frais totaux pour le tronçon (P1-P2).

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
500	29500	1084	31978000	0,0888	2839646,4

Une fois le diamètre calculé nous calculons calculerons la charge au point P1 :

$$H_{(P2)} = H_{(P1)} - \Delta H_T$$

$$H_{(P2)} = 198,58 - 5,06 = 193,52$$

$$H_{(P2)} = 193,52 \text{ m}$$

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### Tronçon N<sup>0</sup>4: de point de piquage P2 vers le réservoir R100Lahcen Ben Aicha :

Le réservoir Lahcen Ben Aicha a une capacité de 100m<sup>3</sup> il alimente la zone suivante :

Lahcen Ben Aicha, douar Sadek Rabah, Maameri Mohamed.

Tableau V.19 Caractéristiques du tronçon (P2-R100)

Tronçon	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Charge de départ (m)	Charge d'arrivée (m)	ΔH (m)	L (m)
<b>P2 vers R100</b>	Fonte ductile	0.0024	193.52	145.44	48.08	2735

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^B}{\Delta H}} = 0,067m$$

$$D = 67mm$$

Tableau V.20 : Diamètres normalisés pour le tronçon (P2-R100)

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
<b>80</b>	0,0024	0,005	0,48

Tableau V.21 Frais totaux du tronçon (P1-R100)

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
<b>80</b>	4600	2735	12581000	0,0888	1107128

## Chapitre V : Etude de l'adduction

### Tronçon N°5 de point de piquage P2 vers point de piquage P3:

Tableau V.22 Caractéristiques du tronçon (P2-P3)

Tronçon	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Charge de départ (m)	Charge d'arrivée (m)	ΔH (m)	L (m)
P2 vers P3	Fonte ductile	0,1695	193.52	/	/	295

Vu que on n'a pas la charge au point P2 (T de raccordement) donc on doit fixer la vitesse pour calculer le diamètre avantageux de cette conduite.

On pose:  $V = 1 \text{ m/s} \rightarrow Q = V.S$

$$Q = S = \pi \frac{D^2}{4} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi}} = 0,463 \text{ m}$$

**D=463mm**

Tableau V.23 Diamètres normalisés pour le tronçon (P2-P3)

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
500	0,169	0,196	0,86

Le diamètre choisi pour la conduite gravitaire du P2 vers le P3 est le **D=500mm**.

Tableau V.24 Frais totaux de tronçon (P2-P3)

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
500	29500	285	8407500	0,0888	7465860

Après avoir calculé le diamètre de la conduite maintenant on peut calculer la charge au point P3 :

$$H_{(P3)} = H_{(R2)} - \Delta H_T$$



## Chapitre V : Etude de l'adduction

$$H_{(P3)}=193,52 - 1.26= 192,25$$

$$H_{(P3)}= 192,25\text{m}$$

**Tronçon N°6 de point de piquage P3 vers le réservoir 500m<sup>3</sup> (chef lieu):**

Ce réservoir alimentera toute la zone se situant au dessus du château d'eau de capacité 1200 m<sup>3</sup>.

Tableau V.25 Caractéristiques du tronçon (P2-R500)

Tronçon	Type de conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Charge de départ (m)	Charge d'arrivée (m)	ΔH (m)	L (m)
<b>P3 vers R500</b>	Fonte ductile	0,038	192.25	168.89	23,36	295

$$D= \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^{\beta}}{\Delta H}} = 0,140\text{m}$$

$$D=140\text{mm}$$

Tableau V.26 Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction ( P3 vers R500)

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
<b>150</b>	0,038	0,015	2,3

**Remarque :**

**En Remarque que la vitesse dans ce tronçon est très grande donc en peut pas l'accepté**

On pose:

$$V= 1\text{m/s} \rightarrow Q=V.S$$

$$D= \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0,218\text{m} \text{ donc } D= 250\text{mm}$$

## Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.26 Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction (P3 vers R500)

<b>D (mm)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V (m/s)</b>
<b>250</b>	0,038	0,049	0,78

Tableau V.27 Frais totaux de tronçon (P3 vers R500)

<b>D (mm)</b>	<b>P<sub>c</sub> (DA/ml)</b>	<b>L (m)</b>	<b>prix de la conduite (DA)</b>	<b>A</b>	<b>FA (DA)</b>
<b>250</b>	12800	314	4019200	0,0888	3536896

### Tronçon N<sup>o</sup>6 de point de piquage P3 vers réservoir 1200 :

Tableau V.28 Caractéristiques du tronçon (P3-R1200)

<b>Tronçon</b>	<b>Type de conduite</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Charge de départ (m)</b>	<b>Charge d'arrivée (m)</b>	<b>ΔH (m)</b>	<b>L (m)</b>
<b>P3 vers R1200</b>	Fonte ductile	0,126	192.25	139.79	52.46	494

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} = 0,207\text{m}$$

$$D=207\text{mm}$$

## Chapitre V : Etude de l'adduction

Tableau V.29 : Diamètres normalisés pour le tronçon de l'adduction (P3 vers R1200)

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
250	0,126	0,012	2.56

En Remarque que la vitesse dans ce tronçon est tré grande donc en peut pas l'accepté

On pose:  $V = 1\text{m/s} \rightarrow Q = V.S$

$$Q = S = \pi \frac{D^2}{4} \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi}} = 0,4\text{m}$$

$$D = 400\text{mm}$$

Tableau V.30 Diamètres normalisés pour le tronçon (P3 vers R1200)

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)
400	0,126	0,125	1.01

Le diamètre choisi pour la conduite gravitaire du P3 vers le P1200 est le **D=400mm**.

Tableau V.31 Frais totaux (P3 vers R1200)

D (mm)	P <sub>c</sub> (DA/ml)	L (m)	prix de la conduite (DA)	A	FA (DA)
400	21700	494	477400	0,0888	42012

## **Chapitre V : Etude de l'adduction**

### **Conclusion**

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été effectué sur la base des besoins maximums en eau de la population.

Alors on peut établir que notre projet est réalisable pour les deux écoulements (gravitaire et refoulement), pour cela on va continuer notre travail de calcul du choix de pompes dans le prochain chapitre.

## Chapitre VI : Etude de pompage

### Introduction

Le but de ce chapitre est, l'étude et le choix des pompes adaptés à l'usage de notre projet qui permettent d'assurer le débit appel et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompages le long de l'adduction.

### V.1. Définition de la pompe

Une pompe est une machine utilisée pour aspirer un fluide situé à un niveau bas, pour le refouler à un niveau haut, et cela suite à la transformation de l'énergie mécanique fournie par le moteur en énergie acquise par le fluide.

### V.2. Diagnostic de la station de pompage existante

La station de pompage se trouve dans la station monobloc Mitidja ouest à 5 km au l'EST de chef lieu d'Ahmer el Ain, Contient 3 pompes 2 en état de marche et une pompe de secours Couplé en parallèles, avec un débit max de 60 m<sup>3</sup>/h et 100 mètres de H.M.T.

Tableau V.1 caractéristiques de pompes existantes

marque	Q max(l/s)	Hmt	Nbre de pompes	calage	Q <sub>total</sub> (l/s)	Hmt
caprari	60	100m	2	En parallèle	120	100m

Le but de notre projet est de pomper l'eau à partir de la station de pompage Mitidja ouest vers le réservoir 3000m<sup>3</sup>.

Tableau V.2 Caractéristiques de la conduite de refoulement

Q(l/s)	L(m)	Hmt(m)	Hg(m)	D(mm)
220	6864	130	116.76	500

En remarque bien que les 2 pompes existantes ne nous assurent pas le débit et la hauteur manométrique totale donc il faut dimensionner une autre station de pompage avec d'autres pompes.

## Chapitre VI : Etude de pompage



Figure VI.1 photo de la station de pompage existante

### V.3.Calculs :

On a besoin de refouler un débit total d'eaux de 220 l/s sur une hauteur manométrique de 130m.

#### V.3.1 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

La courbe caractéristique de la pompe c'est la courbe qui représente la fonction  $H=f(Q)$ .

Elle est donnée par le constructeur sous forme de catalogue.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est donnée par la relation ci-dessous :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$R$  : Résistance de la conduite ( $s^2/ms$ ), elle est donnée par :

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5}$$

Avec :

## Chapitre VI : Etude de pompage

$\lambda$ : Coefficient de perte de charge ;  
 $L$  : Longueur de la conduite (m) ;  
 $g$ : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;  
 $D$  : Diamètre de la conduite (m).

Calcul de R :

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^2} = 252,56 \text{ m}^{-5} \text{ s}^{-2}$$

$$H_c = H_g + RQ^2$$

Tableau V.3 Calcul de la courbe caractéristique de la conduite

Q (m <sup>3</sup> /s)	0	0,04	0,08	0,12	0,16	0,2	0,24	0,28	0,32	0,36	0,4
H <sub>c</sub>	116,76	117,16	118,4 7	120,39	123,22	126,86	131,30	136,56	142,62	149,49	157,16

