

UNIVERSITE SAAD DAHLEB -BLIDA-

Faculté de technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Ressources Hydrauliques**

Thème :

**Dimensionnement de réseaux d'eau potable de la ville
d'Ammamir de la commune de MEFTAHA (Wilaya de Blida).**

Présenté par :

AMIRA CHEMS EDDINE

LAID ISMAIL

Devant le jury composé de :

M.BENAZIZA

Président

Mme. BENZINEB

Examinatrice

M. BELKACEM FILALI

Promoteur

Promotion 2020/2021

REMERCIEMENT

Au nom de dieu le très miséricordieux, le tout miséricordieux louange ALLAH, lui seul dont nous implorons secours, grâce a son aide ce travail a été mené à terme.

Nos sincères remerciements s'adressent à M. BELKACEM FILALI de nous avoir encadré, et d'avoir suivi et mené à bien ce travail.

Nous sommes conscientes de l'honneur que nous a fait Mr BESSENASSE en étant président du jury, ainsi qu'à Mme. BEN ZINEB d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Nous remercions vivement et sincèrement les ingénieurs de C.T.H (control technique hydraulique) Mr. Mourad et Mr oussama et Mr khaled et tout l'équipe technique (C.T.H)

Nous remercions d'autre part le chef département Mme. BENKACI et les enseignants et les professeurs du département de science de l'eau et de l'environnement.

Nous tenons à remercier vivement nos camarades de promotions pour leur précieux conseil.

Trouvent ici l'expression de nos.

Sincère gratitude.

On leurs doit un grand respect.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*Spécialement à mes très **chères parents**
pour leurs Sacrifices, leurs amour, leurs
Aide et leurs soutien et me voir ainsi
arriver à ce Que je suis devenu
aujourd'hui.*

A mes très chères sœurs .

A mes amis(es) de l'université

A tous ceux qui me sont chers .

L A I D I S M A I L .

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma très chère grand-mère « sebbati ghanía » pour son sacrifice, son amour, son aide et son soutien, et me voir ainsi arriver à ce que je suis aujourd'hui.

Mon très cher grand-père « abdel el fetah » paix a son âme qui sans lui je ne serais pas arrivé jusqu'ici. J'espère toujours rester fidèle aux valeurs morales qu'il m'a apprises.

Mon très cher oncle dokhri « doudou », qui m'a toujours encouragé, Et Soutenu dans ma vie.

Ma très chère tante « houda » qui m'a toujours apportée Son amour et son affection.

Mes très chère frère « nadir » « saad »

A tout ma famille

A tout mes amis de la promo d'hydraulique

Chems eddine

ملخص :

الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة مشروع التزويد بمياه الشرب لمنطقة عمامير بلدية مفتاح ولاية البليدة وهذا بواسطة الاحتياجات المائية لمختلف فئات الإستهلاك ، حيث تم تنفيذ دراستنا وفق المراحل التالية :

- دراسة شبكة توزيع المياه للمنطقة المذكورة سابقا، من أجل تحقيق اكتفاء للتجمع السكاني نوعيا وكميا.
- دراسة كيفية إيصال المياه، مع أخذ العوامل التقنية و الاقتصادية بعين الاعتبار.
- دراسة اقتراح عدة تدابير لتنفيذ المشروع.
- خلال المراحل السابقة المختلفة، يمكن لنظامنا أن يفي بالمعايير ويضمن تزويد جيد من حيث الجودة والكمية.

كلمات مفتاحية: مياه الشرب، الخزان، انابيب النقل ، التوزيع

Résumé :

L'objectif principal de ce mémoire est de faire l'étude d'alimentation en eau potable de douar Ammamir Daïra de Meftah (W.Blida). Notre étude est effectuée selon les étapes suivantes :

Étude et dimensionnement du réseau de distribution de ladite zone d'étude afin de satisfaire notre agglomération qualitativement et quantitativement. Etude de l'adduction, tenant compte des facteurs technique et économique vue que ces deux paramètres sont reliés .Enfin, nous adressons à l'achèvement du projet les différentes mesures prises pour bien mener notre projet.

Passant par les différentes étapes précédentes, notre système peut répondre aux critères et il garantit une bonne alimentation en termes de qualité et quantité.

Mots clés : Alimentation en eau potable, Réservoir, Adduction, Distribution.

Abstract

The purpose of our work is to study of a drinking water supply for the area of AMMAMIR of the town of Meftah (BLIDA).

. Our study is carried out according to the following three steps: (1) studying and dimensioning the distribution network of the area in order to satisfy the agglomeration qualitatively and quantitatively; (2) examining the adduction taking into account the connected technical and economic factors; and finally taking various measures to successfully achieve our project. Going through the previous steps, our system can meet the standard criteria and it guarantees a good diet in terms of quality and quantity.

Keywords: Drinking water supply, Tank, Adduction, Water hammer, Distribution

Les abréviations

AEP : Alimentation en eau potable.

ARNH : Agence national des ressources hydrique.

DRE : direction des ressources en eau.

PNE : plan national de l'eau POP : population.

Hab : habitant.

DOT : dotation.

CEM : collège d'enseignement

CTN : cote terrain naturel

CTP : cote terrain piézométrique

HMT : hauteur manométrique total.

PEHD : polyéthylène haute densité.

SP : station de pompage.

RV : réservoir.

Min: minimum.

Max : maximum.

PDC: perte des charges.

MFE : mémoire fin d'étude.

C.T.H : control technique hydraulique

CHAPITRE I :

Présentation

de la zone

d'étude

SOMMAIRE

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Introduction générale	1
INTRODUCTION	2
I. Situation géographique	2
II. Situation topographique	3
III.Situation géologique	4
IV.Situation climatique.....	7
IV.1) Pluviométrie :	8
IV.2) Le vent :	8
IV.3) La température :	9
V. Situation démographique	9
VI.Situation hydrogéologique	10
VII Situation hydraulique.....	11
VII.1) Eaux superficielles et souterrains :	11
CONCLUSION	13

Chapitre II : Estimation des besoins

Introduction.....	13
I. Estimation de la population.....	13
II. Dotation en eau potable	14
II.1) Choix de la norme unitaire de consommation :	14
II.2) Critères de choix de la norme.....	14
III.Estimation de la demande moyenne en eau potable.....	15
III.1) Détermination de la consommation moyenne journalière	15
III.2) Besoins Scolaires et administratifs :	16
III.3) Récapitulatif des différentes consommations journalières :	16
IV.Estimation des pertes	17

IV.1) Estimation des besoins moyens en eau :	17
V. Variation des débits de consommation journaliers	18
V.1) Coefficient d'irrégularité	19
V.1.1) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :	19
V.1.2) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :	19
VI. Détermination des débits journalière	19
VI.1) Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :	19
VI.2) Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :	20
VII. Détermination des débits horaires	20
VII.1) Débit moyen horaire	21
VII.3) Débit pointe (Débit maximum horaire)	21
Conclusion	23

Chapitre III : réservoir

Introduction	24
I. Rôle des réservoirs	24
II. Emplacement des réservoirs	24
III. Principe de fonctionnement	25
IV. Le type des réservoirs	25
V. Équipement du réservoir	25
V.1) Équipements hydrauliques des réservoirs	25
V.2) Conduite d'arrivée.....	26
V.3) Conduite de départ ou de distribution	26
V.4) Conduite de trop-plein	26
V.5) Conduite de décharge ou de vidange	27
V.6) Conduite by-pass.....	27
V.7) Système de matérialisation d'incendie.....	27
V.8) Système à deux prises	27

V.9) Système à siphon	28
VI. Équipement de nettoyage	28
VII. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet	28
VII.1) Méthode graphique	29
VII.2) Méthode analytique	29
VIII. Détermination des capacités des réservoirs existants	29
VIII.1) Dimensionnement du réservoir R1	29
Conclusion	31

Chapitre IV : calcul hydraulique

Introduction	32
I. Classification des réseaux de distribution	32
I.1) Réseau maillé.....	32
I.2) Réseau ramifié	33
I.3) Réseau combiné	34
I.4) Réseau étagé	34
I.5) Conception d'un réseau	35
II. ETUDE DES VARIANTES	35
V.1) Première variante	36
V.2) Deuxième variante	37
V.3) Comparaison Technique	38
III. Présentation du logiciel	39
IV. Capacités pour la Modélisation Hydraulique	40
V. Calcul hydraulique du réseau	40
IV.1) Débit en route	41
IV.3) Calcul des débits soutirés (Q_{ndi})	41
IV.4) Débits en Routes (Q_{route})	41
IV.5) Débits spécifiques (Q_{sp}).....	42

VI. RESULTATS DES SIMULATIONS DE LA SITUATION FUTURE	45
VI.1) Pressions	45
VI.2) Vitesse	47
VI.3) Perte de charge unitaire	48
VI.4) Diamètre de Conduite	49
Conclusion	50

Chapitre V : calcul d'addiction

INTRODUCTION	51
I. Type d'adduction	51
I.1) Adduction gravitaire	51
I.2) Adduction par refoulement	52
I.3) Adduction mixte	52
II. Type d'écoulement	53
II.1) Écoulement à surface libre	53
II.2) Écoulement en charge	53
III. Calcul hydraulique des adductions	53
III.1) Choix du diamètre économique	53
III.2) Calcul de la vitesse	54
III.3) Calcul des pertes de charge	54
III.4) Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)	55
III.5) Vérification le modèle de calcul par Epanet	56
IV. Choix du type de la pompe	57
1) Pompes centrifuge	57
2) Pompe volumétrique	58
3) Turbopompe	58
V. Choix du nombre de pompe	58
Conclusion	61

List des figures

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Figure I-1 carte administrative de la willaya de Blida	02
Figure I-2 présentations de la zone d'étude AMMAMIR	03
Figure I-3 plan de délimitation de la zone d'étude AMMAMIR.....	03
Figure I-4 la situation topographique de la zone d'étude.....	04
Figure I-5 carte géologique de la zone d'étude AMMAMIR	05
Figure I-6 carte géologique de la région AMMAMIR	05
Figure I-7 Légende de la carte géologique.....	06
Figure 1-8 Légende de la carte géologique.....	07
Figure I-9 distribution mensuelle des pluies (mm).....	08
Figure I-10 Coupe interprétative transversale de la Mitidja, de L'Atlas Blidéen au SSE à Sahel au NNW.....	11
Figure I 11 schéma synoptique de ville de Meftah.....	12

Chapitre II : Estimation des besoins

Figure II 1 évaluation de la population.....	14
Figure II 2 Diagramme Consommation total.....	23

Chapitre III : réservoir

Figure III-1 les différentes manières pour l'emplacement du réservoir.....	24
Figure III-2 conduite d'arrivée.....	26
Figure III-3 Conduite de distribution.....	27
Figure III-4 Equipment des réservoirs.....	28

Chapitre IV : calcule hydraulique

Figure IV-1 : Schéma d'un réseau maillé.....	33
Figure IV-2 : Schéma d'un réseau ramifié.....	33
Figure IV-3 : Schéma d'un réseau combiné.....	34
Figure IV-4 : Schéma d'un réseau étagé.....	34
Figure IV-5 variante 01.....	36
Figure IV-6 variante 02.....	37
Figure IV-7 présentation des pressions aux nœuds du réseau cas de pointe.....	44

FigureIV-8 présentation des nœuds cas de pointe a 00 :00h.....	45
FigureIV-9 présentation des vitesses maximales cas de pointe.....	46
Figure IV-10 Perte des charges maximales cas de pointe.....	47
Figure IV-11 présentation des conduites de réseaux.....	48
FigureIV-12 présentation différent paramètre des conduites.....	49

Chapitre V : calcul d'addiction

Figure V-1 Adduction gravitaire.....	51
Figure V-2 Adduction par refoulement.....	52
Figure V-3 adduction mixte refoulement-gravitaire.....	52
Figure V-4 Tracé en Plan Adduction à partir R5000 m3.....	55
Figure V-5 profil piézométrique de l'adduction entre R5000 ET R1000 AMMAMIR.....	56
Figure V-6 Pompe centrifuge.....	58
Figure V-7 Pompe Turbopompes.	58
Figure V-8 résulta de logiciel Caprari.....	60

List des tableaux

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 vitesse moyenne de vent.....	09
Tableau I-2 relève métrologique de la zone d'étude.....	09
Tableau I-3 population de AMMAMIR	10
Tableau I-4 estimation du nombre d'habitants.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins

Tableau II-1 population de la commune.....	13
Tableau II-2 évaluation de la population.....	13
Tableau II-3 Typologies Agglomérations/states de population.....	15
Tableau II-4 Demande moyenne en AEP de la zone d'étude à différents horizons.....	16
Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires et administratifs.....	16
Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	16
Tableau II-7 Besoins totaux en eau aux différents horizons.....	18
Tableau II-08 débit de pointe.....	20
Tableau II-09 montre la récapitulation de consommation journalière maximale et minimale.....	20
Tableau II-10 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	21
Tableau II-11 Diagramme Consommation total.....	22
Tableau II-12 débit de pointe de la zone d'étude aux différents horizons.....	23

Chapitre III : réservoir

Tableau III-1 : Vérification de la capacité de stockage Actuelle.....	30
Tableau III-2 : capacité de stockage Actuelle.....	31

Chapitre V : calcul de l'adduction

Tableau IV-1 comparaison technique entre les 2 variantes.....	37
Tableau IV-2 : Débits maximum horaire.....	40
Tableau IV-3 Débits aux nœuds.....	42/43

Introduction générale

L'eau joue un rôle très important dans la continuité de la vie sur terre.

L'homme a utilisé cette eau comme source de vie et de développement socioéconomique. Cette ressource devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier, cela est dû à son inégale répartition, à la forte croissance démographique, au changement climatique et à la pollution des ressources en eau.

En Algérie la problématique de l'eau sera une préoccupation majeure durant ce siècle, nos ressources deviennent de plus en plus limitées et difficile à exploiter, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là où des grandes quantités sont perdues à cause des fuites dans le réseau ou par les consommateurs.

La question mérite d'être posée, mais pour répondre à cette dernière, une étude de dimensionnement doit se faire pour établir les anomalies et les problèmes dans le système d'AEP.

Notre étude va porter sur L'agglomération de **AMMAMIR** qui est l'une des régions de la commune de **MEFTAH** de la wilaya de **BLIDA**, prévus de drainer 2725 habitants a partir d'un réservoir projeté de capacité de 1000 m³.

Notre travail est consacré à **Dimensionnement de réseaux d'eau potable de la ville de AMMAMIR de la commune de MEFTAH (Wilaya de Blida)**.

Ce travail sera subdivisé en six chapitres :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre II : Estimation des besoins.

Chapitre III : réservoir.

Chapitre IV : calcul hydraulique.

Chapitre V : calcul d'addiction.

Chapitre VI : Description des accessoires hydraulique.