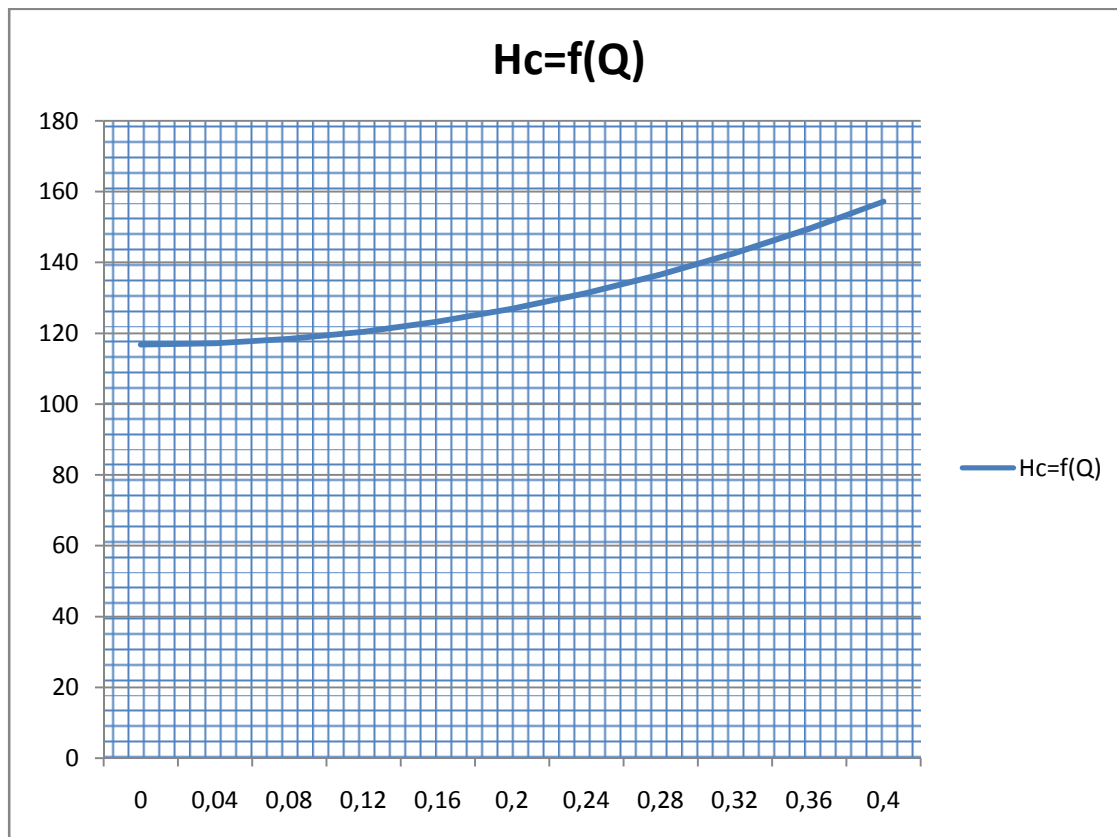


Figure.2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

## Chapitre VI : Etude de pompage

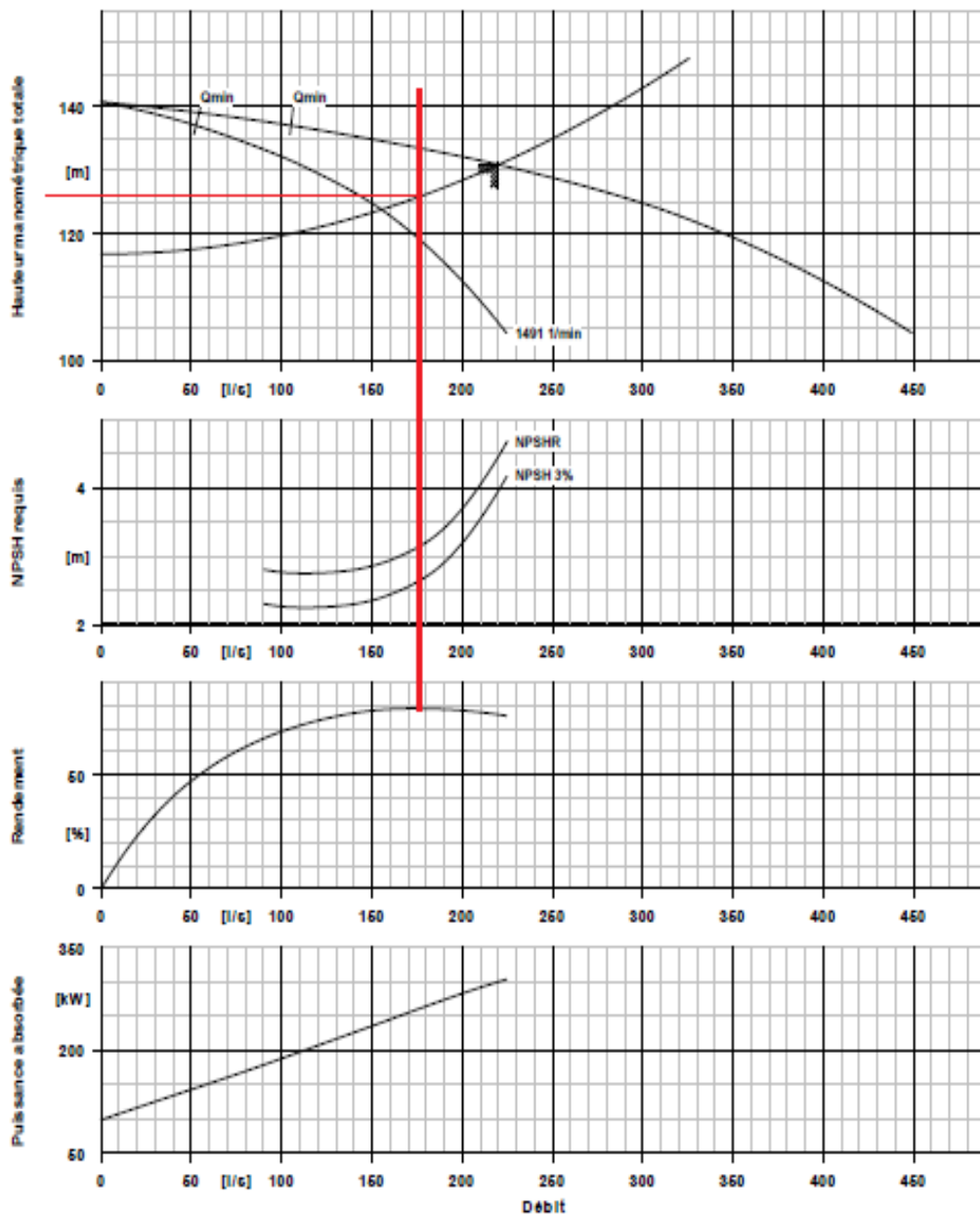
### V.3.2.Choix des pompes

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- \*Assurer le débit calculé et la hauteur manométrique calculée
- \*Meilleurs rendement
- \*Vérifier la condition de non cavitation
- \*Vitesse de rotation la plus élevée
- \*Puissance absorbée minimale.

### V.3.3.Courbe caractéristique de la pompe

D'après le catalogue numérique KSB nous choisissons deux pompes couplées en parallèles et une seule pompe de secours, le type des pompes choisi est: **Omega 200-670 B GB P F**





## Chapitre VI : Etude de pompage

### V.3.4. Détermination de point de fonctionnement:

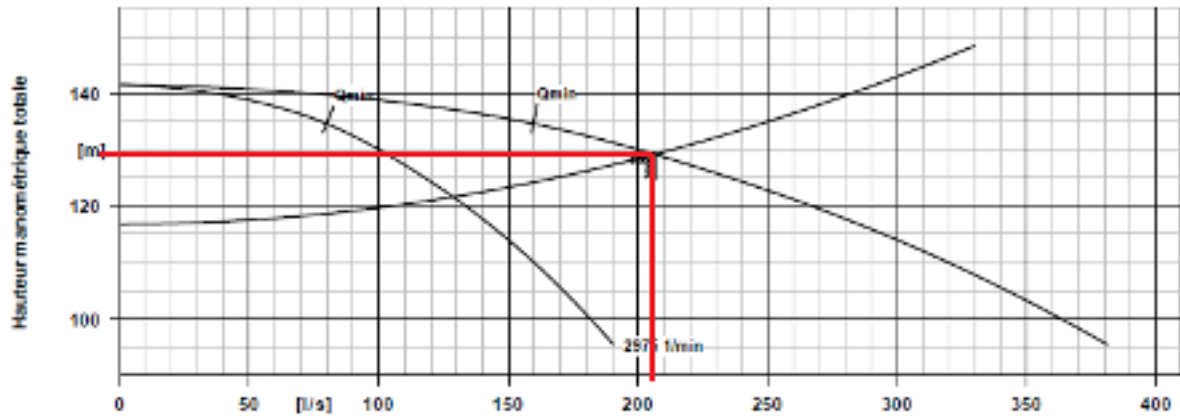


Figure VI.4 courbe caractéristique de la conduite

Coordonnées du point de fonctionnement :

$$H_{pf} = 130 \text{ m}$$

$$Q_{pf} = 210 \text{ m}^3/\text{h}$$

### V.3.4 Couplage en parallèle

Lorsque les pompes  $P_1$  et  $P_2$  sont assemblées en parallèle, la hauteur engendrée par le système est la même dans chaque pompe.

$$H_1 = H_2 = H_t$$

Le débit total véhiculé est la somme des deux débits fournis par chaque pompe.

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Donc ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

## Chapitre VI : Etude de pompage

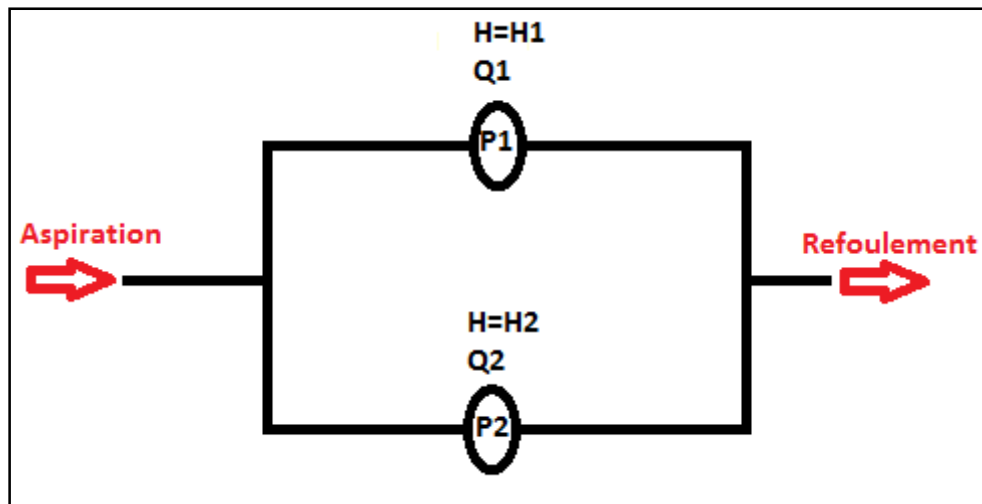


Figure V.5 Couplage des pompes en parallèle

Tableau V.4 Caractéristiques de la pompe

N (pompes)	Q	Hmt	N(tr/in)	$\eta$ (%)	P(kw)	NPSH <sub>r</sub> (m)
2	110	130	1491	71,5	197,10	2,75

Avec :

**N** : Nombre de pompes (pompes) ;

**Q** : Débit de la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

**Hmt**: La hauteur manométrique totale de la pompe (m) ;

**n**: Vitesse de rotation (tr/min) ;

**$\eta$** : Rendement de la pompe

**P** : Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

**NPSH<sub>r</sub>**: C'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

### V.3.5. La vitesse spécifique

La vitesse spécifique est le nombre de tours par minute au quelle devrait tourner la roue d'une pompe centrifuge, elle est calculée avec le rendement maximal de la pompe.

La vitesse spécifique **N<sub>s</sub>** d'une pompe est déterminée par la formule suivante :

$$N_s = \frac{n \sqrt{Q}}{(Hmt)^{3/4}}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : La vitesse spécifique (tr/min) ;

**n**: Nombre de tour (tr/min) ;

**Q** : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s) ;

**Hmt**: Hauteur manométrique (m).

## Chapitre VI : Etude de pompage

### V.3.6. Calcul de $N_s$

$$N_s = \frac{n \sqrt{Q}}{(Hmt)^{3/4}} = 18,59 \text{ tr/min.}$$

### V.3.7. Etude de la cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension du vapeur est atteinte.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense de gaz ou de vapeur dans le liquide en écoulement, dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs violents accompagnés des dimensions brutales de la hauteur crée et du rendement, pour éviter tous risques de cavitation, la condition suivante doit être respectée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Avec :

**(NPSH) disponible** : Charge net d'aspiration disponible (Net Positive Section Head) ; C'est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.

**(NPSH) requis** : Chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur de **NPSH requis** en fonction du débit de la pompe considérée.

$$NPSH_d = \frac{P_1}{\rho \cdot g} - H_v = \frac{P_0}{\rho \cdot g} + (Z_0 - Z_1) - H_v - \Delta h_a$$

Avec :

$\Delta h_a$  : pertes de charge cotée aspiration estimées à **0.5m**.

$H_v$  : La hauteur représentative de la tension de la vapeur en (m).

La tension de vapeur est en fonction de la température, les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau v.5 : tableau représentatif de la tension de vapeur  $H_v$  pour une température donné.

T°c	5	10	20	30	40	50	80	100
(mce)	0,09	0,125	0,25	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

## Chapitre VI : Etude de pompage

Pour les eaux ne dépassant pas 20°C, nous pouvons poser :

$$\frac{p_0}{\rho \cdot g} - H_v \cong 10.33m$$

### ➤ 1<sup>er</sup> cas :

Le fonctionnement en charge, la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide (voir la figure).

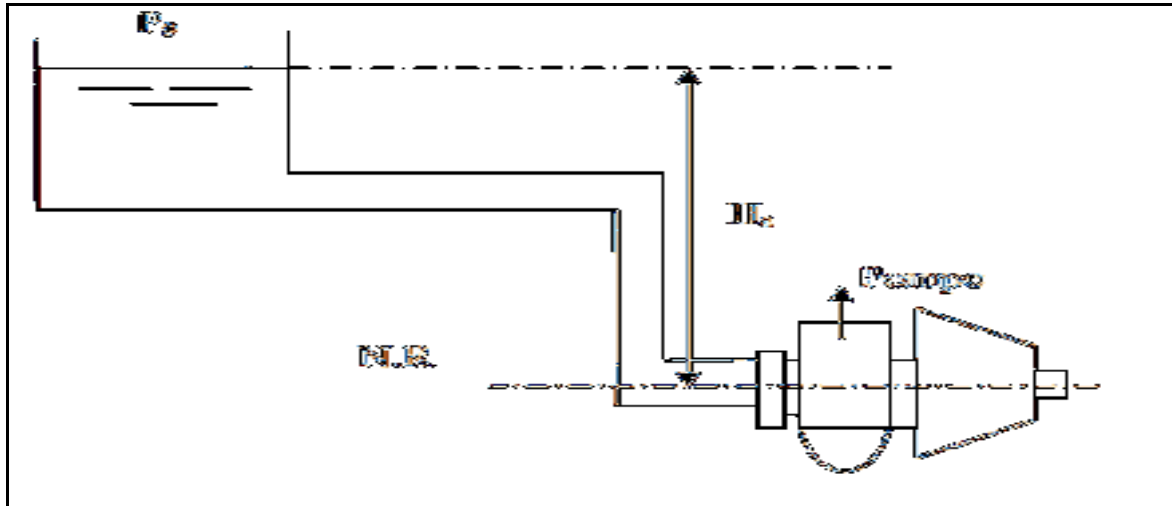


Figure V.6 : fonctionnement de la pompe en charge.

La hauteur d'aspiration  $H_a = (Z_0 - Z_1)$  donc  $H_a > 0$

Nous aurons donc :

$$NPSH_D \approx 10.33 + H_A - J_{ASP}$$

### ➤ 2<sup>eme</sup> cas :

Le fonctionnement non charge, la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide (voir la figure).

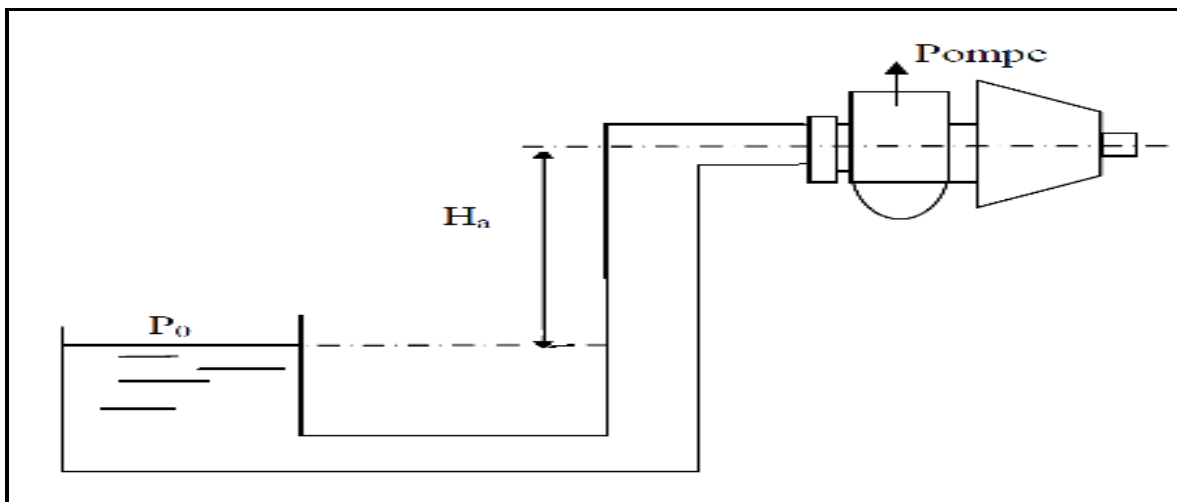


Figure V.7 : fonctionnement de la pompe non charge.

La hauteur d'aspiration  $H_a = (Z_0 - Z_1)$  donc  $H_a < 0$ .

Nous aurons donc :

$$NPSH_D \approx 10.33 - H_A - J_{ASP}$$

## Chapitre VI : Etude de pompage

Dans notre cas la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide:

$$NPSH_D \approx 10.33 + H_A - J_{ASP}$$

$$NPSHD_d = 10,33 + 1,4 - 0,5 = 11,23$$

$$NPSHD_{req} = 2,75$$

$NPSHD_d > NPSHD_{req}$  donc notre pompe est loin du risque de cavitation

### . Les frais annuels d'énergie

$$F_e = P \cdot T_p \cdot 365 \cdot e$$

Avec :

**P** : Puissance absorbée par la pompe (Kw).

**T<sub>p</sub>** : Temps de pompage journalier (24h/24h).

**e** : Tarif de l'énergie égale à **4,179 DA/kWh** (d'après les services de la SONELGAZ).

Tableau V.6 : frais énergétiques annuels de la pompage.

Point de départ	Point d'arrivé	puissance	Temps de pompage	Fe(DA)
SP M.O	Rv 3000m <sup>3</sup>	197,10	20	6012870,57

### Conclusion

Vue que les stations de pompages sont des équipements très importants dans le réseau d'adduction, et qui ont comme rôle d'assurer le transport de l'eau d'un niveau bas vers un niveau haut, on doit vérifier les conditions technico-économiques de la pompe (Hauteur manométrique, Puissance fournie par la pompe, débit suffisant, rendement maximal, ...etc.), afin d'éliminé tous problèmes de transport des eaux dans les adductions de notre étude on a choisi le pompes qu'a les caractéristiques suivantes :

(02) Pompes centrifuges multicellulaires de type **oméga 200-670 B GB P F** avec ;

Hmt = 130 m ; Q= 0,22 m<sup>3</sup>/s.

# Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

## Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994)

Dans ce chapitre nous avons amené à étudier ce phénomène afin de réduire leurs effets qui peuvent survenir sur les canalisations et causer des innombrables dégâts pour les installations hydrauliques.

### VII.1. Risques du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

### VII.2. Le risque dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques.

#### VII.2.1. Risque de surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

### VII.2.2. Risque de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à **10 m.c.e** il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

### VII.3. Moyen de protection contre le coup de bélier

Les effets du phénomène ne peuvent être totalement supprimés mais il convient de les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

#### VII.3.1. Volants d'inertie

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. Les caractéristiques géométrique du volant ( $R_1 > R_2$  , et la masse) sont déterminées en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélier.

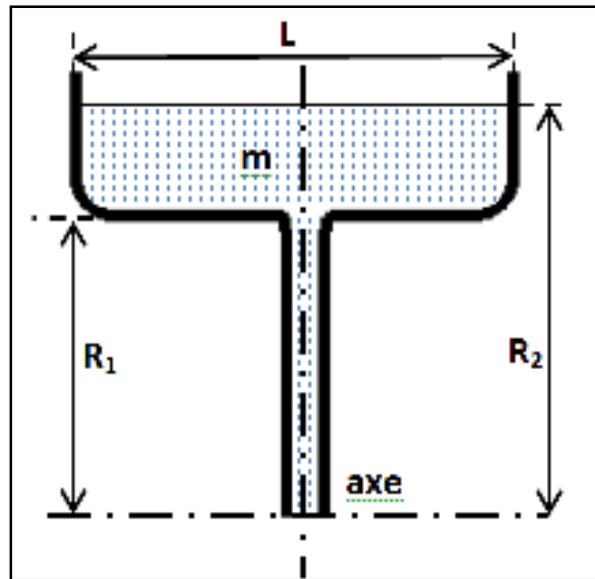


Figure VII.1 Volant d'inertie

### VII.3.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% la pression maximale de fonctionnement normal.

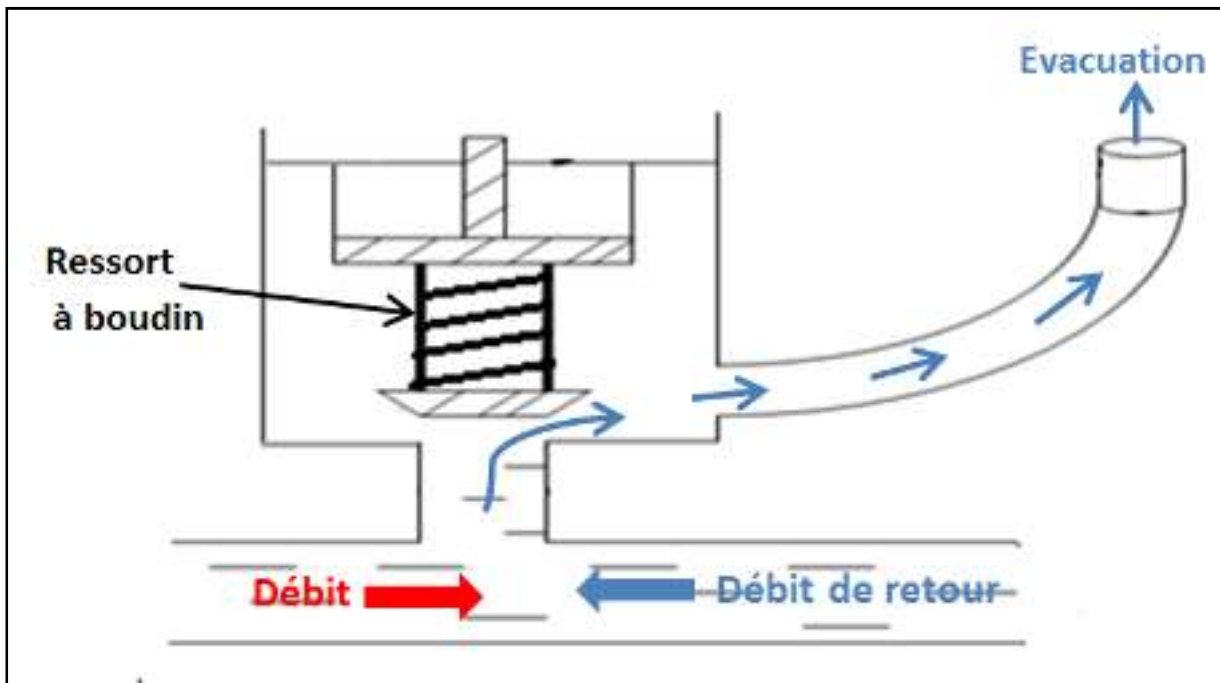


Figure VII.2 Soupape de décharge



## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### VII.3.3. Réservoir d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

A cause de sa simplicité et de son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre le coup de bélier le plus utilisé en alimentation en eau.

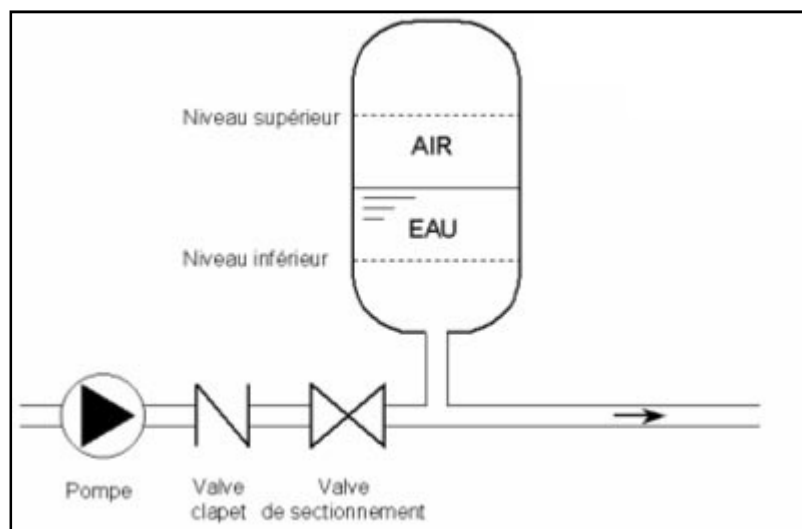
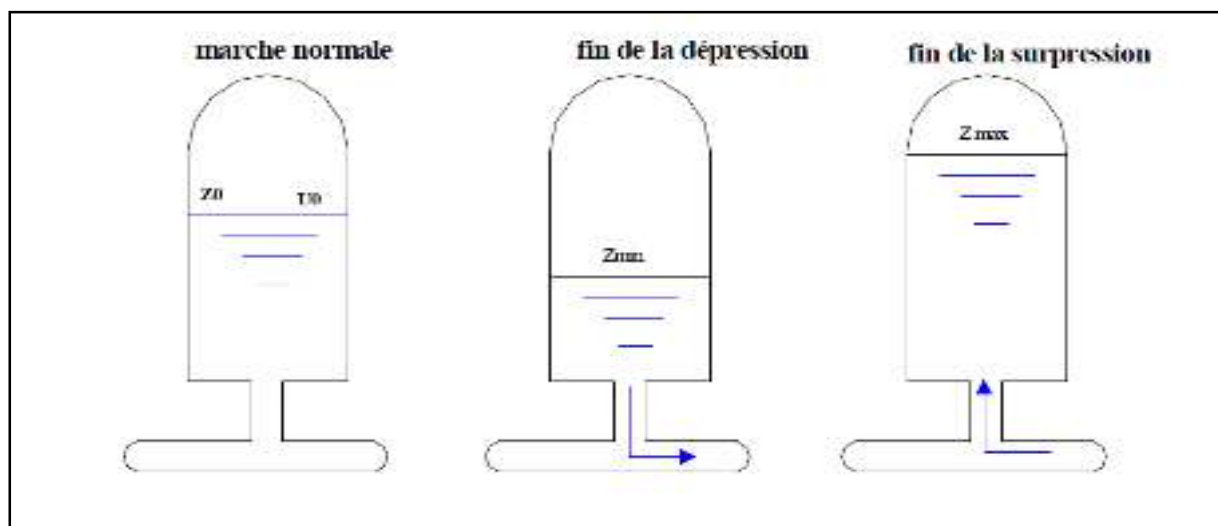


Figure VII.3 Installation du réservoir d'air



FigureVII.4 Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir

### VII.3.4. Cheminées d'équilibre

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts.

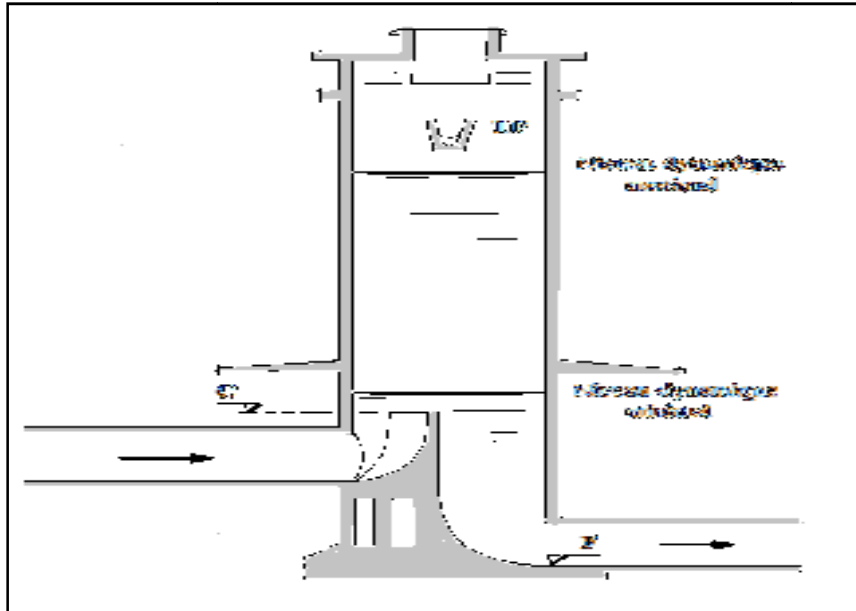


Figure VII.5 Cheminée d'équilibre

### VII.4. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

#### ➤ Méthode de Bergeron :

Pour le dimensionnement du réservoir d'air, nous traçons l'épure de Bergeron au niveau de la pompe qui détermine à la fois la dépression et la surpression. C'est la méthode la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

#### ➤ Méthode de Vibert :

La méthode de Vibert est une méthode graphique simplifiée permet la détermination du volume d'air établie pour des installations modestes ( $Q \leq 30 \text{ l/s}$ ,  $L \leq 1200\text{m}$ ) ; donc elle est valable dans le cas de mouvement de masse, cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations.

#### Remarque :

La méthode de Bergeron est la méthode retenue dans le cas de notre projet.