Figure I-2 présentations de la zone d'étude amammir (source google earth)

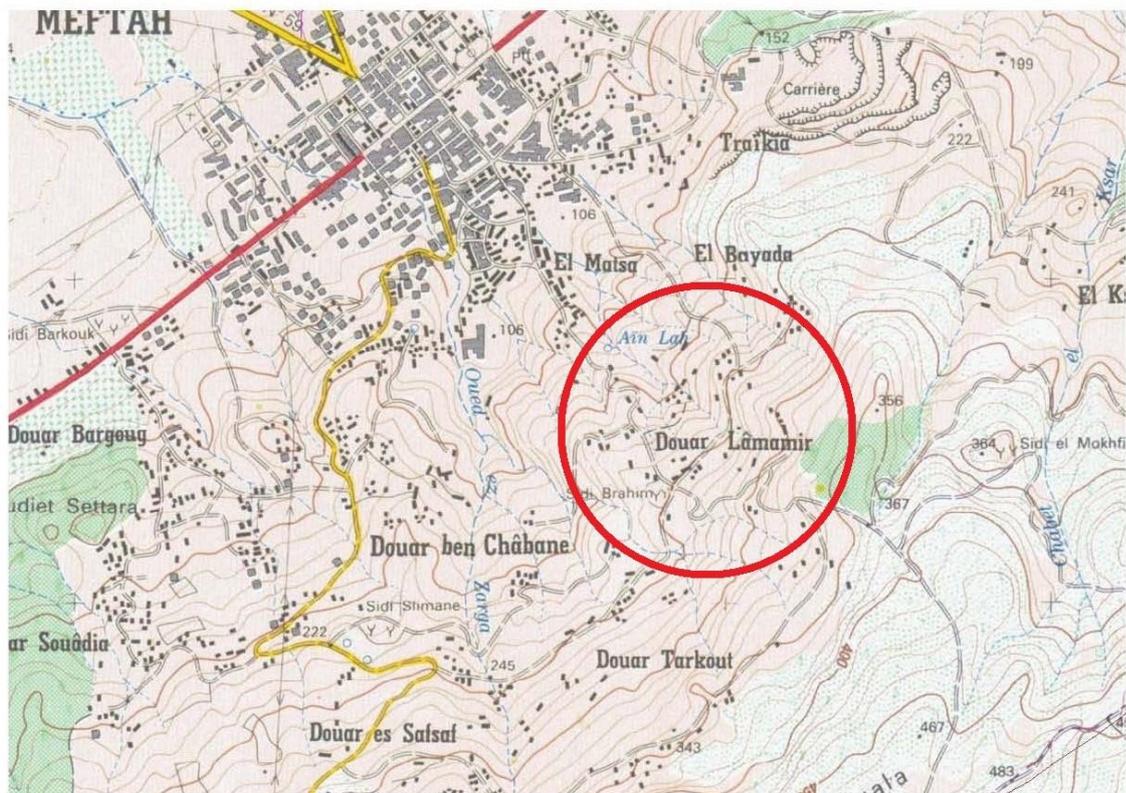


Figure I-3 plan de délimitation de la zone d'étude amammir [1]

II. Situation topographique

La commune s'étend sur une superficie de 5212ha et son territoire est composé de deux types de reliefs :

- Au Nord, la plaine qui représente 65% de la surface totale.
- Au Sud, la montagne qui occupe 35% de la surface totale.

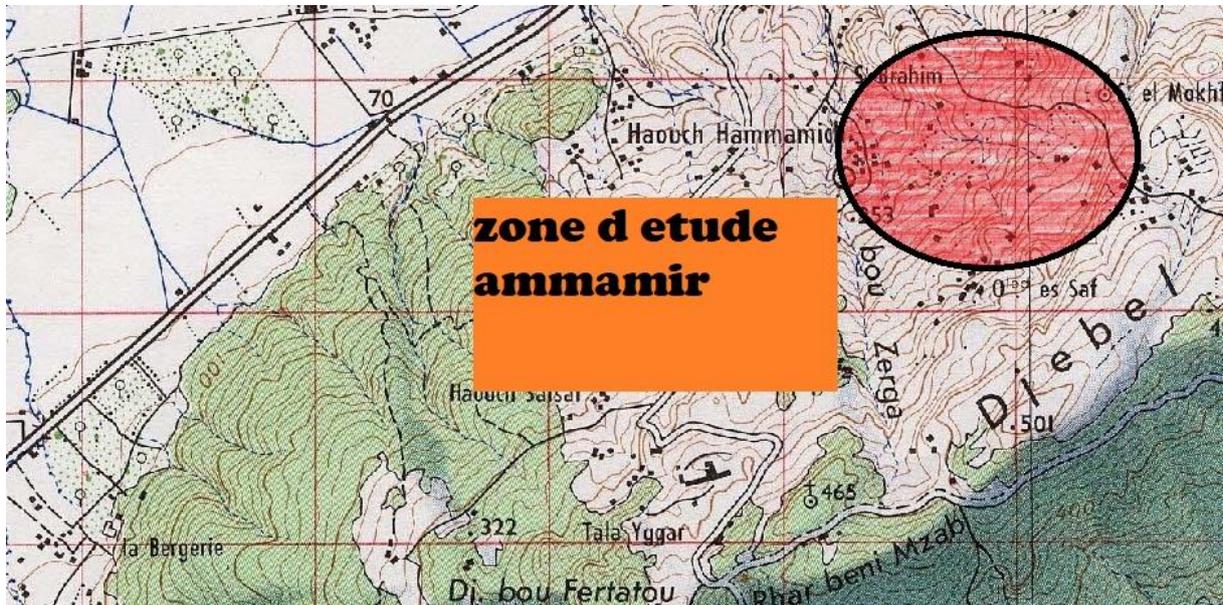


Figure I-4 la situation topographique de la zone d'étude [1]

III. Situation géologique

Une bonne connaissance de la géologie nous permet de prendre des dispositions indispensables lors de la réalisation des tranchées, et aussi pour le choix des engins de terrassement afin d'organiser les travaux de chantier.

Pour notre site la zone sud-est composées d'un faible graveleux à sablonneux et d'épaisseur de cette couche est assez importante.

- Le lit de la couche citée ci-dessus prend contact avec le toit des marnes jaunes dont l'épaisseur est aussi négligeable
- Puis vient une alternance grés et de sable
- Qui disparaît nettement en allant vers le sud par la présence d'une faille verticale.
- Le substratum est constitué de marne

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D ETUDE

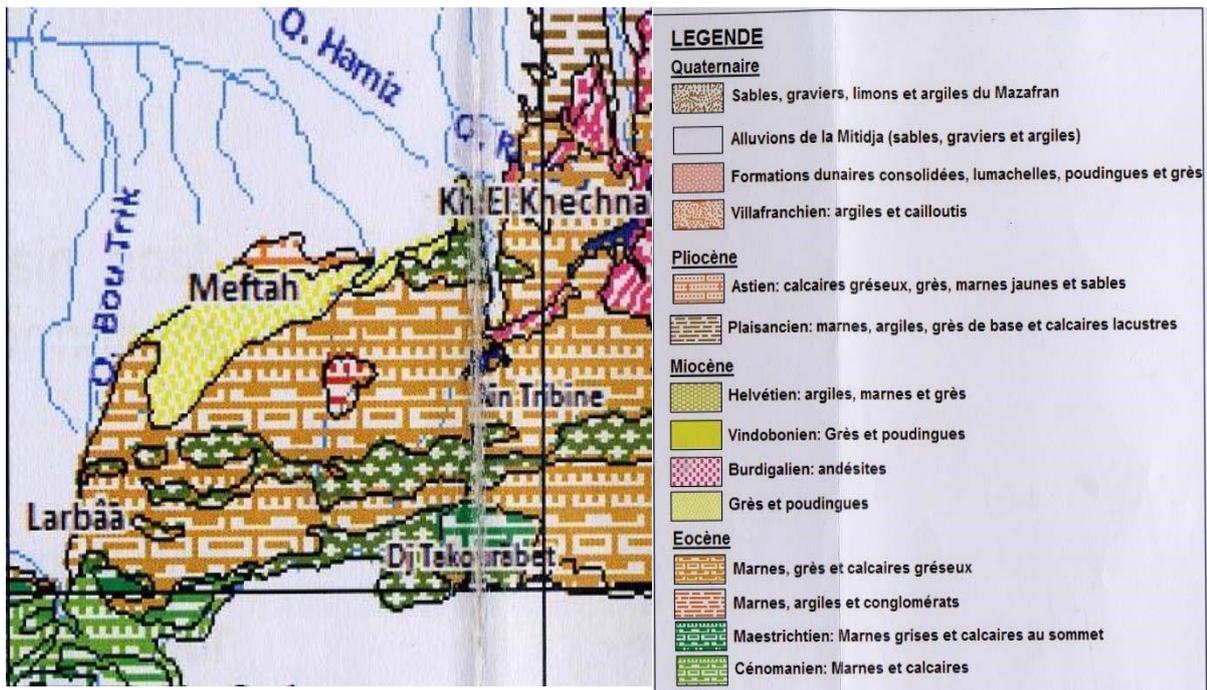


Figure I-5 carte géologique de la zone d'étude ammamir [1].

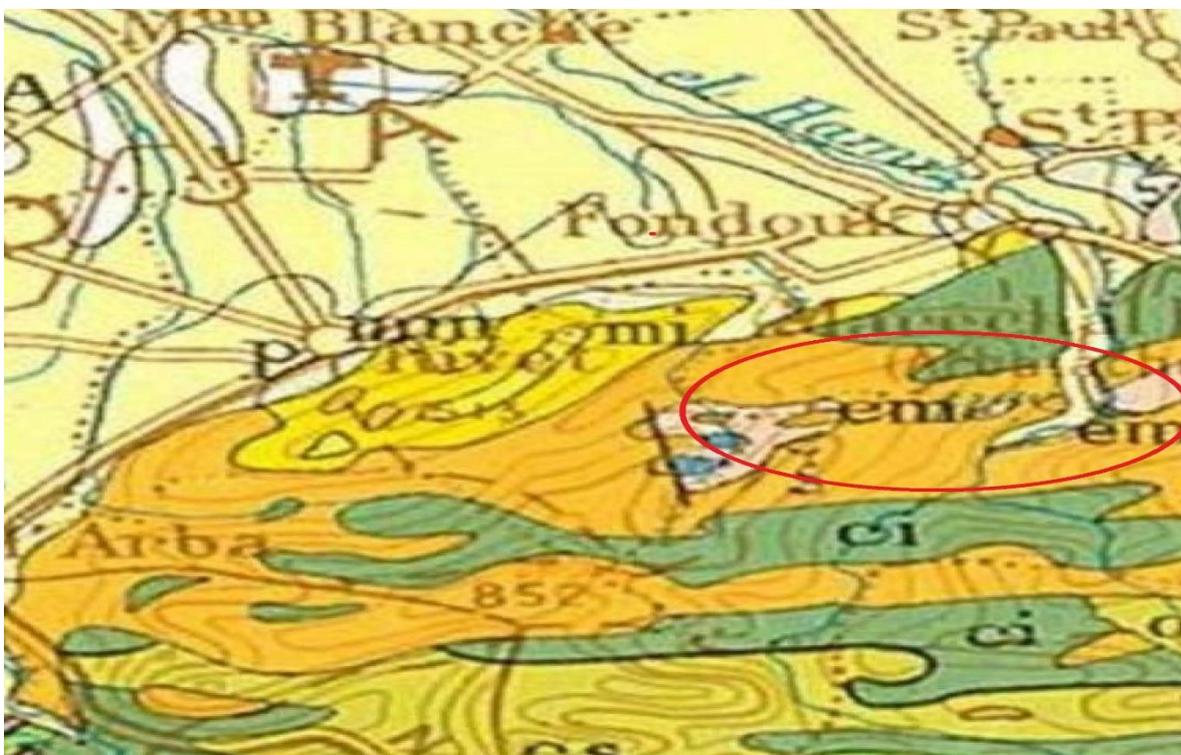


Figure I-6 carte géologique de la région ammamir [1]

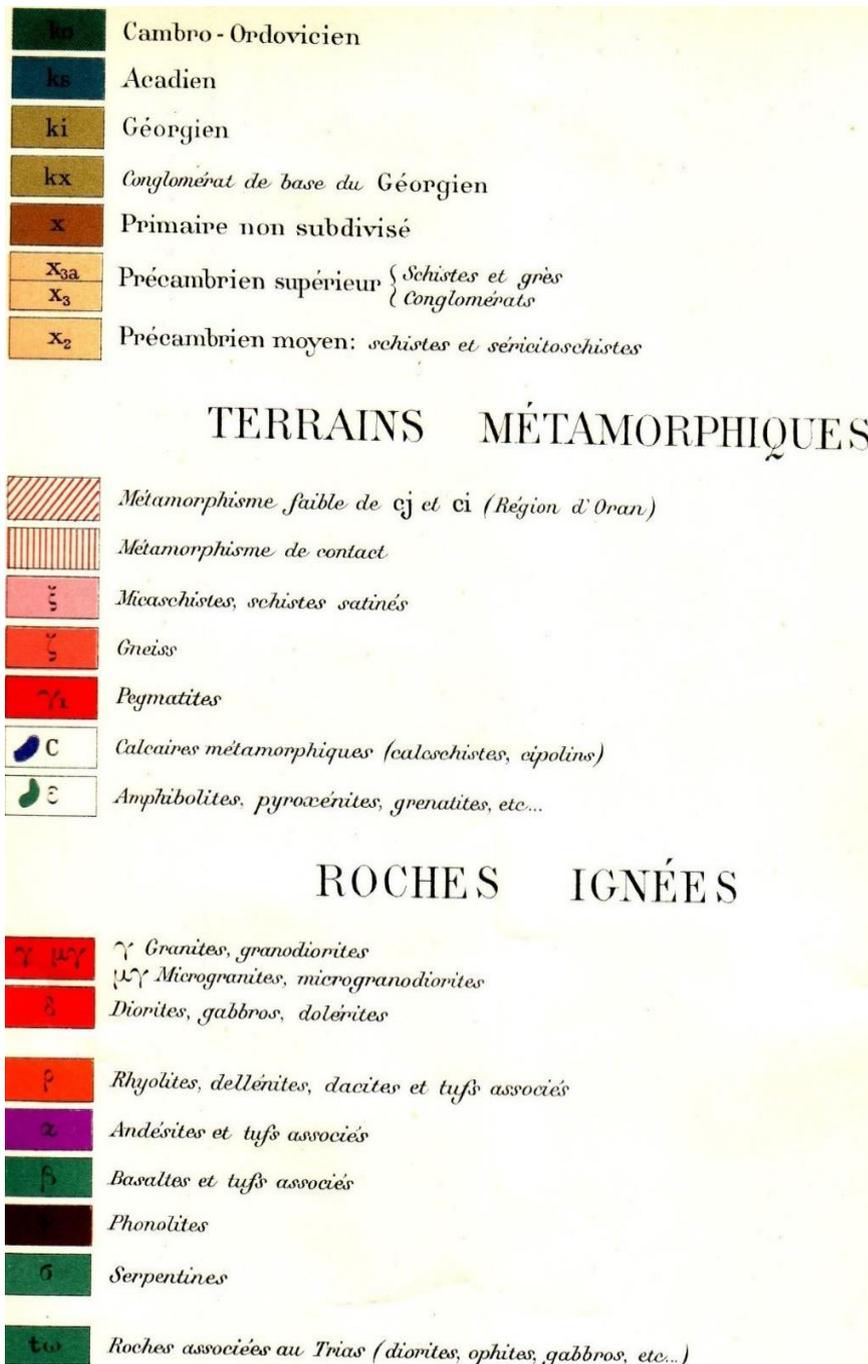
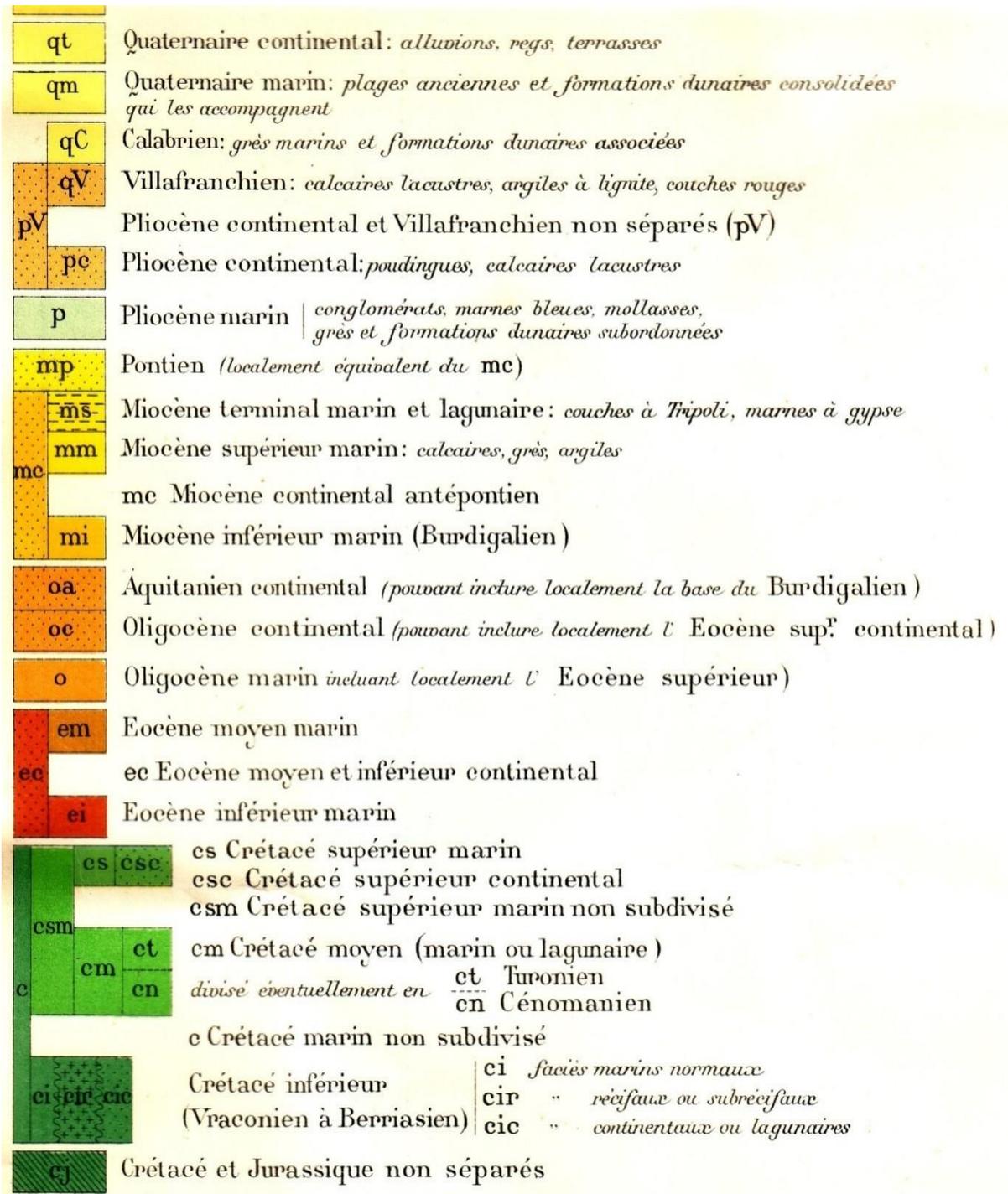