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### VII.5. Calcul de la célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation de l'onde ainsi formée est donnée par la relation suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

Avec :

**e** : Epaisseur de la conduite (m) ;

**D** : Diamètre de la conduite (mm) ;

**k** : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite ;

**Tableau VII.1 Coefficient K pour divers matériaux**

Matériau	Acier	Fonte ductile	Amiantement	P.V.C	Béton	P.E.H.D
<b>K</b>	0,5	1	4,4	33	5	83

### VII.6. Calcul numérique du coup de bélier

Supposons que la vitesse moyenne dans la conduite (de longueur L) avant la fermeture d'une vanne (ou l'arrêt d'une pompe) est  $U_0$ . La valeur du coup de bélier dépend du type de fermeture :

➤ **Cas de fermeture brusque**  $t \leq \frac{2L}{a}$

La valeur du coup de bélier est égale à :

**Formule de JUKOWSKI :**

$$B = \frac{av_0}{g}$$

Avec :

**B** : Valeur du coup de bélier exprimé en mètre de hauteur d'eau ;

**V<sub>0</sub>** : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s) ;

**g** : Accélération de la pesanteur (9,81m/s<sup>2</sup>) ;

**a** : Célérité ou vitesse de propagation des ondes (m/s).

➤ **Cas de fermeture lente**  $t > \frac{2L}{a}$

**Formule de MICHAUD :**

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

$$B = \frac{2LV_0}{gt}$$

Avec :

**L** : Longueur de la conduite (m).

Les valeurs maximales et minimales de la surpression et de la dépression est données par les relations suivantes :

➤ **Cas de la surpression :**

La valeur maximale de la pression dans une conduite égalé à :

$$\Delta P_s = H_g + \frac{aV_0}{g} = H_g + B$$

➤ **Cas de la dépression :**

La valeur minimale de la pression dans une conduite sera égale à :

$$\Delta P_d = H_g - \frac{aV_0}{g} = H_g - B$$

### VII.7. Calcul de la variation du volume d'air

$$\Delta U = \theta \cdot S \cdot V_m$$

Avec :

**$\theta$**  : Durée du parcours aller-retour de l'onde de pression (s) ;

**S** : Section de la conduite ;

**$V_m$**  : Vitesse moyenne (m/s) ;

$$\theta = \frac{2L}{a}$$

Avec :

**L** : Longueur de la conduite (m) ;

**a** : Célérité de l'onde (m/s).

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

Avec :

**$V_0$**  : Vitesse du régime d'écoulement dans la conduite avant la disjonction (m/s) ;

**$V_f$**  : Vitesse finale choisie à la fin de  $\theta$  (m/s).

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### VII.8. Calcul de la pression dans le réservoir d'air

$$Z = \frac{(Z_0 + \sigma_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

Avec :

$U$  : Volume d'air du réservoir ( $m^3$ ) ;

$U_0$  : Volume d'air choisi arbitrairement au départ ( $m^3$ ) ;

$Z_0$  : Pression absolue initiale de l'air dans le réservoir (m) ;

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air dans l'intervalle de temps (m) ;

$\sigma_0$  : Pertes de charge totales dans la conduite de refoulement (m).

Où :

$$Z_0 = H_g + 10$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique (m).

$$U = \Delta U + U_0$$

### VII.9. Détermination de diamètre de la tuyère

Pour déterminer le diamètre de la **tubulure** ( $D_t$ ) raccordée à la conduite de refoulement. On choisit le diamètre de la tubulure qui doit être inférieur ou égale au diamètre de la conduite de refoulement :

$d$  : Diamètre de la tuyère, qui sera choisi pour  $K$  compris entre 15 et 20.

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2}$$

Avec :

$V_1$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère lors de la montée de l'eau ;

$V_f$  : Vitesse finale dans la conduite de refoulement ;

$d$  : Diamètre de la tuyère.

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### VII.10. Détermination de diamètre de la tubulure

$D_t = (2 \text{ à } 4)$  fois le diamètre de la tuyère. Dans notre cas on prend  $D_t=2d$

#### VII.10.1. Cas de la montée de l'eau

La perte de charge  $\Delta h_1$ , lors de la montée de l'eau en fonction du rapport ( $m$ ) de section de la veine contractée et de la distribution et de la tubulure qui détermine le coefficient  $C$ .

$$\Delta h_1 = \frac{CV_1^2}{2g}$$

Avec :

$V_1$  : Vitesse dans la tuyauterie lors de la montée.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\Phi^2}{(0,92d)^2} = K$$

Avec :

$V_f$  : Vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré ;

$\Phi$  : Diamètre de la conduite de refoulement ;

$d$  : Diamètre de la tuyère.

La valeur de ( $m$ ) est égale à :

$$m = \frac{(0,92d)^2}{D_t^2}$$

Avec :

$D_t$  : Diamètre de la tubulure, qui est pris égale à la moitié du diamètre de la conduite de refoulement.

En se référant à l'abaque (voir annexe III) qui donne la valeur de  $C = f(m)$ .

#### VII.10.2. Cas de la descente de l'eau

Dans ce cas, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de  $0,5$ .

Alors comme précédemment, le rapport de la vitesse  $V_2$  de l'eau dans la tuyère et celle dans la conduite est :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\Phi^2}{0,5d^2} = K'$$

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Ce qui donne :

$$m' = \frac{0,5d^2}{D_t^2}$$

En se référant à l'abaque (voir annexe) qui donne  $C' = f(m')$ .

### VII.11. Calcul de la pression absolue dans la conduite avec perte de charge

#### VII.11.1. Cas de montée de l'eau

$$Z_{\text{abs}} = Z - \Delta h_1$$

Avec :

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air (m) ;

$\Delta h_1$  : Perte de charge lors de la montée de l'eau (m).

#### VII.11.2. Cas de descente de l'eau

$$Z'_{\text{abs}} = Z + \Delta h_2$$

Avec :

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air (m) ;

$\Delta h_2$  : Perte de charge lors de la descente de l'eau (m).

### VII.12. Calcul de la pression absolue finale dans la conduite

#### VII.12.1. Cas de montée de l'eau

$$Z_f = Z_{\text{abs}} - \Delta h_1 - \sigma$$

Avec :

$\sigma$  : Perte de charge dans la conduite correspondant à la vitesse  $V_f$  considérée.

#### VII.12.2. Cas de descente de l'eau

$$Z'_f = Z'_{\text{abs}} + \Delta h_2 + \sigma$$

Où :

$$\sigma = \frac{\lambda L}{2gD} \cdot V_f^2$$

### VII.13. Dimensionnement du réservoir d'air

Le dimensionnement du réservoir d'air se fait par la méthode suivante :

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Du tableau correspond à l'épure de Bergeron nous tirons :

$U_{\max}$  : Le maximum des volumes d'air

$U_{\min}$  : Le minimum des volumes d'air

Le volume du réservoir d'air ( $U_{RA}$ ) est donné par :

$$U_{RA} = 1,2 \cdot U_{\max}$$

$H = 2 \cdot D$  (pour des raisons de stabilité).

Avec :

$D$  : Diamètre du réservoir d'air (m) ;

$H$  : Hauteur du réservoir (m).

$$U_{RA} = S \cdot H = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot 2D = \frac{\pi D^3}{2}$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot U_{RA}}{\pi}}$$

### VII.14. Réservoir d'air SP Mitidja Ouest

#### VII.14.1. Données de base

Les données de base du tronçon (station de pompage M.O – R3000m3) de l'adduction sont :

**Tableau VII.2 Données de base du réservoir d'air SP Mitidja ouest**

Désignation	Valeur	Description
<b>D (mm)</b>	500	Diamètre intérieur de la conduite de refoulement
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	0,196	Section intérieur de la conduite de refoulement
<b>e (mm)</b>	9	Epaisseur de la conduite de refoulement
<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,22	Débit de refoulement en régime normal
<b>L (m)</b>	6865	Longueur de la conduite de refoulement
<b>Hg (m)</b>	116,76	Hauteur géométrique
<b><math>\Delta H</math> (m)</b>	14,057	Perte de charge dans la conduite en régime normal
<b>Hmt (m)</b>	130,82	Hauteur manométrique totale de refoulement



## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### VII.15.2 Calculs

- La célérité

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{500}{9}}}$$

$$a = 971,45 \text{ m/s}$$

- Vitesse initial

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\left(\frac{\pi \phi^2}{4}\right)} = \frac{0,22}{\left(\frac{\pi 0,5^2}{4}\right)} = 1,12$$

$$V_0 = 1,12 \text{ (m/s)}$$

- Valeur maximale de coup de bélier

$$B = \frac{a \times V_0}{g} = \frac{971,45 \times 1,12}{9,81}$$

$$B = 111,01 \text{ m}$$

- a. Surpression

$$\Delta H_s = H_g + B = 116,76 + 111,01$$

$$\Delta H_s = 227,77 \text{ m}$$

- b. Dépression

$$\Delta H_d = H_g - B = 116,76 - 111,01$$

$$\Delta H_d = 5,75 \text{ m}$$

- Durée du parcours aller-retour de l'onde de pression

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 6865}{971,45}$$

$$\theta = 14,13 \text{ s}$$

- Variation du volume d'air

$$\Delta U = \theta \cdot S \cdot V_m = 14,13 \cdot 0,196 \cdot V_m$$

$$\Delta U = 2,76 \cdot V_m$$

$$\sigma_0 = 20,81$$

$$U_0 = 2$$

$$Z = \frac{948,84}{U^{1,4}}$$

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### ➤ Tuyère / Tubulure

$$\text{Diamètre de la tuyère : } d = \frac{\phi}{4} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Diamètre de la tubulure : } D_t = \frac{\phi}{2} = 250 \text{ mm}$$

### ➤ Pertes de charge dans la tuyère

#### a) Montée de l'eau

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{(0,92d)^2} = \frac{500^2}{(0,92 \times 125)^2} = 18,90$$

$$V_1 = 18,90V_f$$

$$m = \frac{(0,92d)^2}{D_t^2} = \frac{(0,92 \cdot 125)^2}{250^2} = 0,211$$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2}{2g} C$$

Avec : C déterminé à partir de l'abaque  $C = f(m)$

$$C = 0,63$$

$$\Delta h_1 = 0,032 \cdot V_1^2$$

#### a) Descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \cdot \phi^2}{(d)^2} = \frac{2 \cdot (500)^2}{(125)^2} = 32$$

$$V_2 = 32V_f$$

$$m' = \frac{d^2}{2D_t^2} = \frac{(100)^2}{2(200)^2} = 0,125$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} C'$$

Avec : C' déterminé à partir de l'abaque  $C = f(m)$

$$C' = 0,80$$

$$\Delta h_2 = 0,040 \cdot V_2^2$$

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

### Remarque :

Les résultats présentés dans le tableau suivant (tableau VII.3) sont calculés à l'aide d'un logiciel du calcul hydraulique de coup de bélier. (Source SEAAL).

Tableau VII.3 Calcul du réservoir d'air SP Mitidja ouest

$\theta$	$\Delta U$	U	$Z_i$	$\Delta h_i$	$Z_i \pm \Delta h_i$	$\sigma_i$	$Z_i \pm \Delta h_i \pm \sigma_i$	$V_{luc}$	$V_m$	$V_{fch}$
0	0,00	2,00	126,76	0,00	126,76	14,06	112,70	1,12	0,00	1,12
14,13	2,003	<b>4,003</b>	53,30	1,2003	52,10	1,1715	50,92	0,32	0,72	0,32
28,26	- 0,628	3,375	67,68	24,2071	91,89	6,7461	98,63	-0,78	-0,23	-0,78
42,40	- 1,682	1,694	177,73	7,6350	185,36	2,1277	187,49	-0,44	-0,61	-0,44
56,53	0,114	1,808	162,20	3,0815	159,12	3,0077	156,11	0,52	0,04	0,52
70,66	1,163	2,971	80,93	1,1733	79,76	1,1452	78,61	0,32	0,42	0,32
84,80	- 0,207	2,764	89,53	8,8308	98,36	2,4610	100,82	-0,469	-0,07	-0,469
98,93	- 1,011	1,753	169,38	2,7147	172,09	0,7565	172,85	-0,26	-0,36	-0,26
113,06	0,19 1	1,944	146,55	1,8132	144,74	1,7698	142,97	0,40	0,07	0,40

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

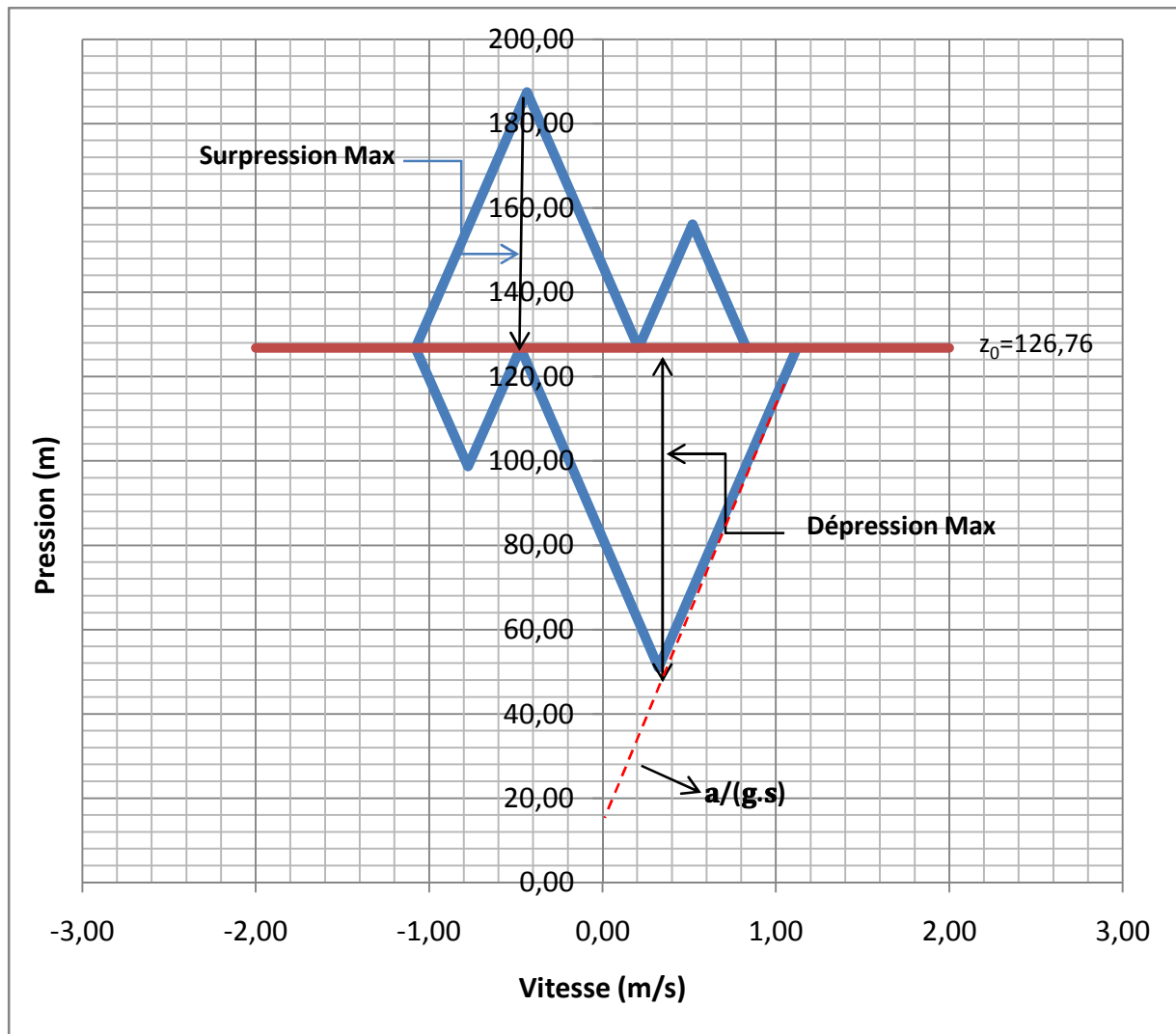


Figure VII.6 :Epure de Bergeron SP M.O

### ➤ Calcule de la pente

$$\tan \alpha = \frac{a}{g \cdot s}$$

Avec:

$$a = 971,45 \text{ m/s}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$S = 0,196 \text{ m}^2$$

$$\tan \alpha = 505,26 \text{ s/m}^2$$

## Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

✓ **Echelle verticale :**

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 10\text{m} \\ Y \longrightarrow 505,26 \end{array} \right\} \longrightarrow Y = 50,52 \text{ cm}$$

✓ **Echelle horizontal :**

$$\left. \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \longrightarrow 0,1 \times 0,196 = 0,0196 \text{ m}^3/\text{s} \\ X \longrightarrow 1 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right\} \longrightarrow X = 51,02 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{Y}{X} = 1,009$$

$$\alpha = 45,25^\circ$$

### Conclusion :

A l'issue ce chapitre nous avons vu comment évaluer un régime transitoire après l'arrêt d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons calculé les capacités de réservoir anti bélier qu'elle est  $4,003\text{m}^3$  sachant que notre station contient déjà un ballon d'air de capacité de  $5\text{m}^3$  est il est en bonne état donc en peut le gardé.

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

### Introduction :

Le réseau de la distribution c'est l'infrastructure la plus importante du réseau global, car il s'étend sur toute la surface de l'agglomération.

Un réseau de distribution de haute qualité est un réseau qui est fiable et assure un approvisionnement continu en eau potable, à une pression appropriée.

Dans la partie présente, nous allons détecter les anomalies du réseau existant à partir de la simulation hydraulique afin de déterminer les pressions et vitesses d'écoulement à l'aide d'un logiciel EPANET

### VIII- SIMULATION HYDRAULIQUE DU RESEAU EXISTANT

Pour cela on doit d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en routes pour chaque tronçon

#### VIII.1 Type du system de distribution existant :

D'après ce que nous avons cité au chapitre précédent l'agglomération de la commune d'AHMAR EL AIN est alimentée par un réservoir jumelé 2\*500 m<sup>3</sup> qu'est alimenté par un picage de l'adduction venant du barrage BOUROUMI et les eaux de forages, des autres réservoirs qui est alimenté par un réservoir tampon qui cumule les eaux des forages.

#### VIII.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Pour un system de réservoir de tête le calcul du réseau de distribution se fera pour le cas Cas de pointe.

##### VIII.2.1 Détermination des débits :

Puisque notre réseau est mixte alors :

La détermination des débits s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe ;
- On détermine les débits spécifiques en considérant les débits en route.

$$Q_p = 319.07 \text{ m}^3 / \text{h.}$$
$$= 88.63 \text{ l/s.}$$

$Q_p$ : Débit de pointe horaire.

##### • Débit en route :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \dots\dots\dots V.1$$

$Q_{cc} = Q_{ind} = 0$  pas d'industrie dans la région d'étude.

Donc :  $Q_{rte} = Q_{pte} = 88.63 \text{ l/s}$

##### • Débit spécifique :

$$Q_{spe} = Q_{rte} / \sum L_r \dots\dots\dots V.2$$

$\sum L$  : La somme longueurs relatives des tronçons du réseau.

$$Q_{sp} = 88.63 / 39713$$

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

$$Q_{spe} = 0,0022 \text{ l/s/ml}$$

Les résultats des débits en route et nodales sont mentionnés dans les tableaux 1 et 2 à l'annexe.

### VIII.3 Résultats de la simulation :

Pour le calcul des paramètres hydrauliques du réseau on a utilisé le logiciel EPANET, on a introduit les données nécessaires, pour le cas de fonctionnement :

- Cas de pointe ;

#### VIII.3.1 Présentation du logiciel de calcul Epanet :

Epanet est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

#### VIII.3.2 Etapes d'utilisation d'Epanet :

Les étapes de l'utilisation d'Epanet pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivant :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons).
- Lancer une simulation hydraulique.
- visualiser les résultats de la simulation (sous forme de tableaux ou de schémas).

#### VIII.3.3 Formule utilisée :

La perte de charge peut être calculée en utilisant la formule de

**Darcy Weisbach :**

$$\Delta H = \frac{\lambda L V^2}{2gD}$$

Avec :

$\Delta H$  : perte de charge.

$V$  : vitesse de l'écoulement (m/s)

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

$D$ : diamètre (m).

$\lambda$  : Coefficient de frottement dépendant du régime d'écoulement.

$\lambda = f(\text{Re}, \varepsilon/D)$ .

$\varepsilon$  : rugosité absolue (mm) de la conduite

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

### VIII.3.4 Résultats de la simulation pour le cas de pointe:

Les résultats de calcul hydraulique obtenus par l'Epanet sont représentés dans les tableaux et suivants :

**Tableau VIII.1** Résultats de la simulation pour le cas de pointe :

N°	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
015	11.05	300	4.75	0.07	0.02
017	34.7	150	-4.80	0.27	0.60
021	0.8401	63	0.71	0.23	1.22
022	1077	300	2.37	0.03	0.01
027	26.06	100	12.26	1.56	26.78
170	156.6	100	11.40	1.45	28.07
171	45.48	150	-1.51	0.09	0.08
172	34.85	150	-0.80	0.05	0.02
174	38.01	250	24.28	0.49	1.09
175	15.55	250	23.23	0.47	1.01
176	107.2	250	19.17	0.39	0.70
177	17.04	100	10.90	1.39	25.72
178	19.83	100	9.57	1.22	19.93
179	33.71	100	9.31	1.18	18.86
180	16.77	100	9.06	1.15	17.91
181	205	250	14.83	0.30	0.43
182	2.559	100	12.65	1.61	28.44
183	4.955	250	17.43	0.35	0.58
184	4.224	150	-6.08	0.34	0.93
185	6.182	150	-4.43	0.25	0.52
187	36.5	150	-0.04	0.00	0.00
188	130.5	250	24.67	0.50	1.13
189	165.6	250	18.87	0.38	0.68
191	37.39	150	-6.93	0.39	1.19
192	38.06	150	-6.39	0.36	1.02
193	32.34	150	-5.14	0.29	0.68
194	32.24	150	-2.59	0.15	0.20
197	1.365	90	2.36	0.37	1.81
206	39.73	90	2.12	0.33	1.50
207	161.6	63	0.36	0.11	0.36
208	217.5	63	0.48	0.15	0.61
209	97.4	63	2.30	0.74	9.60
212	241	63	0.11	0.03	0.03
213	70.43	63	1.82	0.59	6.34
214	213.7	80	0.00	0.00	0.00
215	2.286	150	-3.74	0.21	0.38
216	57.51	50	0.13	0.06	0.15



## Chapitre VIII : Etude de la distribution

217	17.34	80	1.76	0.35	2.22
218	98.3	63	0.60	0.19	0.91
219	209.8	80	0.47	0.09	0.20
220	64.07	110	-1.29	0.14	0.24
221	288.1	150	-8.16	0.46	1.60
222	346.4	100	14.22	1.81	43.31
223	7.614	125	1.11	0.09	0.11
224	24.24	125	6.09	0.50	2.30
225	58.77	110	-0.53	0.06	0.05
226	43.05	40	0.09	0.08	0.24
227	59.79	110	8.98	0.94	8.33
228	136.2	150	-0.98	0.06	0.04
229	1.754	150	-1.13	0.06	0.05
230	48.39	40	0.11	0.08	0.33
231	73.8	110	2.46	0.26	0.75
232	68.15	150	-7.04	0.40	1.22
233	46.66	40	0.10	0.08	0.31
234	106.9	80	0.43	0.09	0.18
235	153.7	110	-0.78	0.08	0.10
236	211.5	80	0.16	0.03	0.02
237	71.49	150	-5.45	0.31	0.76
238	18.79	80	1.28	0.25	1.19
239	6.999	150	-6.95	0.39	1.19
240	69.27	125	5.26	0.43	1.84
241	84.02	110	0.16	0.02	0.00
242	210.7	150	7.01	0.40	1.27
243	26.6	110	3.25	0.34	1.22
244	31.86	110	0.07	0.01	0.00
245	25	110	3.88	0.41	1.68
246	194.6	80	1.20	0.24	1.10
247	135.1	40	0.52	0.41	6.08
248	105.5	80	-1.00	0.20	0.78
249	65.62	110	0.77	0.08	0.10
250	43.29	110	-1.50	0.16	0.31
251	321.7	150	1.94	0.11	0.12
252	41.27	110	4.28	0.45	2.00
253	195.1	80	-0.99	0.20	0.77
254	91.92	80	-0.43	0.09	0.17
255	13.23	90	1.91	0.30	1.25
256	26.6	90	0.19	0.03	0.01
257	144.5	90	-0.14	0.02	0.01
258	12.96	90	0.03	0.00	0.00
259	15.02	90	0.29	0.05	0.05
260	116.2	60	0.26	0.09	0.27
261	144.1	150	0.16	0.01	0.00

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

262	85.52	40	0.09	0.07	0.24
263	28.8	40	0.03	0.03	0.05
264	140.3	40	0.15	0.12	0.74
265	50.89	150	-0.06	0.00	0.00
266	509.3	200	2.95	0.09	0.06
267	0.7827	200	11.99	0.38	0.78
268	3.795	150	-10.29	0.58	2.62
269	52.03	125	0.11	0.01	0.00
270	65.21	50	0.14	0.07	0.22
271	162.9	80	2.46	0.49	4.15
272	102.5	80	-1.64	0.33	1.94
273	4.432	125	2.35	0.19	0.41
274	231	80	0.37	0.07	0.13
275	260	200	0.29	0.01	0.00
276	127.6	100	0.28	0.04	0.03
277	3.668	100	-1.85	0.24	0.77
278	225.5	50	0.50	0.25	2.13
279	193.2	100	-0.59	0.07	0.10
280	82.04	90	0.18	0.03	0.01
281	88	90	0.19	0.03	0.02
282	24.69	100	0.81	0.10	0.18
283	58.08	50	0.13	0.07	0.15
284	19.34	110	0.73	0.08	0.09
285	28.61	110	2.14	0.23	0.58
286	13.71	110	2.89	0.30	0.99
287	108.9	63	0.12	0.04	0.03
288	11.95	100	-2.49	0.32	1.33
289	37.25	50	0.08	0.04	0.06
290	43.62	50	0.16	0.08	0.28
291	18.47	50	0.02	0.01	0.01
292	10.91	50	0.01	0.01	0.01
293	27.66	50	0.45	0.23	1.63
294	49.19	63	0.05	0.02	0.01
295	118	100	0.72	0.09	0.14
296	103.6	50	0.11	0.06	0.11
297	107.9	100	0.12	0.02	0.01
298	164.6	100	2.21	0.28	1.00
299	110	50	0.12	0.06	0.13
300	38.86	100	-0.76	0.10	0.16
301	26.38	110	5.53	0.58	3.16
302	80.72	50	0.18	0.09	0.33
304	5.533	100	1.09	0.14	0.30
305	17.7	63	0.92	0.29	1.94
306	4.799	125	3.24	0.26	0.75
307	3.861	80	0.00	0.00	0.00