Figure I-7 Légende de la carte géologique [1]

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D ETUDE



IV. S itu ati on cli ma ti que

La
MI
TI
DJ
A
sub
it
une
dou
ble
infl
uen
ce

de la mer et
de la
montagne.
Donc le
climat à des

Figure 1-8 Légende de la carte géologique [1]

particularités continentales caractérisée par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

La commune de Meftah, par sa situation géographique, jouit d'un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales, le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mars.

IV.1) Pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

D'après les données de l'ANRH, la valeur des pluies précipitées sur la région varie entre 500 à 1000 mm

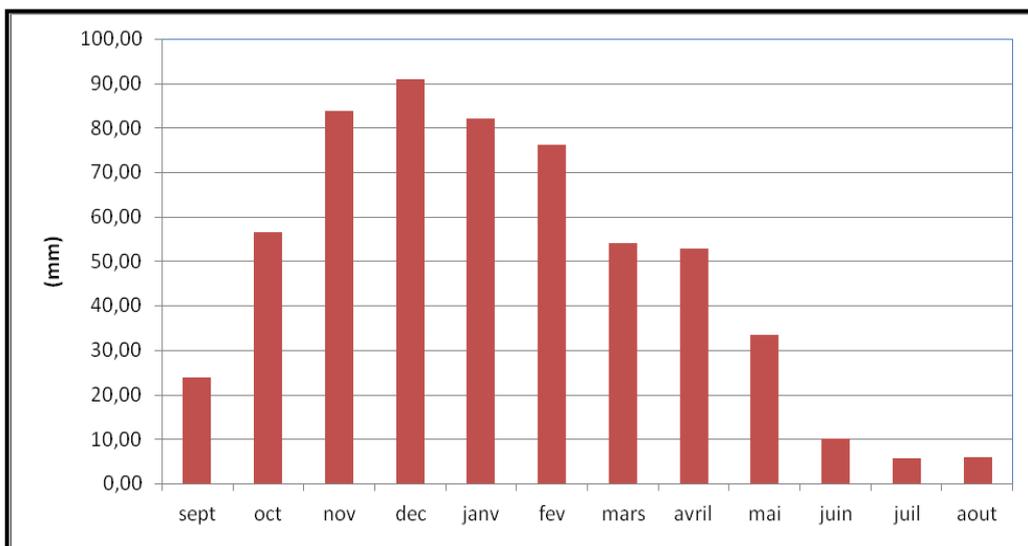


Figure I-9 distribution mensuelle des pluies

IV.2) Le vent :

En hiver, la direction dominante du vent est du nord-ouest. Par contre en été, le régime des vents est assez important et leur direction oscille entre l'est et le nord-est.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D ETUDE

Tableau I-1 vitesse moyenne de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
Vent moy (Km/h)	4.24	2.91	2.33	2.46	2.88	2.36	4.2	3.5	3.4	3.6	3.5	3.3

IV.3) La température :

Le climat de Meftah est assez frais quoiqu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale, la moyenne des températures du mois d'Août, le plus chaud est de 47°C tandis que le mois de janvier est le plus froid la température est de -11°C.

La température moyenne annuelle est de 19.66°C avec un maximum de 45°C en juillet Août et un minimum de -11°C en janvier.

Tableau I-2 relève métrologique de la zon d'étude

Relevé météorologique de MEFTAH													
Mois	jan.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Août	sep.	oct.	nov.	déc.	Année
Température minimale moyenne (°C)	3	3	6	8	11	15	17	19	14	11	9	7	9,1
Température moyenne (°C)	8	9	11	18	20	28	32	32	27	21	18	12	19.66
Température maximale moyenne (°C)	13	15	18	22	24	31	35	38	30	23	23	16	23,4
Record Froid (°C)	-11	-8	-5	3,8	3,8	9,4	13,4	13,8	11,6	7,2	-4	-10	-10
Record Chaleur (°C)	24,4	30	28,8	37,2	41,2	44,6	41,1	47,2	44,4	37,7	32,4	29,1	48

V. Situation démographique

Selon le dernier recensement, le nombre d'habitants du centre d'Ammamir et ses quartiers est évalué comme suit :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D ETUDE

Tableau I-3 population de ammamir [1]

Commune	Agglomérations	Type	Population	Taux d'accroissement
			2008	2008/2021
MEFTAH	AMMAMIR	ZE	2000	2.61 %

Le calcul de l'accroissement de la population se fait par la formule suivante

$$P_t = P_0 (1 + T)^N$$

Avec :

P_t : population à l'horizon de projet.

P₀ : population actuelle 2008 (année de recensement).

T : taux d'accroissement de la population (2.61 %.)

N : nombre d'années séparant les deux horizons.

La population aux différents horizons est résumée dans le tableau Ci-après :

Tableau I-4 estimation du nombre d'habitants [1]

AMMAMIR	RGPH 2008	Actuel 2021	Court terme 2026	Moyen terme 2036	Long terme 2051
POPULATION	2000	2725	3099	4010	5902

VI. Situation hydrogéologique

Dans la région de la ville de MEFTAH alimenter par la nappe de bassin EL HARRACH – HAMIZ.

La nappe est limitée, au nord par le sahel, au sud par l'Atlas, à l'Oust par deux ligues de flux nuls.

Elle est alimentée par :

- La pluviométrie (alimentation directe) ;
- L'infiltration à partir des oueds ;
- L'Ascien, soit directement quand il est en contact avec les alluvions en bordure du sahel, soit drainage à travers les marnes.

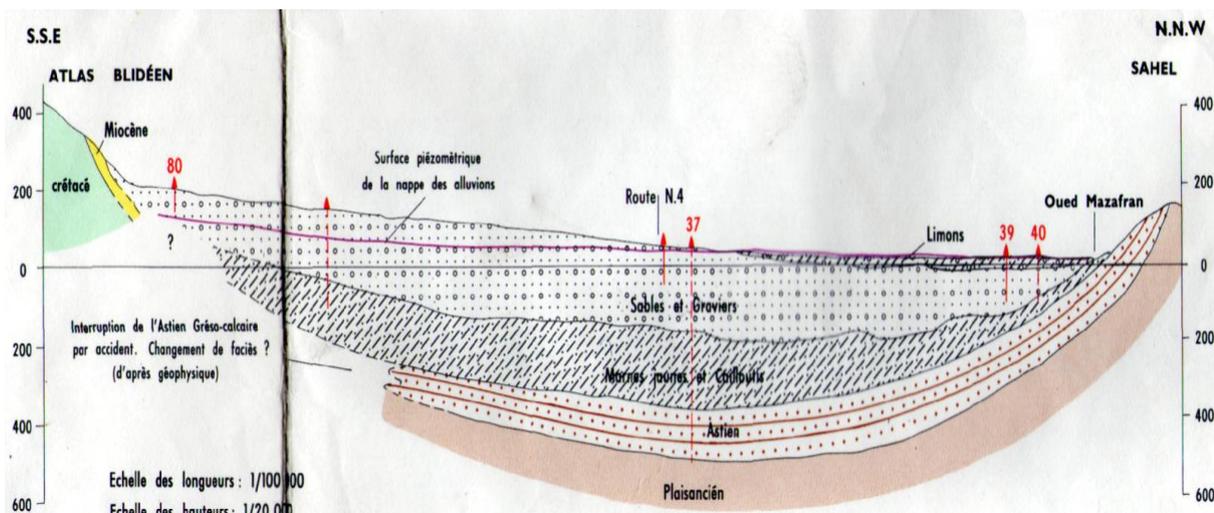


Figure I-10 Coupe interprétative transversale de la Mitidja, de l'Atlas Blidéen au SSE à Sahel au NNW [1]

VII. Situation hydraulique

VII.1) Eaux superficielles et souterraines :

La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour Ammamir est assurée actuellement à partir des propres moyens des habitations tel que des puits individuels, la source Tarkout d'un débit très faible. Et on signale que la fraction a utilisé sa propre moyenne de transport, stockage et l'amené d'eau.

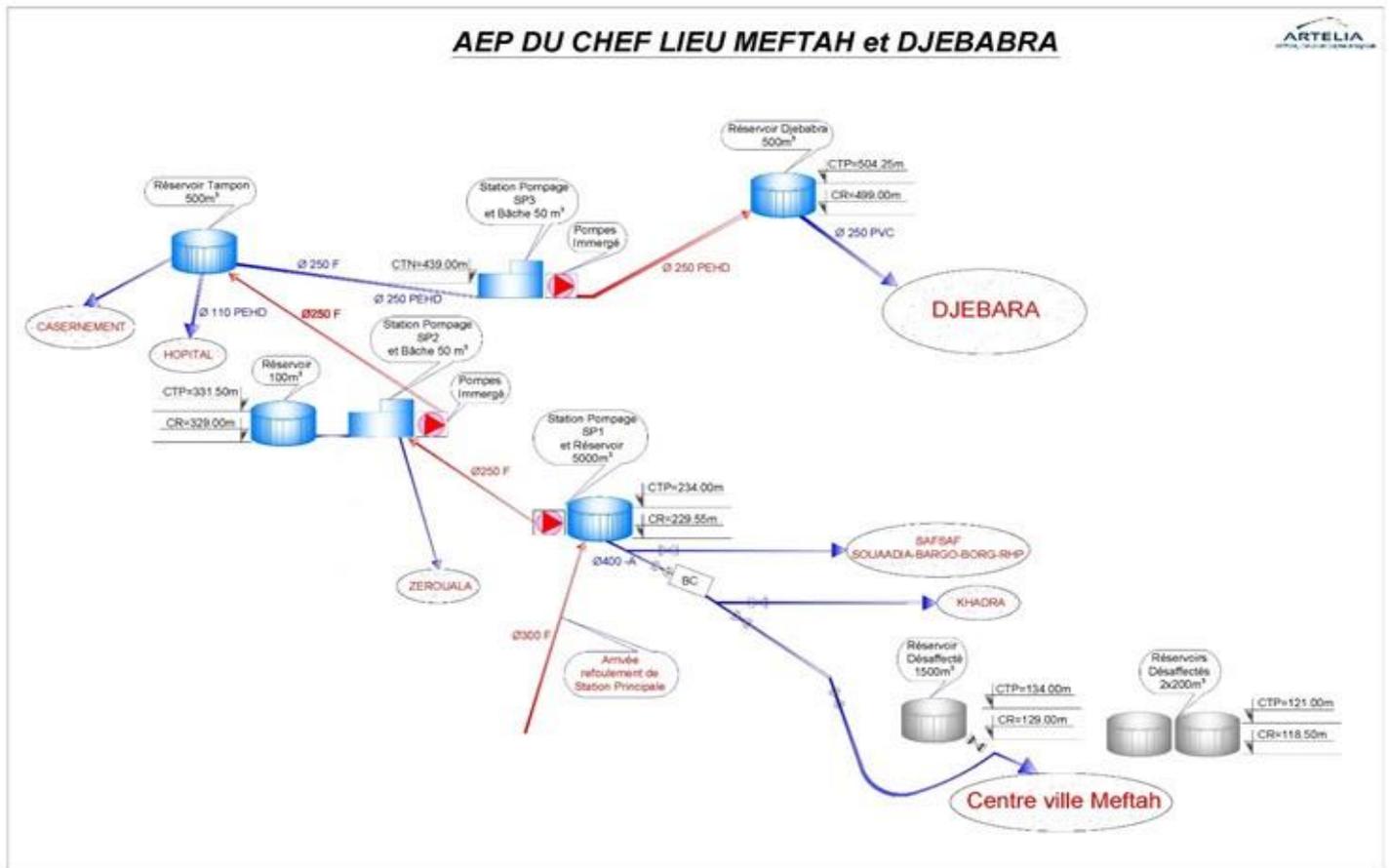
L'alimentation en eau potable de Meftah est effectuée à partir d'un champ de captage composé de plusieurs forages qui alimentent le réservoir 5000 m³ de la station principale de Meftah :

- Trois forages refoulent vers le réservoir 3000 m³ et la station de reprise de Zougari (3 GEP d'un débit de 60 l/s et d'une HMT de 65 m). Cette dernière refoule vers le réservoir 5000 m³ de la station principale via une DN 400 PEHD.

Les forages alimentent le R3000 m³ Zougari comme suit :

- Le forage F1 bis via une conduite DN 160 PVC ;
- Forage F8 Zougari via une conduite DN 160 PEHD ;
- Forage F9 Zougari via une conduite DN 160 PEHD ;
- Cinq forages refoulent vers le réservoir 3000 m³ et la station de reprise de Sraïdjia

(3 GEP d'un débit de 30 l/s et d'une HMT de 32 m). Cette dernière refoule vers le réservoir 5000 m³ via une DN 300 fonte. Les forages alimentent le R3000 m³ Sraïdjia comme suit :



- Forage F2 situé à l'intérieur du site via une conduite DN 200 A ;
- Forage F3 bis via une conduite DN 160 PEHD.
- Forages F4 et F5 via une conduite DN 160 PEHD.
- Forage F7 Douieb via une conduite DN 160 PEHD.

Figure I-11 schéma synoptique de ville de Meftah [1]

CONCLUSION

Dans ce chapitre, une présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatique, géologique et hydraulique a été faite dans le but de collecter certaines données de base pour l'élaboration de notre travail

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la Collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte. Dans notre projet nous sommes concernés par l'alimentation en eau potable de la zone de l'Ammamir.

Introduction

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent essentiellement de sa typologie.

Cette opération correspond à la phase primaire du projet de conception du réseau de distribution d'alimentation en potable de la zone d'étude.

L'estimation prévisionnelle des besoins en eau tient compte à la fois des besoins domestiques et de tous les équipements existants ou projetés dans cette zone.