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

308	33.22	63	0.07	0.02	0.02
309	85.64	80	0.34	0.07	0.12
310	91.2	50	0.20	0.10	0.43
311	29.72	80	1.00	0.20	0.78
312	23.91	50	0.30	0.15	0.84
313	85.46	63	0.19	0.06	0.12
314	7.839	90	0.91	0.14	0.34
315	263.8	63	-0.03	0.01	0.01
316	107.9	50	1.14	0.58	9.79
317	77.42	50	0.09	0.04	0.06
318	19.33	50	0.81	0.41	5.18
319	96.57	50	0.21	0.11	0.47
320	77.19	50	0.17	0.09	0.32
321	171.9	110	5.59	0.59	3.22
322	32.7	90	2.22	0.35	1.63
323	71.36	63	0.16	0.05	0.07
324	8.792	90	2.35	0.37	1.80
325	23.12	63	0.05	0.02	0.01
326	1.929	63	1.83	0.59	6.36
327	31.6	90	1.62	0.25	0.93
328	113.1	100	7.08	0.90	9.36
329	90.91	63	0.75	0.24	1.31
330	18.21	110	3.41	0.36	1.33
331	57.04	63	0.12	0.04	0.04
332	38.78	110	3.78	0.40	1.60
333	54.79	63	0.12	0.04	0.04
334	34.63	110	4.18	0.44	1.92
335	0.4434	80	-0.36	0.07	0.13
336	71.98	80	1.50	0.30	1.65
337	0.2456	80	2.12	0.42	3.14
338	4.343	80	1.97	0.39	2.74
339	3.023	90	-0.83	0.13	0.29
340	23.4	63	-0.03	0.01	0.01
341	53.45	63	0.12	0.04	0.03
342	36.69	110	4.58	0.48	2.25
343	32.88	110	5.17	0.54	2.80
344	52.45	63	0.12	0.04	0.03
345	11.71	110	5.77	0.61	3.42
346	51.44	63	0.11	0.04	0.03
347	38.23	110	6.11	0.64	3.78
348	49.52	63	0.11	0.03	0.03
349	34.13	63	0.08	0.02	0.02
350	52.72	110	6.83	0.72	4.62
351	97.63	63	0.22	0.07	0.15
352	25.13	110	1.34	0.14	0.26

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

353	4.919	110	3.79	0.40	1.61
354	24.9	110	0.49	0.05	0.04
355	33.89	63	0.08	0.02	0.02
356	33.08	63	0.07	0.02	0.02
357	11.93	110	1.88	0.20	0.46
358	40.12	63	0.09	0.03	0.02
362	4.412	63	0.89	0.29	1.80
363	81.92	40	0.18	0.14	0.96
364	120.6	63	0.27	0.09	0.22
365	4.437	63	1.76	0.56	5.94
366	82	40	0.18	0.14	0.96
367	35.89	63	1.35	0.43	3.73
368	29.39	63	0.91	0.29	1.87
369	35.88	63	0.08	0.03	0.02
370	54.64	63	0.12	0.04	0.03
371	16.37	110	3.94	0.42	1.73
372	54.06	63	0.12	0.04	0.03
373	39.85	110	4.31	0.45	2.02
374	55.57	63	0.12	0.04	0.04
375	20.64	110	4.68	0.49	2.35
376	54.76	63	0.12	0.04	0.03
377	116.7	100	13.71	1.75	40.32
378	76.07	63	1.28	0.41	3.37
379	49.87	63	0.11	0.04	0.03
380	124.8	40	0.29	0.23	2.19
381	104.7	63	0.42	0.14	0.49
382	52.97	40	0.14	0.11	0.65
383	47.92	63	0.35	0.11	0.35
384	40.73	63	2.10	0.67	8.15
385	150.7	40	0.33	0.26	2.77
386	37.65	90	2.89	0.45	2.60
388	83.08	63	0.18	0.06	0.11
389	117.3	63	0.26	0.08	0.21
390	83.33	63	0.18	0.06	0.11
392	83.16	90	0.09	0.01	0.01
393	41.58	63	0.09	0.03	0.02
395	79.67	40	0.17	0.14	0.95
396	103.7	40	0.23	0.18	1.51
397	61.78	63	0.14	0.04	0.05
398	150	63	0.33	0.11	0.32
399	42.15	50	0.05	0.02	0.03
400	47.18	50	0.05	0.03	0.04
401	53.48	63	0.57	0.18	0.82
402	53.63	63	0.56	0.18	0.80
403	91.16	63	0.20	0.06	0.14

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

404	90.42	200	0.20	0.01	0.00
405	35.16	63	0.03	0.01	0.01
406	25.12	110	2.04	0.21	0.54
407	158.4	110	0.95	0.10	0.14
408	143.9	110	0.16	0.02	0.00
409	130	40	-0.14	0.11	0.67
410	105.9	90	0.12	0.02	0.01
411	98.12	90	0.63	0.10	0.18
412	90.89	90	0.10	0.02	0.01
413	57.56	90	0.06	0.01	0.00
414	1.785	90	0.33	0.05	0.06
415	24.83	90	0.16	0.03	0.01
416	25.07	90	0.03	0.00	0.00
417	36.48	90	0.04	0.01	0.00
418	4.634	90	0.20	0.03	0.02
419	90.38	90	0.10	0.02	0.01
420	94.05	110	0.88	0.09	0.12
421	45.16	50	0.05	0.03	0.03
422	39.48	90	0.04	0.01	0.00
423	54.8	90	0.25	0.04	0.03
424	68.62	110	0.40	0.04	0.03
425	26.11	90	1.69	0.27	1.01
426	29.98	63	0.07	0.02	0.02
427	24.8	90	1.44	0.23	0.76
428	31.82	63	0.07	0.02	0.02
429	0.9793	90	1.26	0.20	0.60
430	29.64	63	0.07	0.02	0.02
431	1.979	63	0.41	0.13	0.44
432	8.198	110	0.48	0.05	0.04
433	63.78	50	0.07	0.04	0.05
434	14.44	110	0.03	0.00	0.00
436	22.64	63	0.03	0.01	0.01
437	36.39	63	0.08	0.03	0.02
438	178.2	100	-0.39	0.05	0.05
439	169.2	100	0.19	0.02	0.01
440	2.311	100	3.93	0.50	3.09
441	36.47	100	3.22	0.41	2.14
442	96.75	100	0.11	0.01	0.00
443	0.7174	100	2.71	0.34	1.56
444	98.81	100	0.22	0.03	0.01
445	3.451	100	3.92	0.50	3.08
446	2.08	100	3.52	0.45	2.51
447	182	100	0.20	0.03	0.01
448	31.32	100	1.23	0.16	0.37
449	320.5	100	-0.70	0.09	0.14

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

450	51.7	110	0.27	0.03	0.01
451	117.9	90	0.46	0.07	0.11
452	2.357	63	0.32	0.10	0.30
453	99.39	200	0.11	0.00	0.00
454	46.38	63	0.40	0.13	0.44
455	83.37	200	0.81	0.03	0.01
456	69.9	60	0.15	0.05	0.09
457	72.6	50	0.16	0.08	0.28
458	42.86	110	3.64	0.38	1.58
459	14.72	110	3.44	0.36	1.35
460	34.9	110	-1.78	0.19	0.42
461	4.354	110	5.97	0.63	3.63
462	56.25	100	4.85	0.62	4.59
463	197.7	60	0.44	0.15	0.69
464	60.8	50	0.07	0.03	0.05
465	104.2	100	0.23	0.03	0.01
466	7.271	200	22.85	0.73	2.64
467	129.6	150	0.79	0.04	0.02
468	34.38	110	3.46	0.36	1.37
469	8.562	110	2.68	0.28	0.87
470	15.97	110	1.10	0.12	0.18
471	81.08	63	0.09	0.03	0.02
472	52.36	63	0.06	0.02	0.02
473	34.09	100	1.08	0.14	0.29
478	173.1	100	10.19	1.30	22.51
480	60	150	11.83	0.67	3.22
481	122.8	250	29.31	0.60	1.57
483	478	110	1.05	0.11	0.17
484	66.6	100	-13.03	1.66	30.12
485	70.3	200	25.24	0.80	3.19
486	15	150	4.86	0.27	0.62
487	81.2	50	0.18	0.09	0.35
488	65.5	63	0.14	0.05	0.05
489	28.27	110	5.11	0.54	2.74
490	28.86	110	2.57	0.27	0.81
491	100	63	0.11	0.04	0.03
613	100	54	-0.22	0.10	0.33
641	75.83	125	-0.68	0.06	0.05
642	142.17	80	-0.65	0.13	0.36
643	116.087	100	3.32	0.42	2.26
644	15.29	50	0.60	0.31	2.73
645	48.35	125	-5.63	0.46	2.09
646	91.95	125	6.44	0.53	2.70
647	102.29	80	-1.82	0.36	2.37
648	143.7	100	-1.62	0.21	0.63

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

649	38.5	90	-0.83	0.13	0.29
650	100.56	63	0.22	0.07	0.16
651	13.39	150	7.83	0.44	1.49
652	103.84	63	0.05	0.02	0.01
653	105.26	63	-0.23	0.07	0.17
654	104.65	63	0.23	0.07	0.17
655	104.58	63	-0.23	0.07	0.17
656	105	63	-0.23	0.07	0.17
657	69.14	63	0.44	0.14	0.53
658	71.82	50	0.08	0.04	0.05
659	84.82	63	-0.09	0.03	0.03
660	60.17	63	0.93	0.30	1.94
661	117.54	90	0.33	0.05	0.06
662	68.94	63	0.08	0.02	0.02
663	159.5	90	0.78	0.12	0.26
664	23.1	63	0.03	0.01	0.01
665	30.11	63	0.07	0.02	0.02
666	31.67	63	0.59	0.19	0.88
667	58.88	63	0.13	0.04	0.04
668	68.23	63	0.15	0.05	0.06
669	45.1	63	0.05	0.02	0.01
670	25	63	0.05	0.02	0.01
671	27.79	110	5.00	0.53	2.64
672	13.27	250	-27.84	0.57	1.42
673	27.15	90	2.96	0.47	2.72
674	75.445	100	1.13	0.14	0.30
675	30.68	63	0.07	0.02	0.02
676	33.4	90	0.94	0.15	0.36
677	32.28	63	0.04	0.01	0.01
678	37.8	63	0.04	0.01	0.01
679	32.57	63	0.04	0.01	0.01
680	31.1	63	0.03	0.01	0.01
681	17.67	90	2.27	0.36	1.69
394	260	90	3.86	0.61	4.36
190	3.78	150	7.33	0.41	1.31
391	35.34	90	3.07	0.48	2.89
210	34.96	90	2.81	0.44	2.47
211	82.56	63	0.18	0.06	0.11

Les charges et pression dans le réseau sont données par le tableau suivant :

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

**Tableau V.2** : Charges et pression dans le réseau existant :

	<b>Altitude</b>	<b>Demande</b>	<b>charge</b>	<b>pression</b>
010	97	2.369	134.75	37.75
018	150	0.330	165.70	15.70
019	150	0.203	165.68	15.68
023	115	0.237	132.78	17.78
027	111	0.05	134.76	23.76
031	101	0.110	134.85	33.85
32	111	2.382	134.76	23.76
33	111	0.447	134.57	23.57
34	113	0.055	134.78	21.78
38	103	0.207	133.91	30.91
39	103	0.109	133.91	30.91
40	100	0.211	134.86	34.86
42	115	0.210	132.71	17.71
43	117	0.184	132.01	15.01
201	110	0.039	145.49	35.49
202	104	0.345	141.09	37.09
203	140	0.147	165.57	25.57
204	147	0.296	165.57	18.57
205	134	0.196	165.57	31.57
207	135	0.190	165.53	30.53
208	131	0.162	165.49	34.49
209	129	0.138	165.47	36.47
210	125	0.300	165.40	40.40
211	104	0.559	140.66	36.66
212	99	0.509	136.76	37.76
213	98	0.162	136.36	38.36
214	98	0.150	135.73	37.73
215	98	0.084	135.43	37.43
216	120	0.232	165.28	45.28
217	111	0.607	165.20	54.20
218	120	0.306	165.29	45.29
219	153	0.045	165.60	12.60
220	154	0.182	165.61	11.61
221	150	0.083	165.58	15.58
222	151	0.372	165.58	14.58
223	131	0.040	165.57	34.57
224	158	0.642	165.70	7.70
225	158	0.221	165.69	7.69
226	156	0.311	165.65	9.65
229	114	0.360	165.15	51.15
230	120	0.011	165.28	45.28



## Chapitre VIII : Etude de la distribution

231	112	0.230	131.67	19.67
240	106	0.363	134.02	28.02
241	110	0.117	145.46	35.46
242	111	0.140	145.40	34.40
243	118	0.042	145.32	27.32
244	113	0.034	145.46	32.46
245	135	0.989	162.99	27.99
246	145	0.356	162.93	17.93
247	152	0.479	162.86	10.86
248	132	0.327	164.37	32.37
249	136	0.369	163.44	27.44
250	135	0.169	164.46	29.46
251	132	0.182	164.36	32.36
252	154	0.107	163.43	9.43
253	107	0.466	134.02	27.02
254	106	0.266	133.92	27.92
255	106	0.509	133.92	27.92
256	103	0.302	133.73	30.73
257	102	0.127	133.72	31.72
258	107	0.862	133.86	26.86
259	107	0.626	133.82	26.82
260	106	0.152	133.92	27.92
261	105	0.631	133.68	28.68
262	106	0.320	134.06	28.06
263	99	0.356	133.82	34.82
264	100	0.302	134.86	34.86
265	99	0.278	134.73	35.73
266	98	0.402	134.74	36.74
267	102	0.425	133.73	31.73
268	106	0.332	134.08	28.08
269	111	0.877	134.55	23.55
270	110	0.509	150.19	40.19
271	103	0.245	133.73	30.73
272	106	0.268	133.97	27.97
273	100	0.138	134.80	34.80
274	99	0.256	134.80	35.80
275	99	0.095	135.72	36.72
276	100	0.222	134.93	34.93
277	100	0.106	136.74	36.74
278	107	0.083	133.98	26.98
279	104	0.206	133.86	29.86
280	100	0.103	136.35	36.35
281	105	0.563	133.67	28.67
282	104	0.780	133.65	29.65