I. Estimation de la population

La population à différents horizons est estimée à partir de la formule des croissances composées, comme suit :

$$P = P_0 * (1+T)^n$$

Avec :

- P : Population à l'horizon d'étude.
- P₀ : Population de base.
- T : Taux d'accroissement.
- n : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.
- Le taux d'accroissement en % est donné par la formule suivante :

$$T = [(P/P_0)^{(1/n)} - 1]*100$$

Sur la base du recensement de la population et des taux d'accroissement projetés, pour les horizons 2026, 2036 et 2051, nous donnons, ci-dessous, la population de l'aire de l'étude estimée aux différents horizons.

Tableau II-1 population de la commune [1]

Commune	Agglomérations	Type	Population	Taux d'accroissement
			2008	2008/2021
MEFTAH	AMMAMIR	ZE	2000	2.61 %

Tableau II-2 évaluation de la population

AMMAMIR	RGBH 2008	Actuel 2021	Long Terme 2051
Population	2000	2725	5902

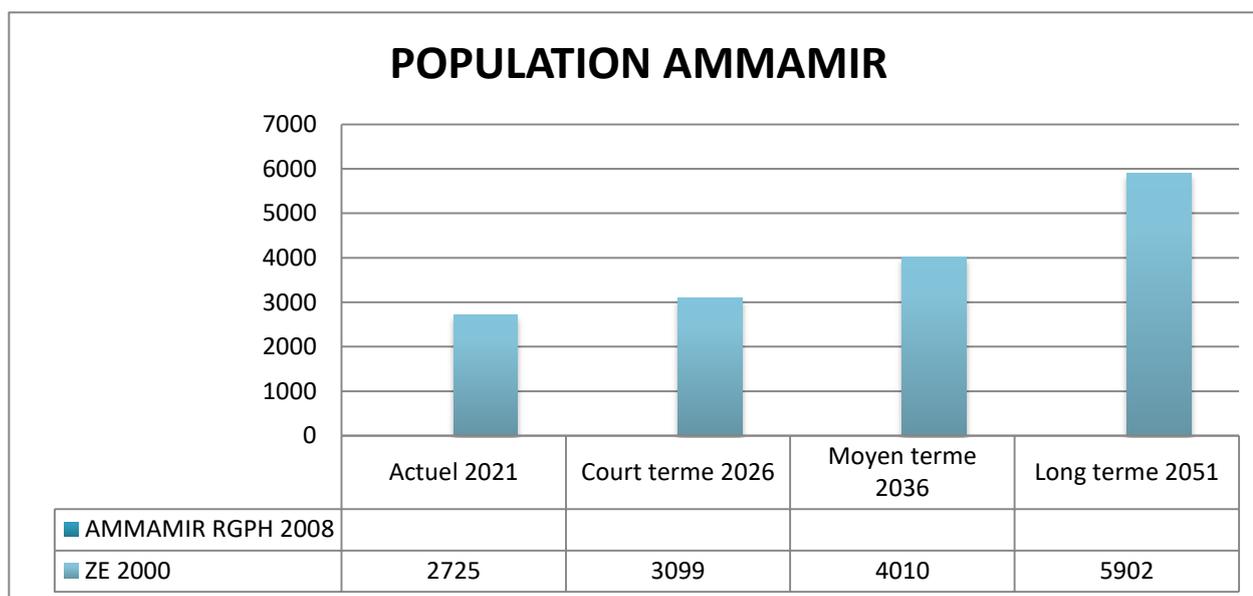


Figure II-1 évaluation de la population

II. Dotation en eau potable

II.1) Choix de la norme unitaire de consommation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc.

II.2) Critères de choix de la norme

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

Les dotations unitaires moyennes domestiques sont déterminées par strate de population conformément à la typologie agglomérations définie par l'étude récente du plan national de l'eau (PNE version Août 2010)

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

Tableau II-3 Typologies Agglomérations/states de population

DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger; Oran; Constantine; Annaba
métropoles	Villes de plus de 300 000 habitants
Urbain supérieur	100 000 <pop ≤ 300 000 habitants
Urbaine	20 000 <pop ≤ 100 000 habitants
Semi urbain	5 000 <pop ≤ 20 000 habitants
Semi-rural	3 000 <pop ≤ 5 000 habitants
Rural aggloméré	600 (100 unités habitations) <pop ≤ 3 000 habitants
Rural Eparsé	Population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

(Source PNE2010)

Pour la présente étude nous avons un nombre de population de 5902 à l'horizon 2051,

- Donc nous optons pour une agglomération semi urbain
- Rappelons que le plan national de l'eau (PNE 1997) prévoit des dotations unitaires moyennes par strate de population allant de 85 à 180 l/j/hab.
- Lorsque notre zone d'étude se trouve dans la partie nord d'Algérie donc il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme.

III. Estimation de la demande moyenne en eau potable

Les besoins futurs en eau potable sont évalués sur la base de l'évolution de la population future de la zone d'étude.

III.1) Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année se détermine par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy } j} = N_i * D_i / 1000$$

- $Q_{\text{moy } j}$: Consommation moyenne journalière [m³/j],
- N_i : Nombre de consommateur,
- D_i : Dotation moyenne journalière de la consommation [l/hab.j],
- i : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$).

Tableau II-4 Demande moyenne en AEP de la zone d'étude à différents horizons

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

DOUAR	Type	RGPH 2008	2021			2051		
			Habitants (Ha)	Dotation (l/j/Ha)	Demande moyenne (M3/j)	Habitants (Ha)	Dotation (l/j/Ha)	Demande moyenne (M3/j)
AMMAMIR	SEMI URBAIN	2000	2725	150	408	5902	150	885

III.2) Besoins Scolaires et administratifs :

Les différents besoins scolaires et administratives et petites industries sont regroupés dans le tableau (II.5)

Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires et administratifs

Types equipment's	Unité	N ^{bre} d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Crèche	Élève	30	15	0.45
Ecole primaire	Élève	1000	15	15
mosqué	Fidèles	1000	15	15
Centre de santé	lit	30	15	0.45
Total (m³/j)				31

III.3) Récapitulatif des différentes consommations journalières :

Après étude de l'estimation des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon d'étude

Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (M ³ /j)
Domestiques	885
Scolaires et administratifs	31
Total (m³/j)	916

IV. Estimation des pertes

Par le terme « pertes », il est désigné la quote-part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué par rapport au volume mesuré prélevé).

Les pertes se composent essentiellement de deux éléments à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques.

- Les pertes administratives concernent surtout :
 - Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs),
 - Le système de facturation au forfait,
 - Les prélèvements illégaux.
- Les pertes physiques concernent surtout :
 - Les fuites dans le réseau d’approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.),
 - Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies, prélèvements pour travaux d’inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit :

$$\text{Besoin} = \text{demande totale} \times (1 + \text{pertes } \%)$$

IV.1) Estimation des besoins moyens en eau :

Du fait de l’hétérogénéité et des importantes lacunes relatives à la connaissance du facteur rendement, les volumes des pertes physiques et commerciales ne peuvent être distingués et sont considérés de manières globales. En effet, les données rendements, quand elles existent, représentent des valeurs estimées et non mesurées.

L’étude de tarification de l’eau à l’usage domestique et industriel (SOGREAH/ICEA 2002) établissait un rendement hydraulique moyen de distribution autour de 50%.

De la même manière le PNE 2006 propose un rendement global moyen de l’ordre de 50%.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

Dans le cadre de l'actualisation du PNE, il est proposé de s'appuyer sur une valeur moyenne de rendement de distribution de l'ordre de 70% comme référence de départ à l'année 2021.

- Pour le rendement, les normes du P.N.E seront appliquées. Ces taux sont pour le milieu Semi urbaine 70% en 2021.
- Nous nous fixons comme objectifs d'atteindre un rendement de 70 % pour l'horizon du projet (2051).

En appliquant la relation :

$$\text{Besoin} = \text{demande totale} \times (1 + \text{pertes} \%)$$

Les pertes = (100% - 70%)

Donc :

$$B = 916 * (1 - 30/100) = 1191 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II-7 Besoins totaux en eau aux différents horizons.

Communes	Besoins Totaux (m3/j)
	2051 Taux de perte 30%
AMMAMIR	1 191

V. Variation des débits de consommation journaliers

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de L'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville.
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

V.1) Coefficient d'irrégularité

V.1.1) Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{max j}$ sur le $Q_{moy j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{MAX} = Q_{MAX J} / Q_{MOY J}$$

$Q_{MAX J}$: Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{MOY J}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre [1.1- 1.3] . Dans le présent cas, on prend $K_{max,j} = 1.3$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

V.1.2) Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$) :

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{MIN J} = Q_{MIN J} / Q_{MOY J}$$

$Q_{MIN J}$: Débit de consommation minimum journalier.

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. La valeur de $K_{min j}$ entre [0.7 à 0.9].

On prend :

$$K_{min j} = 0.7$$

VI. Détermination des débits journalière

VI.1) Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Ce débit est donné par :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j}$$

$Q_{max j}$: Débit maximum journalier.

$Q_{moy j}$: Débit moyenne journalier.

$K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalier.

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

Alors :

$$Q_{\max j} = 1.3 * Q_{\text{moy } j}$$

$$Q_{\max j} = 1.3 * 1191$$

$$Q_{\max j} = 1549 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Tableau II-08 débit de pointe

Communes	Besoins de pointe ($Q_{\max j}$)	
	2051	
	(m ³ /j)	(l/s)
AMMAMIR	1 549	17.92

Nb : le besoin journalier de pointe est nécessaire pour calculer les capacités de stockage et le dimensionnement de la conduite d'adduction

VI.2) Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j}$$

$$Q_{\min j} = 0.7 * 1191$$

$$Q_{\min j} = 833.7 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Le tableau ci-dessous montre la récapitulation de consommation journalière maximale et minimale :

Tableau II-09 montre la récapitulation de consommation journalière maximale et minimale

$Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min j}$ (m ³ /j)
1191	1.3	1549	0.7	833.7

VII. Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

VII.1) Débit moyen horaire

$$Q \text{ moy h} = Q \text{ max j} / 24$$

$$1549 / 24 = 64.54 \text{ m}^3/\text{h}$$

VII.3) Débit pointe (Débit maximum horaire)

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre habitants dans le tableau suivant :

Tableau II-10 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus, de 100000	Agglomération de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

Tableau II-11 Diagramme Consommation total

		Diagramme Consommation total			
		Q max. j=1 549 m³/J			
(H)	%	M ³ /h	(H)	%	M ³ /h
0-1	1	15.49	12-13	7	108.43
1-2	1	15.49	13-14	7	108.43
2-3	1	15.49	14-15	5,5	85.195
3-4	1	15.49	15-16	4,5	69.705
4-5	2	30.98	16-17	5	77.45
5-6	3	46.47	17-18	6,5	100.685
6-7	5	77.45	18-19	6,5	100.685
7-8	6,5	100.685	19-20	5	77.45
8-9	6,5	100.685	20-21	4,5	69.705
9-10	5,5	85.195	21-22	3	46.47
10-11	4,5	69.705	22-23	2	30.98
11-12	5,5	85.195	23-24	1	15.49
			total	100	1549

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN

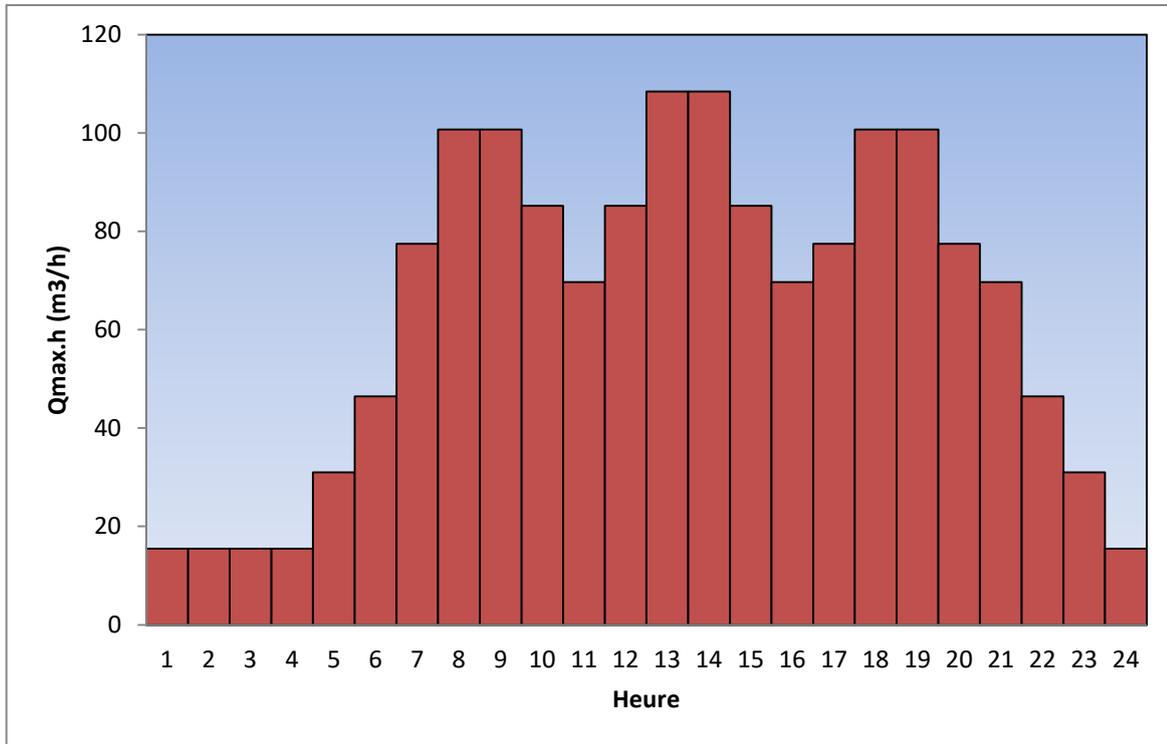


Figure II-2 Diagramme Consommation total

D'après le tableau de variation de débit horaire on à trouver que le débit maximum horaire est égale à 108.43 m³/h

Tableau II-12 débit de pointe de la zone d'étude aux différents horizons

Communes	Débit de pointe (Q _{max,h})	
	2051	
	(M3/h)	(l/s)
AMMAMIR	108.43	30.11

Conclusion

Une estimation globale des besoins en eau de la zone d'étude nous a permis de fixer les débits de dimensionnement prévus pour l'heure de pointe à 30.11 l/s.

Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Cet ouvrage est aménagé pour contenir de l'eau soit pour la consommation publique, ou pour l'industrie. Nous allons utiliser le réservoir existant (R5000) qui est implanté à une cote de 295 m

I. Rôle des réservoirs

Le rôle du réservoir est :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée. [2]

II. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.

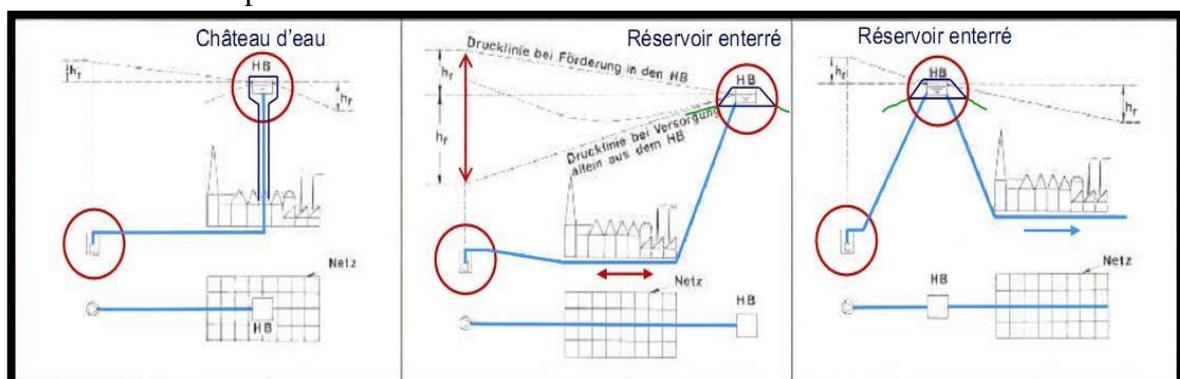


Figure III-1 les différentes manières pour l'emplacement du réservoir

III. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante ;
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation la différence entre les débits (adduction distribution), Ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau des distributions. [2].

IV. Le type des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé, ordinaires ou précontraints.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés. (Sur surface)
- Sur- élevés, sur tour.

D'après les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage. [2].

Enfin, d'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.
- Rectangulaires.

Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,etc...).

V. Équipement du réservoir

V.1) Équipements hydrauliques des réservoirs

L'alimentation de réservoir existant (R5000) est assurée par les différents puits, ce réservoir est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie [2].

V.2) Conduite d'arrivée

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter où à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable [2].

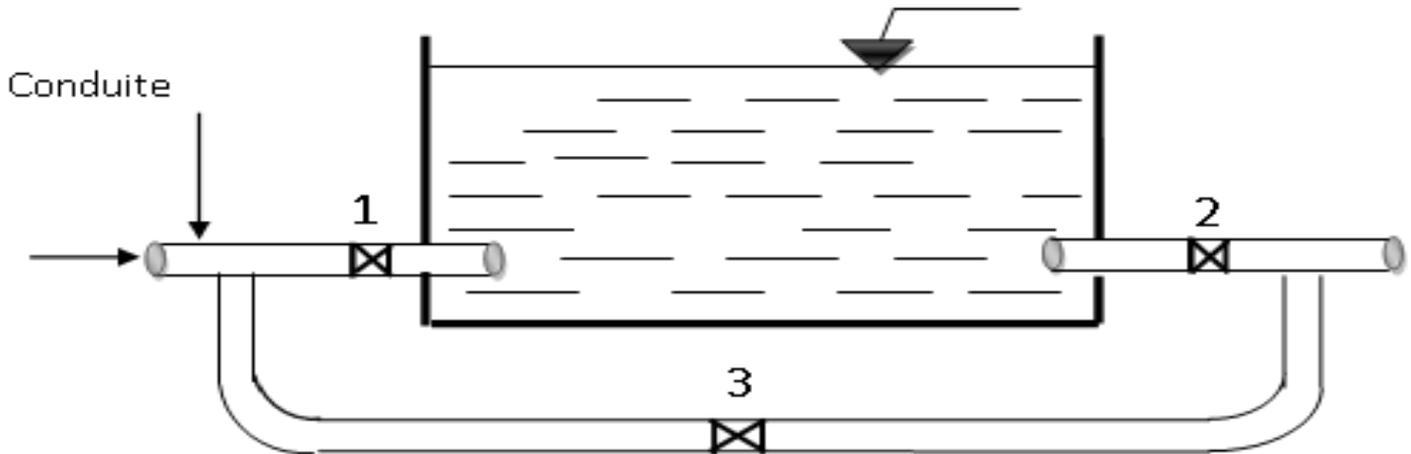


Figure III-2 conduite d'arrivée

V.3) Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite Figure (V-3) [2].

V.4) Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger [2].

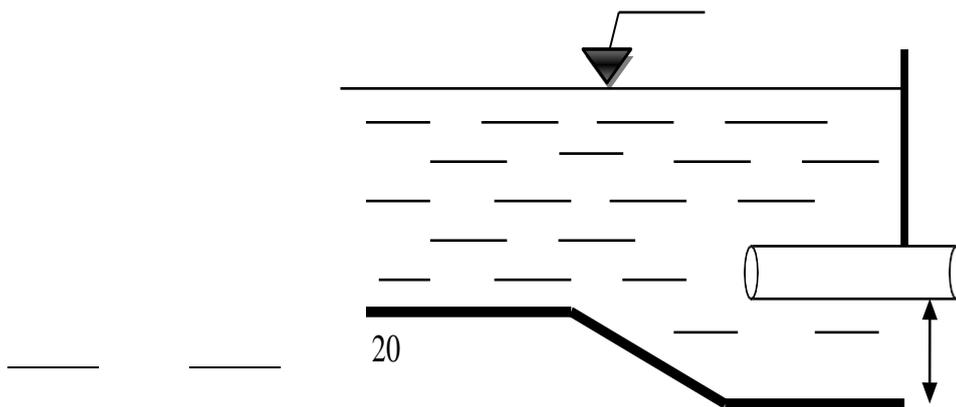


Figure III-3 Conduite de distribution

V.5) Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (Figure (V-4)) [2].

V.6) Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge. (Figure (5-2)) [2].

V.7) Système de matérialisation d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon [3].

V.8) Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie [2].

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir [2].

V.9) Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie. (Figure (V-4)).

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides [2].

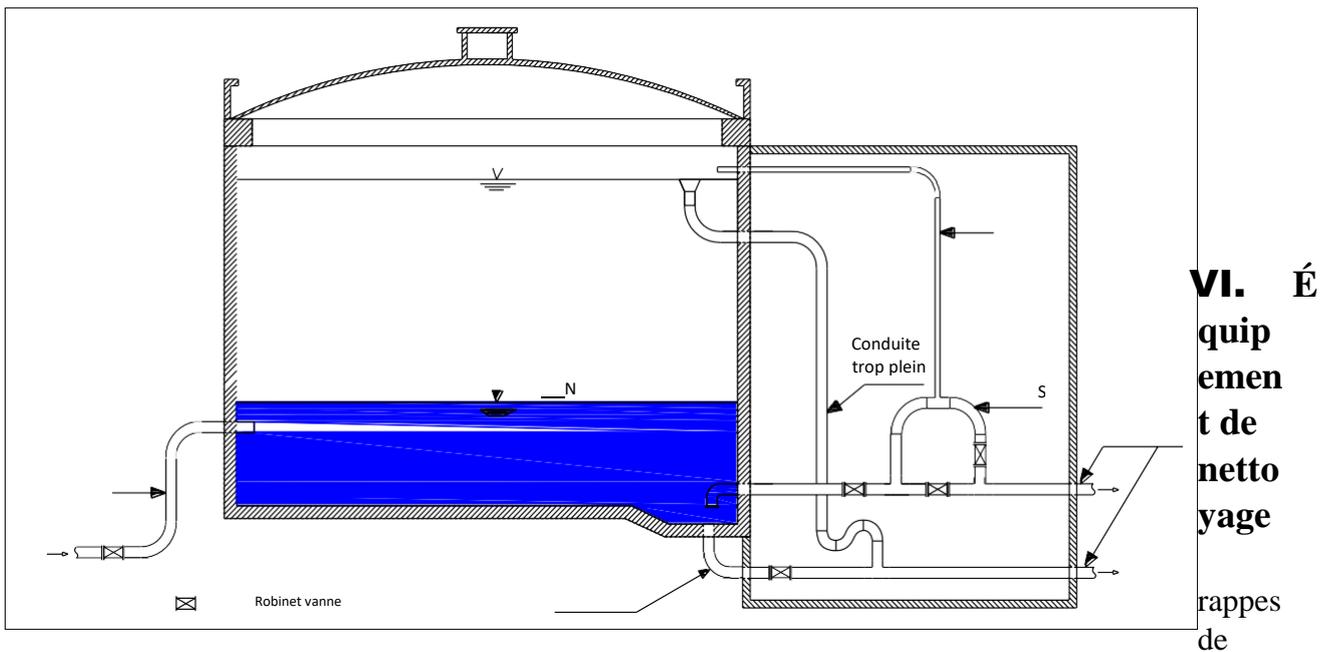


Figure III-4 Equipment des

- visite pour le personnel et le matériel ;
- Équipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Pompe d'alimentation en eau.

VII. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet

CHAPITRE III : RESERVOIRE

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2051, on a recouru soit à la méthode graphique ou analytique.

VII.1) Méthode graphique [3]

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (baissée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les

Écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. Donc :

$$VR = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + V_{\text{inc}}$$

Avec :

- VR : Volume du réservoir,
- ΔV_{\min} : Surplus en (m³),
- ΔV_{\max} : Déficit en (m³),
- V_{inc} : Réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$).

VII.2) Méthode analytique [3]

La méthode analytique se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante :

$$V_u = (Q_{\max j} * P\%) / 1000$$

- V_u : Volume utile,
- $Q_{\max j}$: Débit maximum journalier,
- P% : Pourcentage du volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

Enfin, le volume du réservoir est donné par la formule :

$$VR = V_u + V_{\text{inc}}$$

VIII. Détermination des capacités des réservoirs existants

VIII.1) Dimensionnement du réservoir R1

En utilisant la méthode analytique.

On a : $Q_{\max j} = 1594 \text{ m}^3/\text{j}$

La pompe fonctionne 16/24h donc le pourcentage de distribution est nul entre 21h jusque à 4h

CHAPITRE III : RESERVOIRE

Tableau III-1 : Vérification de la capacité de stockage Actuelle

Heures	Consommation d'eau (%)	Apport (%)	Distribution (%)	Excès (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	1	4,17	0	4,17		16,65
1_2	1	4,17	0	4,17		20,82
2_3	1	4,17	0	4,17		24,99
3_4	1	4,17	0	4,17		29,16
4_5	2	4,17	0	4,17		33,33
5_6	3	4,17	6,25		2,08	31,25
6_7	5	4,17	6,25		2,08	29,17
7_8	6,5	4,17	6,25		2,08	27,09
8_9	6,5	4,17	6,25		2,08	25,01
9_10	5,5	4,17	6,25		2,08	22,93
10_11	4,5	4,17	6,25		2,08	20,85
11_12	5,5	4,17	6,25		2,08	18,77
12_13	7	4,17	6,25		2,08	16,69
13-14	7	4,17	6,25		2,08	14,61
14-15	5,5	4,17	6,25		2,08	12,53
15-16	4,5	4,17	6,25		2,08	10,45
16-17	5	4,16	6,25		2,09	8,36
17-18	6,5	4,16	6,25		2,09	6,27
18-19	6,5	4,16	6,25		2,09	4,18
19-20	5	4,16	6,25		2,09	2,09
20-21	4,5	4,16	6,25		2,09	0
21-22	3	4,16	0	4,16		4,16
22-23	2	4,16	0	4,16		8,32
23-24	1	4,16	0	4,16		12,48

$$V_{\max} = (33.33 * 1549) / 100$$

$$V_{\max} = 516 \text{ m}^3$$

À cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre environ de 17 l/s. Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_u = 516 + 120 = 636 \text{ m}^3$$

$$V_u = 636 \text{ m}^3$$

CHAPITRE III : RESERVOIRE

Tableau III-2 : capacité de stockage Actuelle

Capacité de stockage		Horizon de calcul	
		2021	2051
Besoins de pointe (Q _{max,j})		555	1 549
Besoins en stockage (m ³) + volume insandes (m ³)		305	636
Stockage existant		0	0
Bilan Excès/déficit	Excès		
	Déficit	-305	-636

Vu la normalisation des réservoirs, on peut classer notre réservoir en (R 1000).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé La capacité totale du réservoir qui est de 636 m³, alors que le volume normalisé est estimé à 1000 m³, la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de la zone.

Introduction

À travers ce chapitre nous déterminerons les différents paramètres hydrauliques, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité et assurer des débits bien répartis selon le besoin et des pressions satisfaisante aux différents nœuds.

I. Classification des réseaux de distribution

Un réseau de distribution est un assemblage des différents éléments dont les caractéristiques essentielles, est composé de l'ensemble des acteurs distributeurs permettant d'acheminer les produits ou services du producteur aux consommateurs. [4].

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccordements (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc...).

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci. Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié
- Réseau combiné.
- Réseau étagé.

I.1) Réseau maillé

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande.

- **Avantages :** Alimentation d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité en approvisionnement. Augmentation des capacités de transfert du réseau à débit égale. En cas de rupture de conduite principale, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes.
- **Inconvénients :** Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié et difficile à calculer. Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficile. Risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons. Inversion possible du sens de circulation de l'eau. Identification difficile, du tronçon causant des désordres (fuites, contaminations) [4]

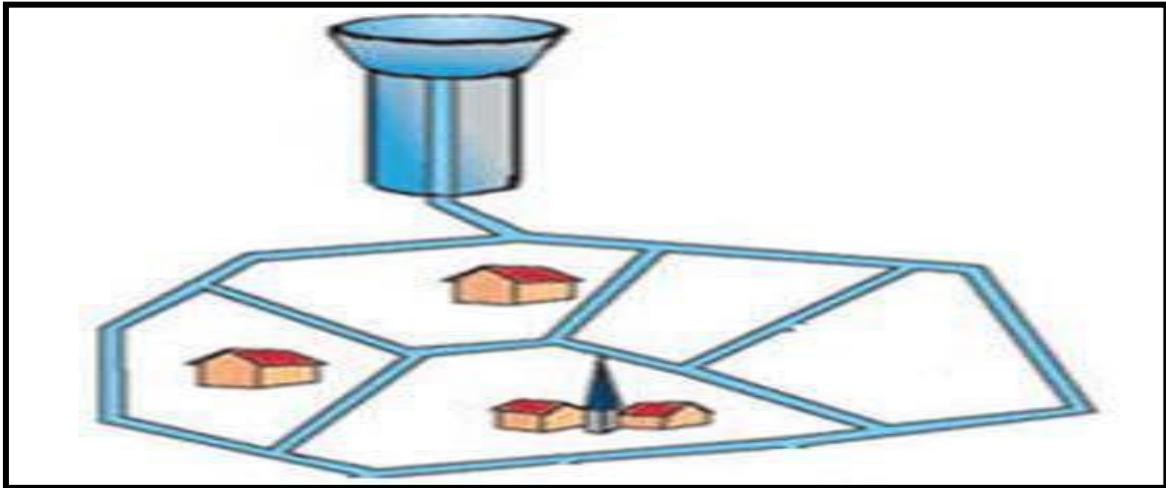


Figure IV-1 : Schéma d'un réseau maillé.

I.2) Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement. Il est adapté aux réseaux de faible densité et conçu pour une continuité de service peu exigée.

- Avantages : D'un coût relativement bas à l'investissement, par rapport au réseau maillé. Le sens de l'écoulement est connu, ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.
- Inconvénients : Pertes de charge élevées du système, une faible sécurité du réseau d'alimentation ; en cas de travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale, les abonnés en aval seront privés d'eau potable. [4].

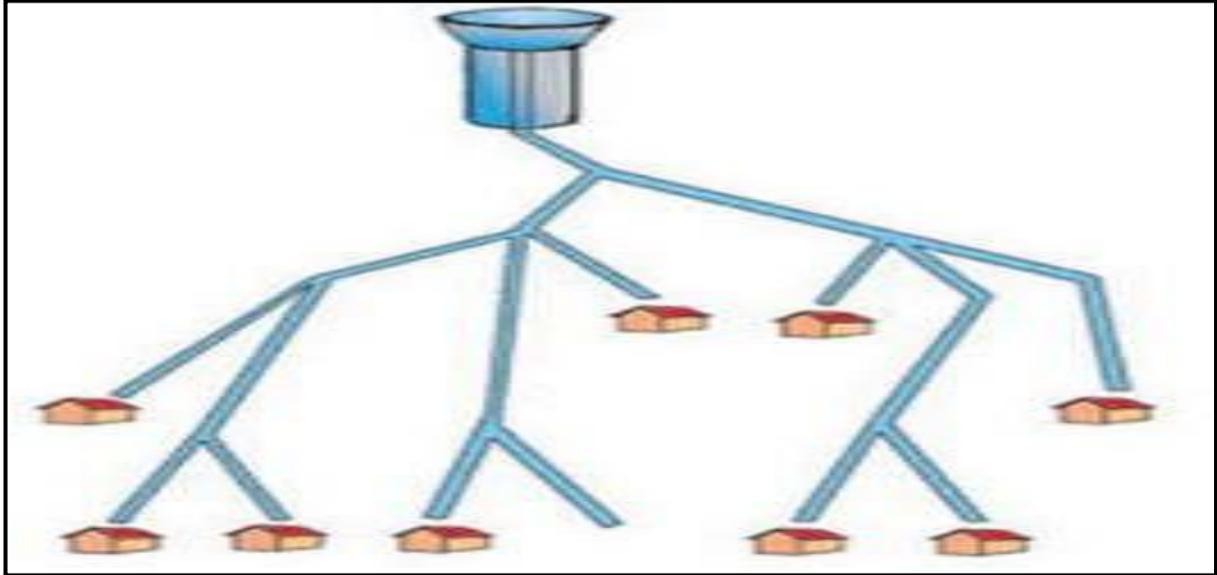


Figure IV-2 : Schéma d'un réseau

I.3) Réseau combiné

Association d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié ; très souvent rencontré dans les zones urbaines, compte tenu de la situation topographique de l'agglomération [4].