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

283	107	0.516	133.97	26.97
284	105	0.253	133.69	28.69
285	103	0.383	133.74	30.74
286	100	0.124	134.85	34.85
287	111	0.826	134.54	23.54
288	111	0.565	134.27	23.27
289	99	0.116	134.83	35.83
290	98	0.070	134.83	36.83
291	100	0.186	134.84	34.84
292	105	0.586	133.70	28.70
293	105	0.335	133.10	28.10
294	100	0.224	134.86	34.86
295	100	0.174	134.85	34.85
296	106	0.895	134.53	28.53
297	99	0.089	134.71	35.71
298	107	0.626	133.82	26.82
300	111	0.153	145.38	34.38
301	111	0.067	145.40	34.40
302	115	0.133	145.34	30.34
303	117	0.123	145.34	28.34
304	116	0.387	145.32	29.32
305	116	0.394	145.33	29.33
306	118	0.029	145.34	27.34
307	115	0.036	145.34	30.34
308	118	0.036	145.32	27.32
309	116	0.077	145.32	29.32
310	108	0.256	134.50	26.50
311	106	0.538	134.53	28.53
312	103	0.159	134.52	31.52
313	105	0.094	134.50	29.50
314	104	0.032	133.09	29.09
315	101	0.154	132.99	31.99
316	103	0.056	133.91	30.91
317	100	0.741	134.51	34.51
318	111	0.565	134.55	23.55
319	101	0.114	133.73	32.73
320	102	0.143	133.71	31.71
321	103	0.343	133.54	30.54
322	103	0.518	133.73	30.73
323	105	0.518	133.70	28.70
324	100	0.286	133.67	33.67
325	100	0.221	133.57	33.57
326	101	0.549	133.62	32.62
327	99	0.281	133.62	34.62

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

328	99	0.454	133.89	34.89
329	102	0.590	133.61	31.61
330	102	0.038	133.61	31.61
331	100	0.496	133.12	33.12
332	103	0.564	133.58	30.58
333	101	0.823	133.60	32.60
334	102	0.459	133.57	31.57
335	100	0.180	133.57	33.57
336	101	0.194	133.57	32.57
338	103	0.592	133.58	30.58
339	99	0.128	133.81	34.81
340	120	0.136	131.68	11.68
341	120	0.172	131.67	11.67
342	112	0.231	131.66	19.66
343	119	0.312	131.71	12.71
344	119	0.177	131.69	12.69
345	113	0.230	131.69	18.69
346	118	0.337	131.73	13.73
347	119	0.128	131.71	12.71
348	112	0.232	131.71	19.71
349	99	0.120	133.82	34.82
400	98	0.577	133.88	35.88
401	102	0.208	133.52	31.52
402	102	0.082	133.52	31.52
403	102	0.128	133.51	31.51
404	102	0.020	133.51	31.51
405	103	0.012	133.51	30.51
406	102	0.101	133.57	31.57
407	102	0.054	133.57	31.57
408	96	0.250	134.35	38.35
409	95	0.426	134.33	39.33
410	96	0.114	134.34	38.34
411	91	0.119	134.33	43.33
412	96	0.207	134.35	38.35
413	103	0.174	133.52	30.52
414	102	0.121	133.50	31.50
415	125	0.163	130.53	5.53
416	126	0.246	130.44	4.44
417	96	0.178	134.31	38.31
420	96	0.111	134.32	38.32
421	103	0.266	133.51	30.51
422	103	0.004	133.51	30.51
423	103	0.073	133.50	30.50
424	103	0.454	133.52	30.52

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

425	104	0.201	133.48	29.48
426	104	0.188	133.96	13.39
427	115	0.130	165.14	50.14
428	117	0.122	165.17	48.17
429	117	0.046	165.17	48.17
430	129	0.079	130.52	1.52
431	120	0.780	129.98	9.98
432	130	0.806	129.99	0.01
433	121	0.093	129.98	8.98
434	117	0.196	131.94	14.94
435	12	0.246	164.23	102.23
436	124	0.085	164.23	40.23
437	120	0.425	164.13	44.13
438	121	0.212	164.08	43.08
439	122	0.170	164.11	42.11
440	99	0.383	134.70	35.70
441	98	0.507	134.14	36.14
442	118	0.150	165.14	47.14
443	119	0.107	165.27	46.27
444	118	0.077	165.21	47.21
445	120	0.025	165.27	45.27
446	118	0.066	165.20	47.20
447	118	0.160	165.21	47.21
448	117	0.157	165.21	48.21
449	117	0.055	165.17	48.17
450	112	0.050	165.15	53.15
451	114	0.051	165.15	51.15
452	118	0.138	165.20	47.20
453	114	0.179	132.68	18.68
454	115	0.144	132.78	17.78
455	120	0.248	130.96	10.96
456	129	0.360	130.10	1.10
457	131	0.251	130.14	-0.86
458	131	0.416	130.12	-0.88
459	126	0.125	130.14	4.14
460	130	0.282	130.20	0.20
461	125	0.121	130.20	5.20
462	128	0.274	130.27	2.27
463	117	0.318	165.17	48.17
464	117	0.026	165.17	48.17
465	125	0.118	130.27	5.27
466	127	0.373	130.35	3.35
467	124	0.220	130.32	6.32
468	123	0.115	130.44	7.44

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

469	124	0.223	130.57	6.57
470	121	0.113	130.57	9.57
471	123	0.276	130.71	7.71
472	120	0.260	130.67	10.67
473	121	0.109	130.67	9.67
474	121	0.075	130.67	9.67
475	120	0.270	131.67	11.67
476	111	0.215	131.66	20.66
477	119	0.312	131.68	12.68
478	119	0.163	131.68	12.68
479	118	0.102	131.78	13.78
480	118	0.207	131.78	13.78
481	112	0.055	131.78	19.78
482	123	0.075	131.67	8.67
483	123	0.073	131.68	8.68
484	123	0.088	131.69	8.69
489	153	0.450	165.60	12.60
490	145	0.180	165.52	20.52
491	147	0.265	165.57	18.57
492	150	0.225	165.55	15.55
493	142	0.180	165.47	23.47
494	147	0.255	165.42	18.42
495	142	0.474	165.36	23.36
496	122	0.079	131.71	9.71
497	122	0.120	131.77	9.77
498	117	0.243	131.81	14.81
499	121	0.119	131.81	10.81
500	117	0.255	131.89	14.89
501	120	0.122	131.89	11.89
502	119	0.120	131.94	12.94
503	144	0.532	165.17	21.17
504	137	0.503	164.92	27.92
505	130	0.457	164.87	34.87
506	129	0.110	164.87	35.87
507	134	0.497	164.90	30.90
508	147	0.463	165.51	18.51
509	131	0.332	165.09	34.09
510	148	0.071	165.60	17.60
513	148	0.183	165.41	17.41
514	133	0.258	165.34	32.34
515	135	0.183	165.36	30.36
516	139	0.702	164.56	25.56
517	136	0.091	164.46	28.46
518	140	0.091	164.56	24.56

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

519	156	0.175	165.62	9.62
520	152	0.228	165.49	13.49
521	152	0.136	165.61	13.61
522	150	0.330	165.53	15.53
523	125	0.228	165.52	40.52
524	122	0.046	165.52	43.52
525	122	0.052	165.52	43.52
526	137	0.381	165.53	28.53
527	133	0.076	165.53	32.53
528	140	0.337	165.53	25.53
529	136	0.394	165.53	29.53
530	135	0.201	165.51	30.51
531	133	0.199	165.53	32.53
532	130	0.650	130.09	0.09
533	121	0.158	130.09	9.09
534	117	0.143	130.01	13.01
535	149	0.390	165.67	16.67
536	145	0.116	165.67	20.67
537	140	0.137	165.66	25.66
538	140	0.165	165.66	25.66
539	137	0.100	165.66	28.66
540	138	0.063	165.66	27.66
541	140	0.095	165.66	25.66
542	140	0.028	165.66	25.66
543	141	0.040	165.66	24.66
544	135	0.105	165.53	30.53
545	136	0.099	165.53	29.53
546	134	0.239	165.48	31.48
547	136	0.153	165.48	29.48
548	133	0.050	165.47	32.47
549	134	0.043	165.48	31.48
550	131	0.132	165.48	34.48
551	113	0.182	145.36	32.36
552	112	0.066	145.38	33.38
553	115	0.121	145.34	30.34
554	113	0.070	145.36	32.36
555	114	0.065	145.34	31.34
556	99	0.070	134.85	35.85
557	100	0.032	134.85	34.85
560	133	0.162	165.47	32.47
561	132	0.025	165.47	33.47
562	131	0.080	165.47	34.47
563	118	0.392	165.35	47.35
564	122	0.647	165.36	43.36

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

565	124	0.186	165.36	41.36
566	129	0.006	165.47	36.47
567	129	0.189	165.45	36.45
568	125	0.298	165.37	40.37
569	125	0.106	165.45	40.45
570	125	0.775	165.37	40.37
571	122	0.217	165.37	43.37
572	129	0.206	165.46	36.46
573	130	0.200	165.45	35.45
574	127	0.705	165.33	38.33
575	117	0.314	165.14	48.14
576	95	0.303	134.32	39.32
577	92	0.109	134.32	42.32
578	94	0.249	134.30	40.30
579	105	0.154	141.09	36.09
580	105	0.160	140.64	35.64
581	97	0.435	133.74	36.74
582	97	0.067	133.87	36.87
583	96	0.229	134.14	38.14
584	93	0.089	134.29	41.29
585	94	0.058	134.29	40.29
587	130	1.052	165.81	35.81

### VIII-2 Diagnostic à l'horizon actuel :

Les résultats de la simulation ont montré que le réseau est un peu déséquilibré parfois de fortes pressions et par d'autre des pressions faible ce qu'argumente pour quoi le débit en quelques conduite est nul et pour assurer une alimentation continue d'eau potable et un bon fonctionnement du réseau, on doit trouver et justifier des solutions aux problèmes détectés dans la simulation, dans ce qui suit on s'intéressera au diagnostic hydraulique car le diagnostic physique a déjà été traité.

#### A) Les Pressions :

1/ Les résultats de pression sont défavorable, ce qui veut dire qu'il ya des pressions qui dépassent la norme et d'autres qui sont très faibles en plus d'une fluctuation durant les heures de distribution, ce qui justifie la fatigue des conduites et l'augmentation des fuites dans le réseau. Ces pressions sont représentées dans le graphe ci-dessous.

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

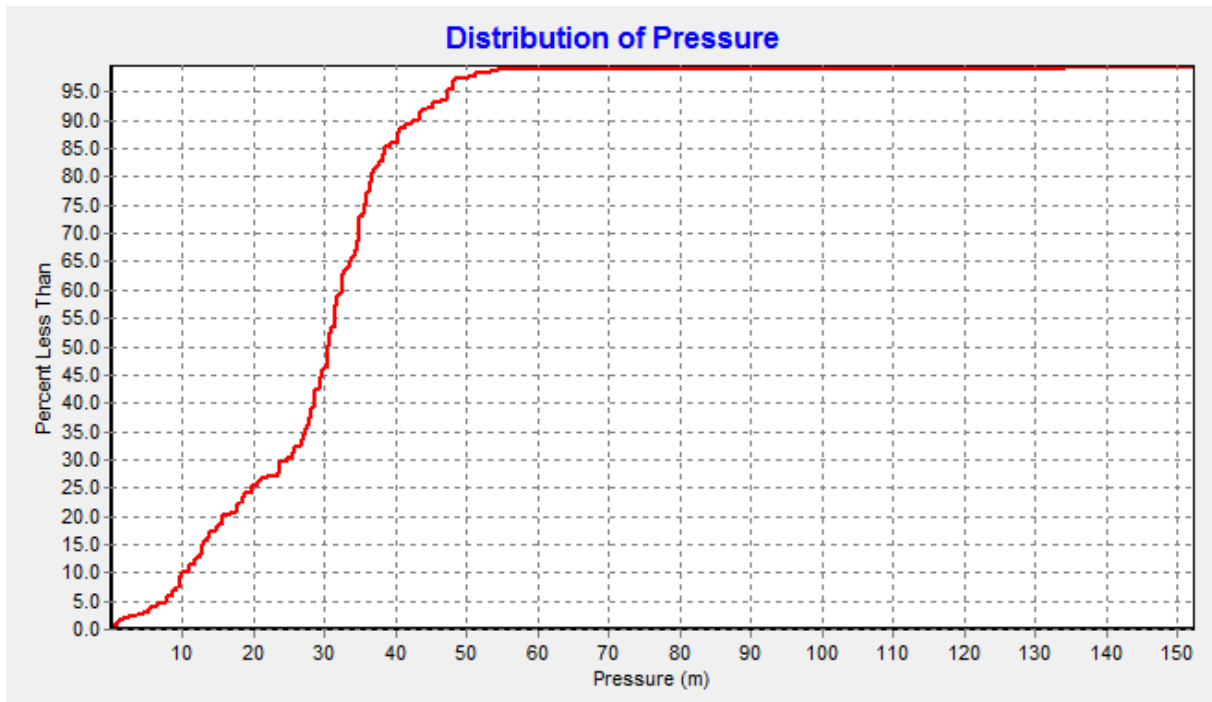


Figure VI.1: Courbe de distribution de pression

On remarque d'après ce graphe que les pressions inférieures à 20 mce ont environ un pourcentage de 40% dans notre réseau et cela est mauvais pour les conduites et les accessoires.