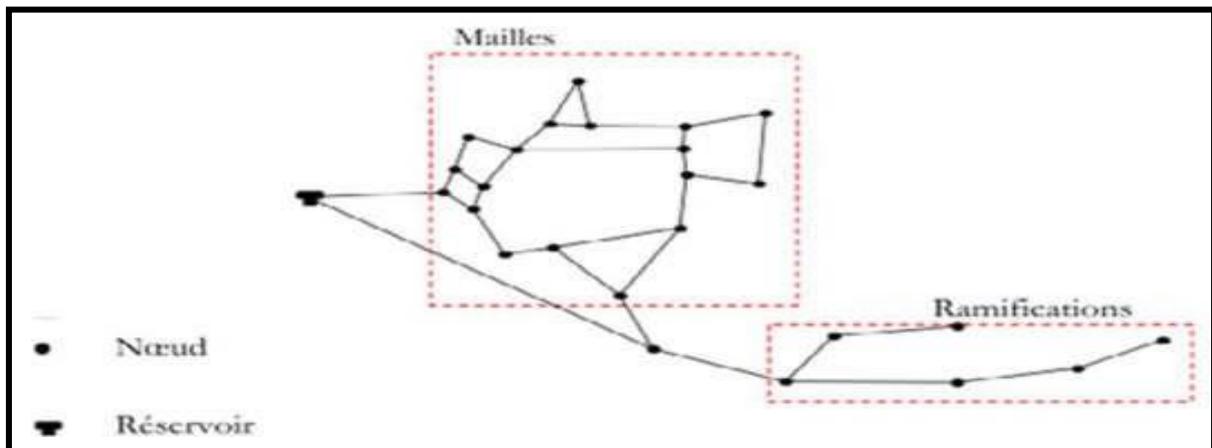
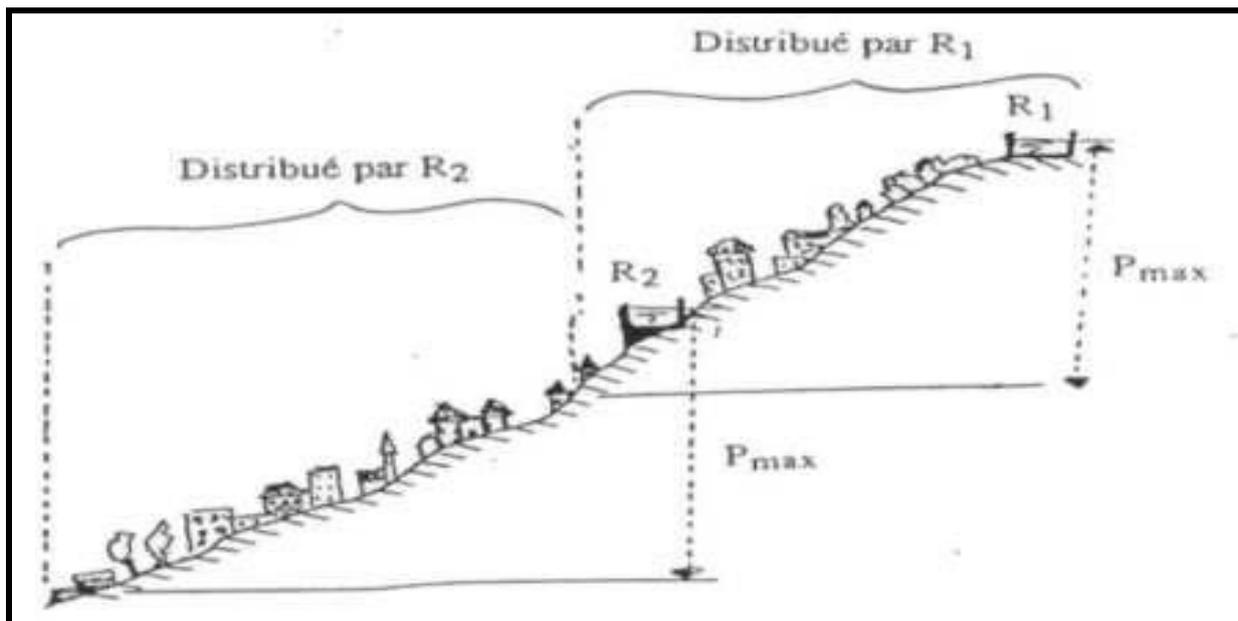


Figure IV-3 : Schéma d'un réseau combiné

I.4) Réseau étagé

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression [4].



N.B :

Comme la zone d'Ammamir est une agglomération de faible densité on opte pour le réseau ramifier.

I.5) Conception d'un réseau

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.

II. ETUDE DES VARIANTES

L'étude des variantes compte tenu des objectifs assignés à cette étude doit prendre en considération toutes les données actuelles et celle à venir. Aussi les besoins déjà évalués en tenant compte des horizons fixés par l'administration doivent être dans une large mesure satisfaite par les aménagements à proposer

Le débit fixé et à prélever du système existant à partir de l'adduction Resrvoire (5000 m³)

Figure IV-4 : Schéma d'un réseau étagé vers le resrvoire (1000 m³) projte doit être intégré au niveau de chaque variante en tenant compte des ratios à évaluer pour la faction Ammamir.

À ce titre, les ouvrage de stockage doivent être intégrées dans les systèmes projetés

Les ressources actuellement mobilisées seront prises en considération et utilisées directement dans le système d'alimentation

Les variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique, nous faire une étude technico-économique entre les variantes proposées. La variante choisie, fera l'objet d'une étude détaillée.

Pour cette étude, nous propose deux variantes pour le système d'AEP de Ammamir

V.1) Première variante

Cette variante consiste à utiliser le réservoir projeté 1000 m³ de cote 342.00 pour alimenter le réseau projeté, l'emplacement du réservoir projeté et acté de la source.

Cette variante consiste à :

- Projeter une conduite d'adduction DN315 PEHD sur linéaire de 2450 ml pour alimenter le réservoir (1000m³) projeté
- Projeter une Conduite de distribution de diamètre 160 mm en PEHD à partir de réservoir projeté 1000 m³ sur une longueur de 800ml, le tracé de la conduite sui le cheminement de la piste descende vers le centre de Ammamir. Cette conduite raccordée directement sur la maille projetée.
- Projeté des plusieurs tronçons de différent diamètre en PEHD (DN125, DN110, DN90, DN63 et DN40).
- Mettre toutes les pièces et les vannes de sectorisation nécessaires sur le réseau de distribution.
- Installer des compteurs particuliers.



V.2) Deuxième variante

Cette variante consiste à utiliser le réservoir projeté 1000 m³ de côte 355.00 pour alimenter le réseau mais avec le changement de l'emplacement de l'assiette du réservoir sur un point plus haute :

Cette variante consiste à :

- Projeter une conduite d'adduction DN315 PEHD sur linéaire de 2090 ml pour alimenter le réservoir 1000 m³ projeté
- Projeter une Conduite de distribution de diamètre 160 mm en PEHD à partir de réservoir projeté 1000 m³ sur une longueur de 1150 ml, le tracé de la conduite sui le cheminement de la piste descende vers le centre de Ammamir. Cette conduite raccordée directement sur la maille projetée.
- Projeté des plusieurs tronçons de différent diamètre en PEHD (DN125, DN110, DN90, DN63 et DN40).
- Mettre toutes les pièces et les vannes de sectorisation nécessaires sur le réseau de distribution.

Figure IV-5 variante 01

- Installer des compteurs particuliers.

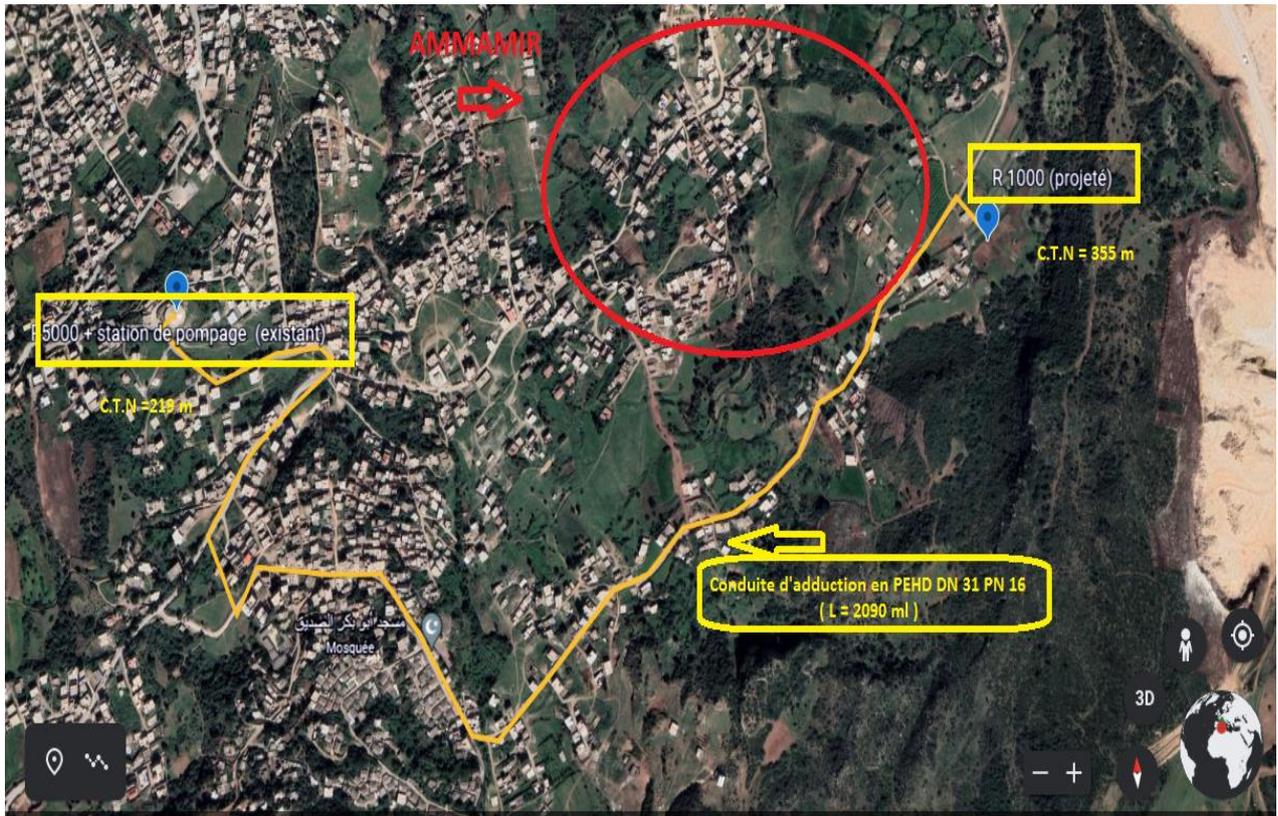


Figure IV-6 variante 02

V.3) Comparaison Technique

Tableau IV-1 comparaison technique entre les 2 variante

	Emplacement de reservoir (Cote piésométrique)	Distance d'adduction (R5000) ext /(R1000) prjt	Distance entre (R1000) prjt / ammamire	Type et diamètre De conduite D adduction	Type et diamètre De conduite De distribution
Variante 01	342.00	2450 ML	800 ML	DN315 PEHD	PEHD (DN125, DN110, DN90, DN63 et DN40).
Variante 02	355.00	2090 ML	1150 ML	DN315 PEHD	PEHD (DN125, DN110, DN90, DN63 et DN40).

Techniquement toutes les variantes traitent de manière cohérente l'alimentation projetée pour Ammamir et cela sous différentes combinaisons entre l'emplacement du réservoir projeté 1000 m³ et l'adduction à partir réservoir (5000 m³)

En matière de réalisation aucune variante proposée ne présente de contrainte technique cependant en matière d'exploitation et d'entretien l'avantage revient à la variante qui donne un meilleur mode de gestion et assurer la couverture d'alimentation en équilibre courte et à long terme.

D'après les avantages et les inconvénients de chaque variante, nous a opté pour la **deuxième variante** selon les critères suivants :

- Possibilité d'alimenter d'autre quartier.
- Plus loin de périmètre de gisement de ciment (cimenterai de Meftah).
- Assurer le bon fonctionnement de l'adduction à partir la station de pompage du R5000 m³.
- Une bonne réparation des pressions.
- Une bonne réparation des débits et vitesse.

III. Présentation du logiciel [5]

Le calcul hydraulique du réseau est effectué par le logiciel de calcul EPANET version 2.0.

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.

L'utilisation d'EPANET est très diversifiée, et porte principalement sur :

- La régulation des pressions dans le réseau,
- La détection des zones de fonctionnement déficitaire
- Le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension
- L'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de retraitement en différents points du réseau
- L'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs.), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage.), du contrôle des débits d'eau (sectorisation du réseau.), de la gestion de crise (suppression d'une ressource, rupture d'une canalisation maîtresse, introduction de contaminants dans le réseau.).

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœud (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. [5].

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application

Dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples : définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple :

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- Préciser l'usage des stations de recoloration (ou autres retraitements) en réseau,
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques) [5].

IV. Capacités pour la Modélisation Hydraulique

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

V. Calcul hydraulique du réseau

Le calcul hydraulique du réseau est basé sur deux hypothèses principales :

- Apport du réseau de distribution 24 heures/24 heures.
- Consommation du débit est uniforme le long de la conduite.
- L'heure de pointe correspond à la période où la consommation atteint son maximum.

CHAPITRE IV : CALCULE HYDRAULIQUE

IV.1) Débit en route

Le débit en route assure un service en route pour chaque tronçon de canalisation. Il est considéré comme étant consommé uniformément sur toute la longueur du tronçon. Ce débit peut être déterminé par l'expression suivante :

$$Q_r = Q_{pte} - \sum Q_{con}$$

Q_{pte} : Débit de pointe

∑ Q_{con} : la somme des débits concentrés, ces derniers sont déjà des débits qui circulent dans le réseau de distribution sans y être consommés

IV.2) Calcul des débits par tronçon (Q_{tr})

Ces débits sont obtenus par :

$$Q_{tr} = Q_{sp} \times L_i$$

IV.3) Calcul des débits soutirés (Q_{ndi})

Le débit soutiré est appelé également débit nodal, comme son nom l'indique c'est le débit qui sort au niveau de chaque nœud du réseau, pour alimenter les usagers.

Le débit au nœud se détermine par le biais de l'expression suivante :

$$Q_{ndi} = 0.5 \times \sum Q_{tri}$$

Le débit maximum horaire est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Débits maximum horaire

Communes	Débit de pointe (Q _{max,h})			
	2021		2051	
	(m ³ /h)	(l/s)	(m ³ /h)	(l/s)
AMMAMIR	38.83	10.79	108.40	30.11

IV.4) Débits en Routes (Q_{route})

Le débit en route est donné par l'expression suivante :

$$Q_{route} = Q_{cons} - Q_{conc}$$

Avec :

Q_{cons} : débit de consommation pendant l'heure de transit en (l/s).

Q conc : débits concentrés en (l/s) = Q industrie + Q ferme.

Dans notre cas : Q industries = Q ferme = 0.

$$\mathbf{Q_{route} = Q_{max}}$$

IV.5) Débits spécifiques (Qsp)

Ce débit est défini comme étant le volume d'eau transitant à travers un mètre de conduite pendant une seconde.

$$\mathbf{Q_{sp} = Q_r / \sum L_i}$$

$\sum L_i$: la somme des longueurs de tous les tronçons formant le réseau.

$$\mathbf{Q_{sp} = \frac{Q_{route}}{\sum L_i} = [l/s/m]}$$

$$\mathbf{Q_{sp} = 30.11 / 5278.6 = 0.0057042}$$

Les débits aux nœuds sont obtenus comme suit :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \cdot l_i$$

$$Q_{nd} = 0.5 \sum Q_{ri} + Q_{conc}$$

CHAPITRE IV : CALCULE HYDRAULIQUE

Tableau IV-3 Débits aux nœuds.

N°	du nœud au nœud	Longueur du Tronçon (m)	Q sp (l/s/ml)	Q tronçon (l/s)	0,5*Q tronçon (l/s)	Q nœud (l/s)
N1	N1--R1(5000m3)	25	0.0057042	0.14260	0.071302088	0.07
N2	N2--R500	348		1.9850	1.843016358	1.84
	N2--N3	183		1.04386		
	N2--N4	438.2		2.49957		
N3	N3--N2	183		1.04386	0.521931281	0.52
N4	N4--N2	438.2		2.49957	2.242308048	2.24
	N4--N5	293.2		1.67246		
	N4--N33	348		1.98505		
N5	N5--N4	293.2		1.67246	1.431261063	1.43
	N5--N6	24.93		0.14220		
	N5--N9	183.7		1.04786		
N6	N6--N5	24.93		0.14220	0.305229976	0.31
	N6--N7	27.52		0.15698		
	N6--N27	54.57		0.31128		
N7	N7--N6	27.52		0.15698	0.614652515	0.61
	N7--N8	109.3		0.62347		
	N7--N25	78.69		0.44886		
N8	N8--N7	109.3		0.62347	0.365351896	0.37
N9	N9--N5	183.7		1.04786	1.013972726	1.01
	N9--N10	128.1		0.73070		
	N9--N11	43.72		0.24939		
N10	N10--N9	128.1		0.73070	0.365351896	0.37
N11	N11--N9	43.72		0.24939	0.936681263	0.94
	N11--N12	148		0.84422		
	N11--N13	136.7		0.77976		
N12	N12--N11	148		0.84422	0.422108358	0.42
N13	N13--N11	136.7		0.77976	0.910128366	0.91
	N13--N14	85.91		0.49004		
	N13--N15	96.5	0.55045			
N14	N14--N13	85.91	0.49004	0.245022493	0.25	
N15	N15--N13	96.5	0.55045	0.901828803	0.90	
	N15--N16	117.9	0.67252			
	N15--N17	101.8	0.58068			
N16	N16--N15	117.9	0.67252	0.336260645	0.34	
N17	N17--N15	101.8	0.58068	0.521531989	0.52	
	N17--N18	29.3	0.16713			
	N17--N19	51.76	0.29525			
N18	N18--N17	29.3	0.16713	0.083566047	0.08	

CHAPITRE IV : CALCULE HYDRAULIQUE

N°	du nœud au nœud	Longueur du Tronçon (m)	Q'sp (l/s/ml)	Q tronçon (l/s)	0,5*Q tronçon (l/s)	Q nœud (l/s)
N19	N19--N17	51.76	0.0057042	0.29525	1.187778694	1.19
	N19--N20	151.3		0.86304		
	N19--N21	213.4		1.21727		
N20	N20--N19	151.3		0.86304	0.431520234	0.43
N21	N21--N19	213.4		1.21727	1.995602825	2.00
	N21--N22	197.2		1.12486		
	N21--N23	289.1		1.64907		
N22	N22--N21	197.2		1.12486	0.562430866	0.56
N23	N23--N21	289.1		1.64907	1.488702024	1.49
	N23--N24	96.87		0.55256		
	N23--N25	136		0.77577		
N24	N24--N23	96.87		0.55256	0.276281329	0.28
N25	N25--N23	136		0.77577	0.762903815	0.76
	N25--N26	52.8		0.30118		
	N25--N7	78.69		0.44886		
N26	N26--N25	52.8		0.30118	0.150590009	0.15
N27	N27--N28	60		0.34225	0.518879551	0.52
	N27--N29	67.36		0.38423		
	N27--N7	54.57		0.31128		
N28	N28--N27	60		0.34225	0.17112501	0.17
N29	N29--N27	67.36		0.38423	0.477666945	0.48
	N29--N30	63		0.35936		
	N29--N31	37.12		0.21174		
N30	N30--N29	63		0.35936	0.179681261	0.18
N31	N31--N29	37.12		0.21174	0.498743842	0.50
	N31--N32	76.07		0.43392		
	N31--N33	61.68		0.35183		
N32	N32--N31	76.07		0.43392	0.216957992	0.22
N33	N33--N4	348		1.98505	3.494886079	3.49
	N33--N31	61.68		0.35183		
	N33--N34	236.6	1.34961			
	N33--N36	579.1	3.30328			
N34	N34--N33	236.6	1.34961	1.309961952	1.31	
	N34--N35	116	0.66168			
	N34--N36	106.7	0.60863			
N35	N35--N34	116	0.66168	0.330841686	0.33	
N36	N36--N34	106.7	0.60863	2.011574493	2.01	
	N36--N33	579.1	3.30328			
	N36--N37	19.5	0.11123			
N37	N37--N36	19.5	0.11123	0.055615628	0.06	

VI. RESULTATS DES SIMULATIONS DE LA SITUATION FUTURE

L'objectif est de simuler le fonctionnement du réseau à l'horizon 2051 sur la base des différents projets d'urbanisme et des besoins de pointe estimés à cet horizon, résumés dans le chapitre précédemment,

VI.1) Pressions

Les résultats de la simulation effectués tout au long de la journée permettent d'observer, une forte pression générale sur le réseau, visible sur le schéma ci-dessous sur les nœuds.

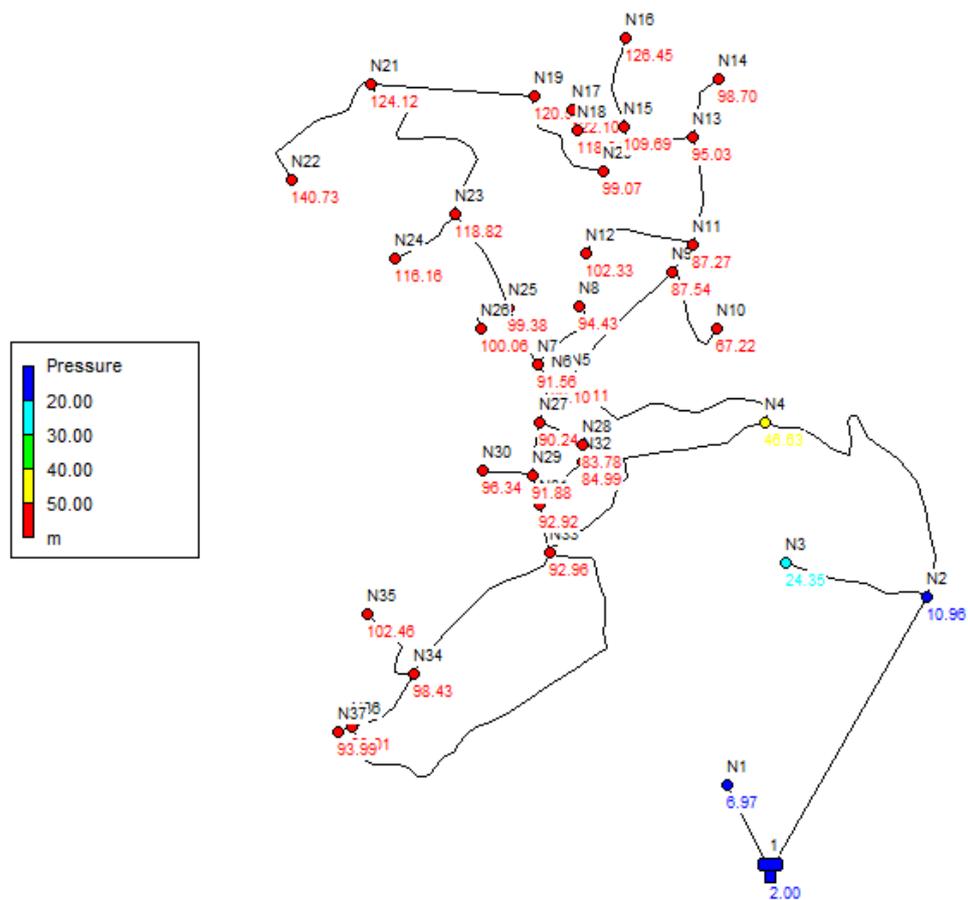


Figure IV-7 présentation des pressions aux nœuds du réseau

Les résultats de la simulation permettent d'observer, une pression maximale 14 bars (inferieur a 16 bars) donc une conduite en PEHD PN16 et largement suffisante pour les déférents traçons de notre réseau.

CHAPITRE IV : CALCULE HYDRAULIQUE

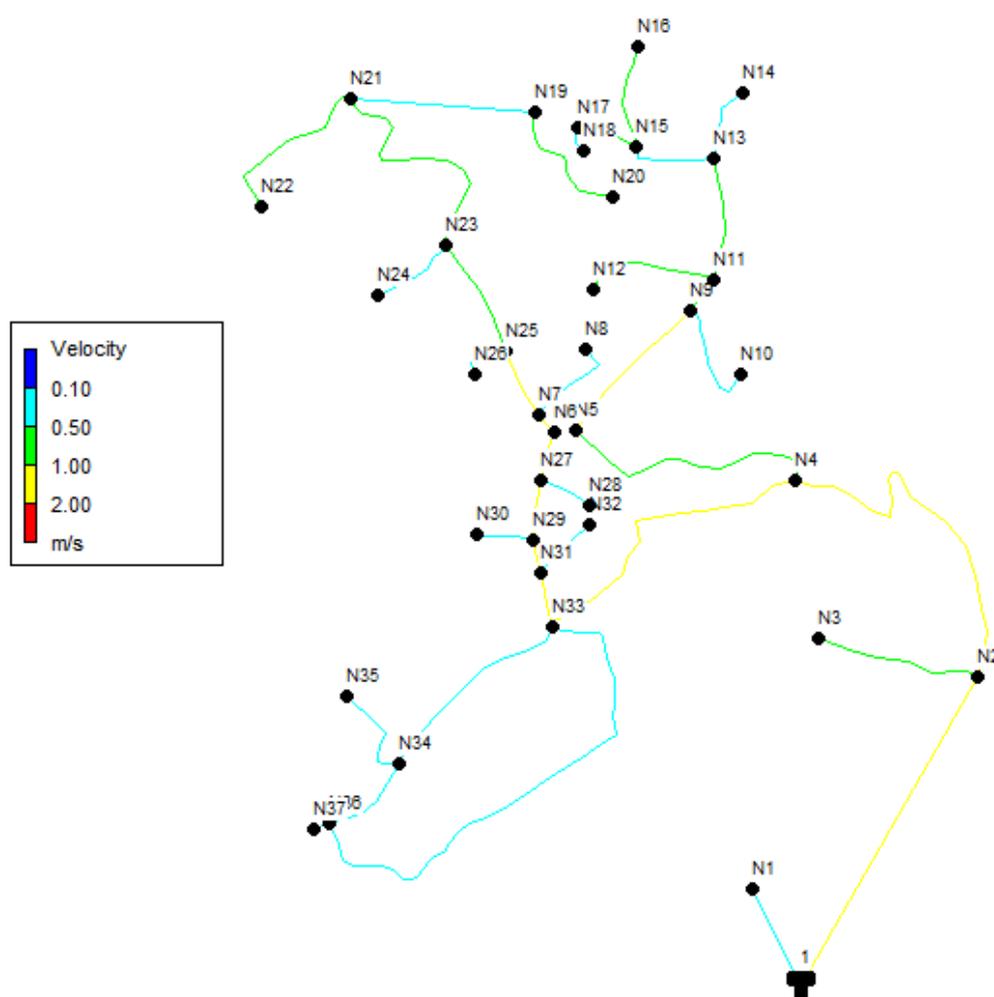
Node ID	Elevation m	Demand LPS	Pressure m
Junc N5	252	1.43	94.11
Junc N9	253	1.01	87.54
Junc N6	250	0.31	89.10
Junc N4	302	2.24	46.63
Junc N33	251	3.49	92.96
Junc N7	247	0.61	91.56
Junc N36	250	2.01	93.01
Junc N21	210	2.00	124.12
Junc N19	213	1.19	120.51
Junc N17	214	0.52	122.10
Junc N18	218	0.08	118.04
Junc N20	228	0.43	99.07
Junc N16	209	0.34	126.45
Junc N15	229	0.90	109.69
Junc N22	189	0.56	140.73
Junc N13	244	0.91	95.03
Junc N14	239	0.25	98.70
Junc N11	253	0.94	87.27
Junc N12	236	0.42	102.33
Junc N10	272	0.37	67.22
Junc N23	217	1.49	118.82
Junc N24	219	0.28	116.16
Junc N31	250	0.50	92.92
Junc N31	250	0.50	92.92
Junc N32	257	0.22	84.99
Junc N29	250	0.48	91.88
Junc N30	245	0.18	96.34
Junc N27	250	0.52	90.24
Junc N28	256	0.17	83.78
Junc N2	342	1.84	10.96
Junc N3	325	0.52	24.35
Junc N8	243	0.37	94.43
Junc N25	238	0.76	99.38
Junc N26	237	0.15	100.06
Junc N34	245	1.31	98.43
Junc N37	249	0.06	93.99
Junc N35	240	0.33	102.46
Junc N1	350	0.07	6.97
Tank 1	355	-29.26	2.00

Figure IV-8 présentation des nœuds cas de pointe a 00 :00h

VI.2) Vitesse

Le modèle montre que les vitesses maximales simulées sont globalement satisfaisantes (< 2 m/s).

La vitesse reste en effet inférieure à 0,5 m/s sur les tronçons que se trouvent dans des endroits isolés et avec un nombre d'habitant négligeable. Sur l'ensemble du réseau de distribution. Les vitesses sont acceptables.



FigureIV-9 présentation des vitesses maximales du réseau

VI.3) Perte de charge unitaire

Les valeurs maximales de pertes de charge unitaires simulées sur le réseau sont globalement satisfaisantes sur l'ensemble du réseau, avec des valeurs ne dépassant pas les 5 m/km sur la majorité du réseau. Des pertes de charge dépassée 10 m/km sont visibles sur les tronçons où de fortes vitesses ont été simulées, soit la conduite de distribution. Ces pertes de charge restent tout de même acceptables.