La figure suivante représente la répartition des pressions :

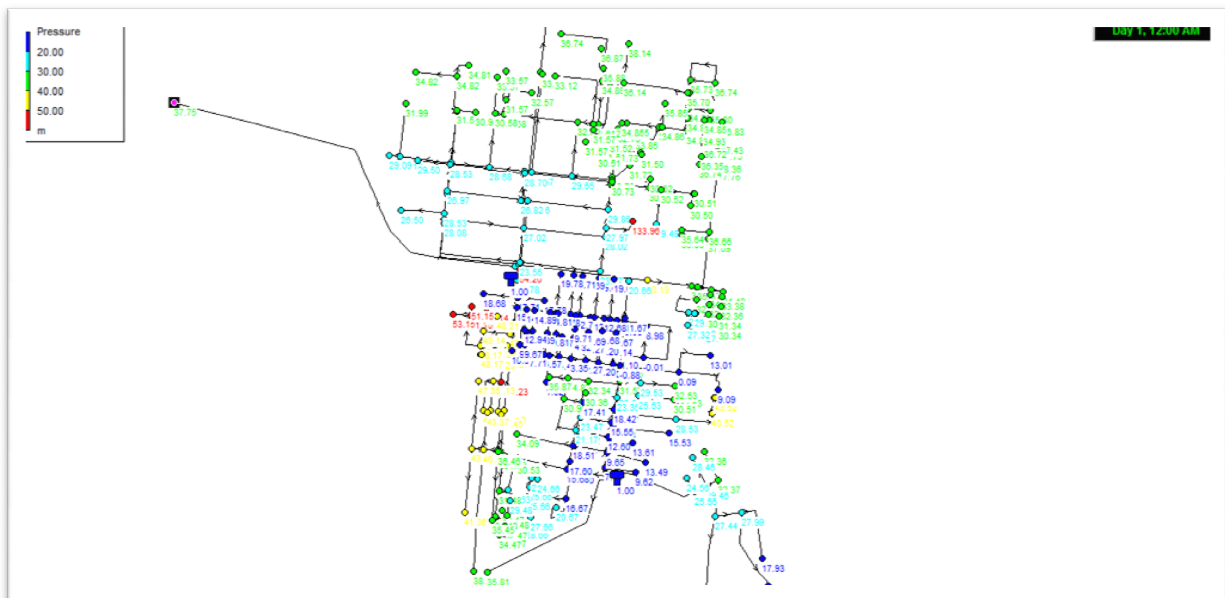


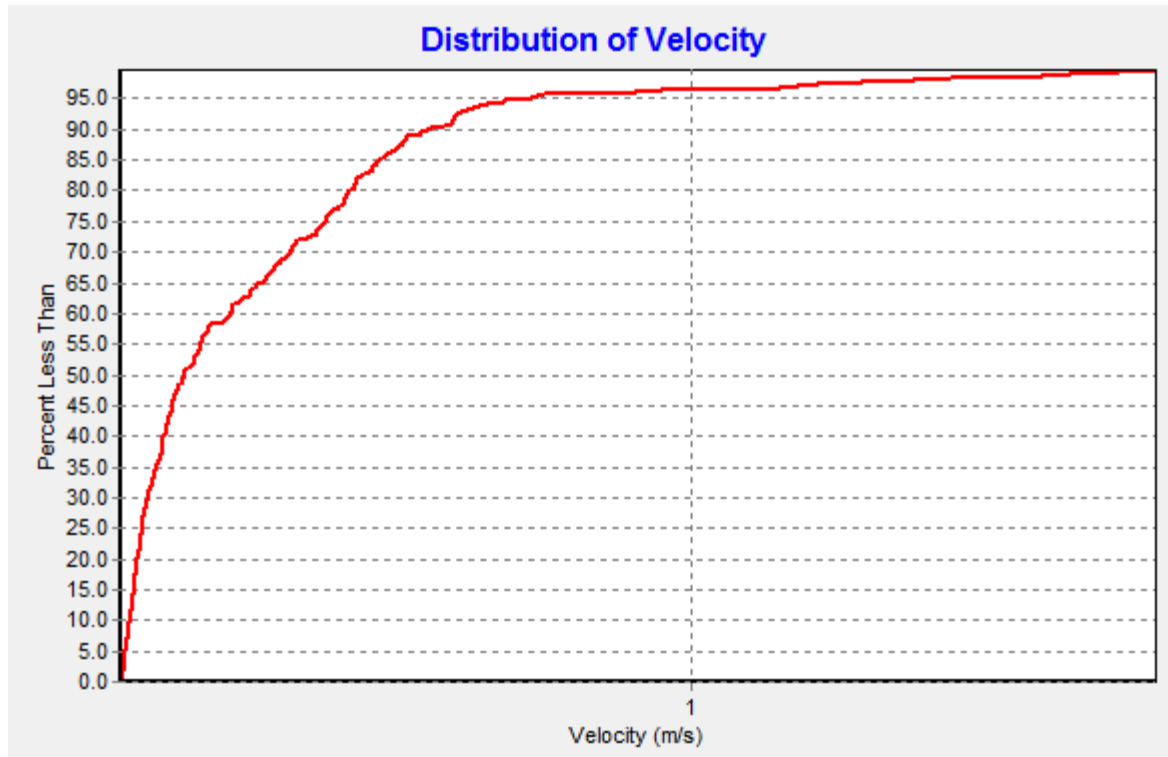
Figure VI.1: Courbe de distribution de pression.



## Chapitre VIII : Etude de la distribution

### Les vitesses :

Pour les vitesses d'écoulement dans ce réseau, elles ne sont pas acceptables dans quelques conduites, elles sont faibles elles tendent vers 0 m/s qui veut dire il n'y a pas d'écoulement ce qui montre que ce réseau a été dimensionner pour un fonctionnement discontinue, ce qui justifie une perte de charge faible aussi dans ces tronçons. Les vitesses d'écoulement sont représentées dans le graphe ci-après.



**Figure VI.4:** Courbe de distribution de vitesses.

On remarque d'après ce graphe qu'environ 80% des vitesses d'écoulement dans notre réseau sont inférieures à 0,5 m/s sachant que la vitesse admissible dans un tronçon est entre 0,5 à 1,8 m/s.

La figure suivante montre les vitesses d'écoulement dans le réseau :

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

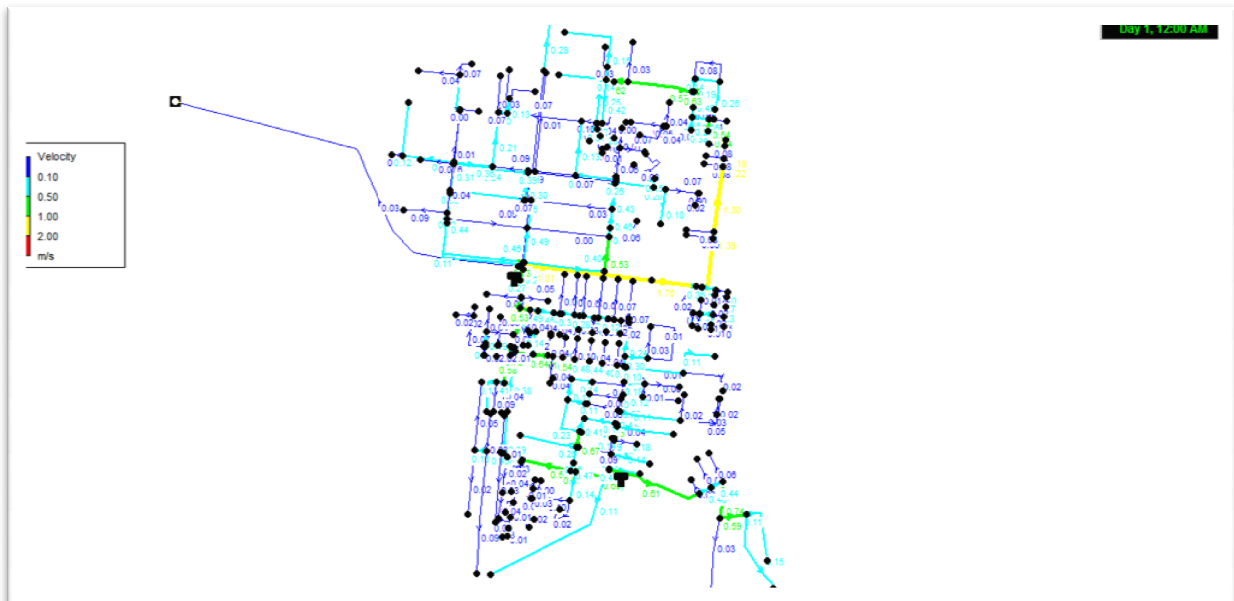


Figure VI.4: Distribution de vitesses.

➤ Remarque :

Après l'intégration du réservoir projeté R3000 les résultats de la simulation montre que les pressions dans le réseau sont toujours défavorables dans certaines localités.

### VIII-3-Solution proposé :

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon actuel et pour l'horizon 2040 nous proposons des améliorations sur le réseau existant :

#### 1. DESCRIPTION DU SYSTEME DE RESTRUCTURATION PROPOSE :

Il consiste à :

- Réaliser un nouveau réservoir tampon (réservoir d'équilibré) , d'eau traitée, sur les hauteurs d'AHMER EL AIN à une cote suffisamment élevée pour qu'il puisse alimenter l'ensemble des autres ouvrages en gravitaire jusqu'au réservoir le plus élevé de la commune
- Réalisation d'un réseau de distribution avec la conservation des tronçons en bon état de l'ancien réseau.

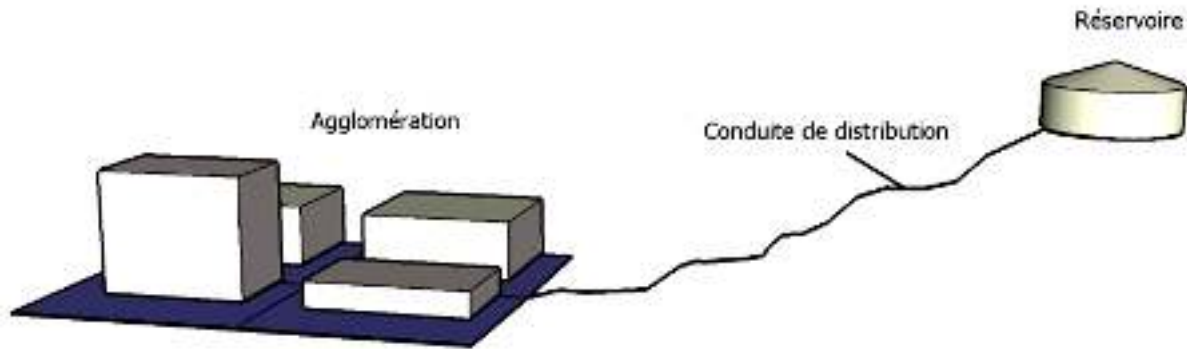
#### 2-DESCRIPTION DU FONCTIONNEMENT DE SYSTEME PROPOSE :

Compte tenu de la topographie des zones desservies, la solution adoptée pour Le chef lieu de commune de AHMER EL AIN est celle du découpage du réseau en étages de distribution permettant d'assurer à tout moment des pressions optimales dans les différentes zones pour la desserte des habitations et la défense incendie.

En effet, à la tête de chaque étage se trouve un réservoir de stockage. Ces réservoirs au nombre total de quatre (04) permettent une autonomie de distribution en cas d'incident sur les ouvrages de production.

## Chapitre VIII : Etude de la distribution

Ce nouveau réservoir alimentera quelques cités qui sont situées sur la même côte que le réservoir R 3000 m<sup>3</sup> en cours de réalisation et celles situées au dessus de celui-ci. Pour rappel ce réservoir jouera le rôle de réservoir de tête pour l'adduction en eau potable à toute la commune.



**Figure VIII.1:** Profil d'un system a réservoir de tête

### Conclusion :

A la fin de ce chapitre, nous pouvons dire que le réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune d'AHMAR EL AIN est incapable de satisfaire les besoin en eau à cause de sa limite d'âge.

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon actuel et l'horizon 2040 on proposé des améliorations sur le réseau existant.

## **Conclusion générale:**

A partir du travail que nous avons établi, nous avons pu identifier les différentes anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable, et par la suite, on a proposé des solutions qui peuvent réduire ces défaillances.

Durant notre étude, une priorité a été donnée tant au côté technique qu'au côté économique et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux consommateurs.

Après avoir estimé les besoins actuels, on a conclu que le réseau ne répond pas à la demande de la commune d'Ahmar el Ain et cela revient essentiellement à:

- la mauvaise exploitation gestion des ouvrages de stockage;
- le choix du mode de distribution du réseau.

De nos jours il existe une grande insuffisance à satisfaire les besoins en eau potable, il est encore possible de prendre des mesures adéquate pour éviter que la crise ne s'amplifie il faudrait réduire au maximum le taux de fuites, pour cela on change certains diamètres en remplaçant carrément les tronçons défectueux, et pour les estimations à long terme des besoins, on a constaté que notre réseau ,à l'état actuel,ne remplira plus sa mission à l'horizon 2040 d'autant plus que le réseau a été dimensionner sur la base d'une distribution discontinue.

A cet effet nous avons proposé une nouvelle variante pour la structure du réseau de distribution afin d'améliorer et d'assurer la distribution tout en vérifiant les vitesses et les pressions afin de garder le bon fonctionnement de notre réseau.

En fin, ce travail peut être considéré comme un repère et guide bénéfique pour d'autres projets.