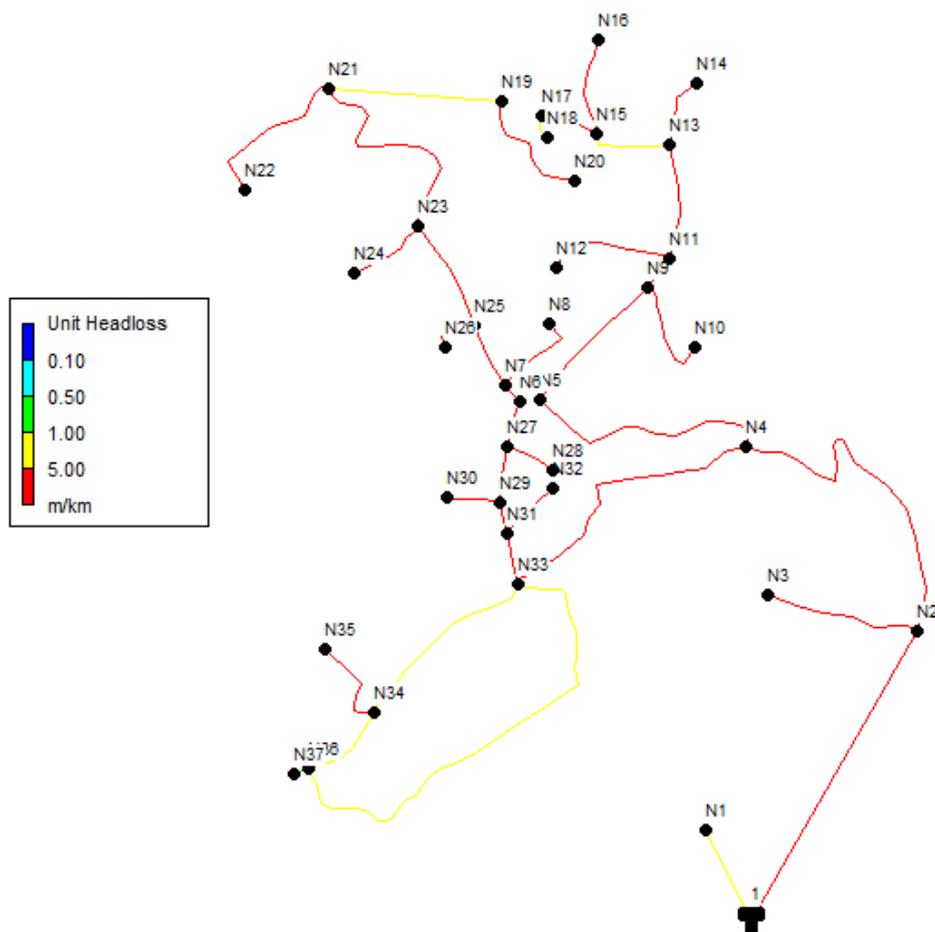
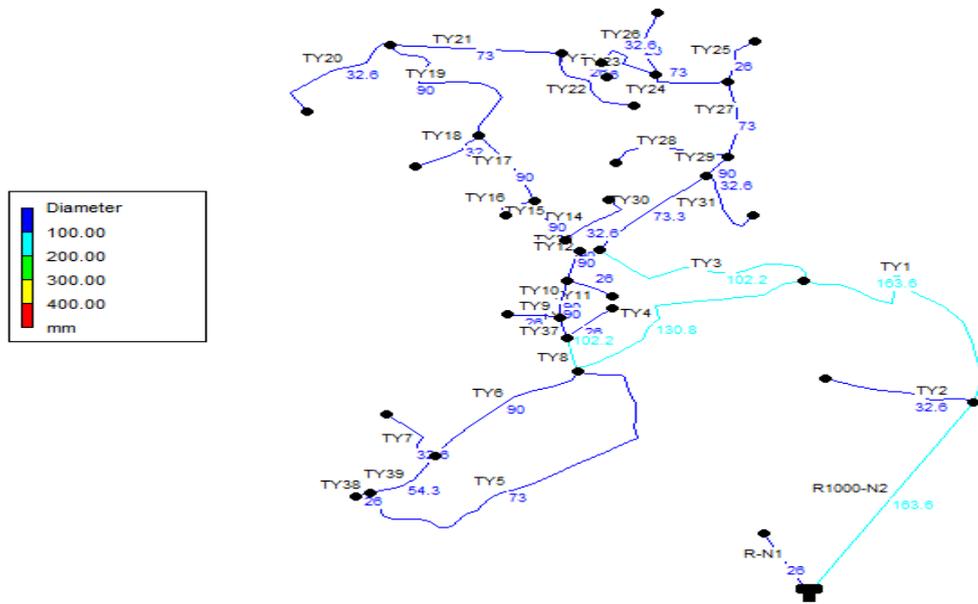


Figure IV-10 présentation Perte des charges maximales cas de pointe

VI.4) Diamètre de Conduite



Link ID	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe TY30	5.74	1.36	30.32
Pipe TY4	17.42	1.30	13.42
Pipe TY33	7.84	1.23	19.39
Pipe TY5	1.20	0.29	1.65
Pipe TY34	0.08	0.15	1.99
Pipe TY22	0.43	0.81	42.59
Pipe TY26	-0.34	0.64	27.44
Pipe TY20	0.56	0.67	22.30
Pipe TY25	0.25	0.47	15.53
Pipe TY28	0.42	0.50	13.06
Pipe TY31	0.37	0.44	10.34
Pipe TY18	0.28	0.35	6.81
Pipe TY35	0.22	0.41	12.28
Pipe TY9	0.18	0.34	8.52
Pipe TY11	0.17	0.32	7.68
Pipe TY2	0.52	0.62	19.42
Pipe TY14	0.37	0.44	10.34
Pipe TY16	0.15	0.28	6.13
Pipe TY12	-8.15	1.28	20.89
Pipe TY29	4.36	0.69	6.36
Pipe TY27	3.00	0.72	9.01
Pipe TY24	-1.84	0.44	3.62
Pipe TY23	-0.60	0.72	25.38

Figure IV-11
présentation des conduites de réseaux

CHAPITRE IV : CALCULE HYDRAULIQUE

Pipe TY23	-0.60	0.72	25.38
Pipe TY19	4.18	0.66	5.88
Pipe TY17	5.95	0.94	11.46
Pipe TY15	6.86	1.08	15.02
Pipe TY10	-8.84	1.39	24.42
Pipe TY37	-9.50	1.49	28.04
Pipe TY8	-10.22	1.25	16.89
Pipe TY6	2.51	0.39	2.27
Pipe TY38	0.06	0.11	0.83
Pipe TY3	7.17	0.87	8.59
Pipe TY1	26.83	1.28	9.87
Pipe TY39	0.87	0.38	3.94
Pipe TY7	0.33	0.40	8.38
Pipe R1000-N2	29.19	1.39	11.61
Pipe R-N1	0.07	0.13	1.37
Pipe TY21	-1.62	0.39	2.86

Figure IV-12 présentation différent paramètre des conduites

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présente le type de notre réseau et propose deux variantes et on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds ; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable.

Nous avons fait le dimensionnement du réseau d'étude avec le logiciel EPANET qui donne des résultats plus précis

INTRODUCTION

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir Une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technico économique, En vue d'acheminer les eaux prélevées, soit vers leur lieu d'accumulation, soit Directement vers les zones de leur consommation.

I. Type d'adduction

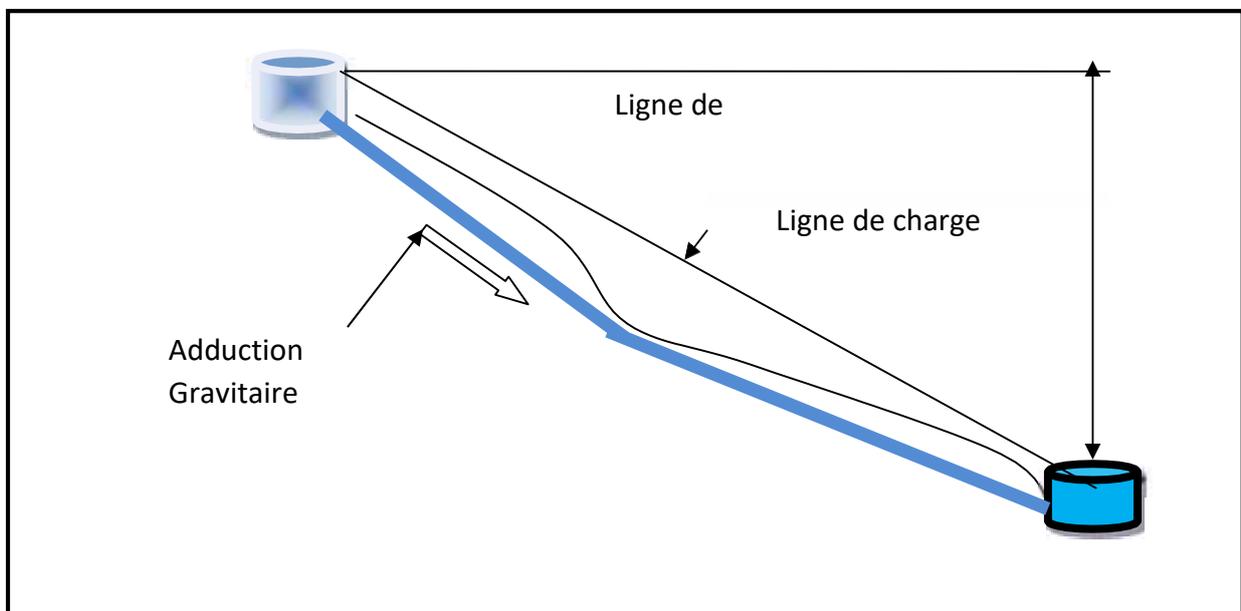
D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte [6].

I.1) Adduction gravitaire

- La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivé.
- L'écoulement peut y Être en charge (le plus souvent), ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).
- L'écoulement se fait sous la seule action de pesanteur [6].

Le schéma d'adduction gravitaire est représenté dans la figure suivante :



I.2) Adduction par refoulement

La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage donc est nécessaire (écoulement en charge) [6].

Le schéma d'adduction par refoulement est représenté dans la figure (V.2) ci-dessous :

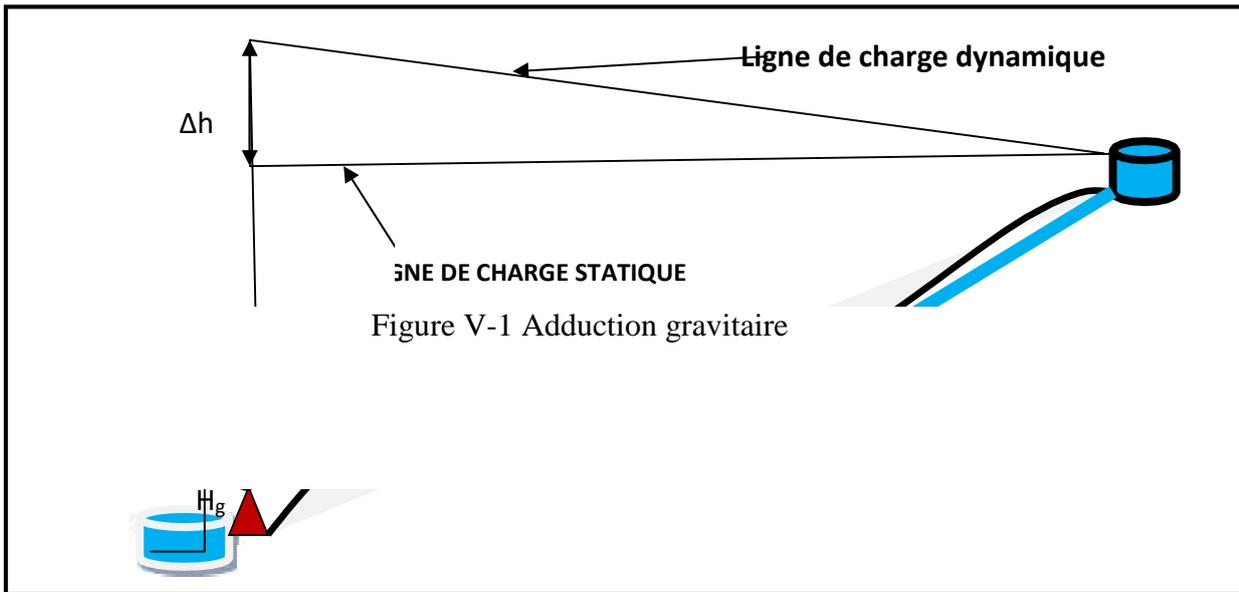


Figure V-2 Adduction par refoulement

I.3) Adduction mixte

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage Intermédiaire recevant l'eau gravitairement ou par refoulement, et que cette eau est par la suite refoulée ou envoyée gravitairement vers le réservoir de l'agglomération [6].

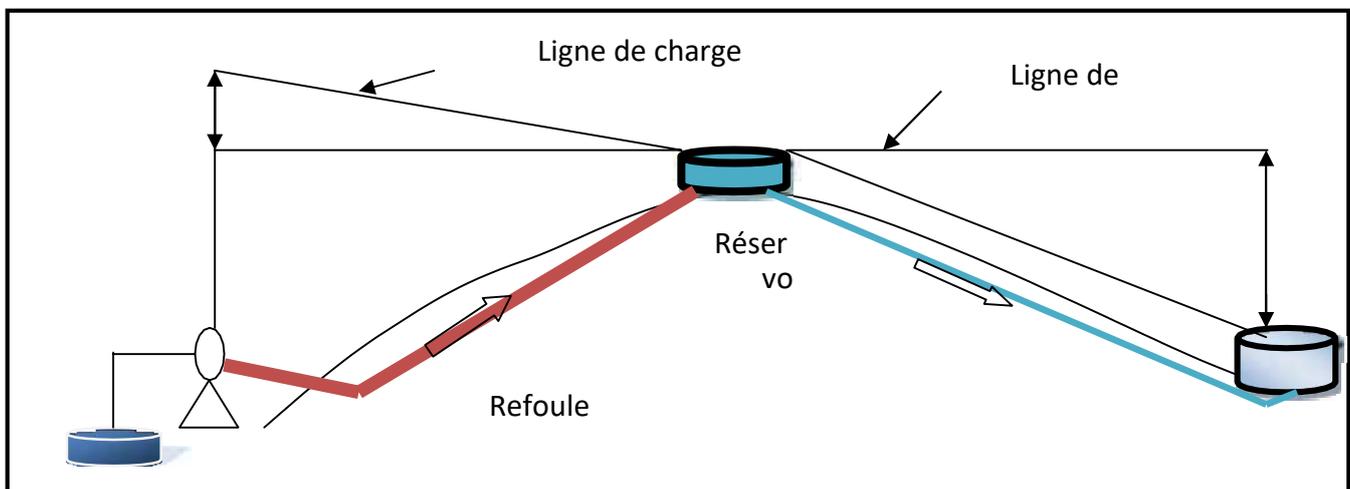


Figure V-3 adduction mixte refoulement-gravitaire

II. Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

II.1) Écoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On

Rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux d'amenée à ciel

Ouvert. [6]

II.2) Écoulement en charge

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la

Pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression

Ou dans les adductions par refoulement [6].

III. Calcul hydraulique des adductions

Le réservoir existant R5000 m³, se trouvant à une cote de 219.00m, est situé au Sud de la ville Meftah.

Les eaux seront collectées après refoulement directement vers le réservoir 1000 m³ que se trouvant à une cote de 355 m (variante N° 02).

III.1) Choix du diamètre économique

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissements et les dépenses de fonctionnement ; c'est à dire, que ce choix est conditionné par deux facteurs opposés :

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses. Pour cela, on dispose de deux corrélations qui permettent l'approximation de ce diamètre économique DN :

FORMULE DE BONNIN :

$$DN1 = \sqrt{Q}$$

FORMULE DE BRESSE :

$$DN2 = 1.5\sqrt{Q}$$

Avec :

Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.

Le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse

D'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.

CHAPITRE V : CALCULE D'ADDICTION

III.2) Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = (4 \cdot Q) / (\pi \cdot D^2)$$

Avec :

Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.

D : diamètre intérieur de la conduite en m.

Tableau V-1 Diamètres économiques des conduites de refoulement

Tronçons	Longueur	Débit	Déc	Dnor	Vietsse
	(m)	(m ³ /s)	(mm)	(mm)	(m/s)
Tronçon projeté (Station de pompage N°1 du R5000 m³---- Réservoir 1000 m³ projeté).	2090	0.030	0.259	315 PEHD	0.57

III.3) Calcul des pertes de charge

On peut déterminer maintenant les différentes pertes de charges et par la suite les différentes côtes piézométriques, ainsi que les pressions aux nœuds, et les diamètres de chaque tronçon constituant la conduite principale.

Puisque nous avons les côtes du trop-plein dans chaque réservoir, les diamètres des conduites, les débits et les longueurs des tronçons, on peut calculer les pertes de charge :

$$\Delta H = K \cdot L \cdot Q^\beta / D^m$$

- Ou : K' : Caractéristique hydraulique qui dépend de matériaux de la conduite.
- m, β : Caractéristiques qui dépendent de régime d'écoulement dans les conduites.
- D : Diamètres des tronçons de la conduite principale.

Type	K'	M	β
Acier	0.00179	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Fonte	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
PEHD	0.001052	4.774	1.77

- β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$).
- m : exposant tenant compte du type du matériau ($m = 4,774$).
- $K = 0,001052$
- Longueur de la conduite LAB du tronçon

$$\Delta H = 2.86 \text{ m}$$

On a:

- Débit: $Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 2090 \text{ m}$
- Côte Terrain Naturel : CTN (R5000) = 219 m
- Côte Terrain Naturel = 355 m

Donc la Hauteur géométrique $H_g=136 \text{ m}$

III.4) Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t$$

$$H_{mt} = 136 + 2.86 = 138.86$$

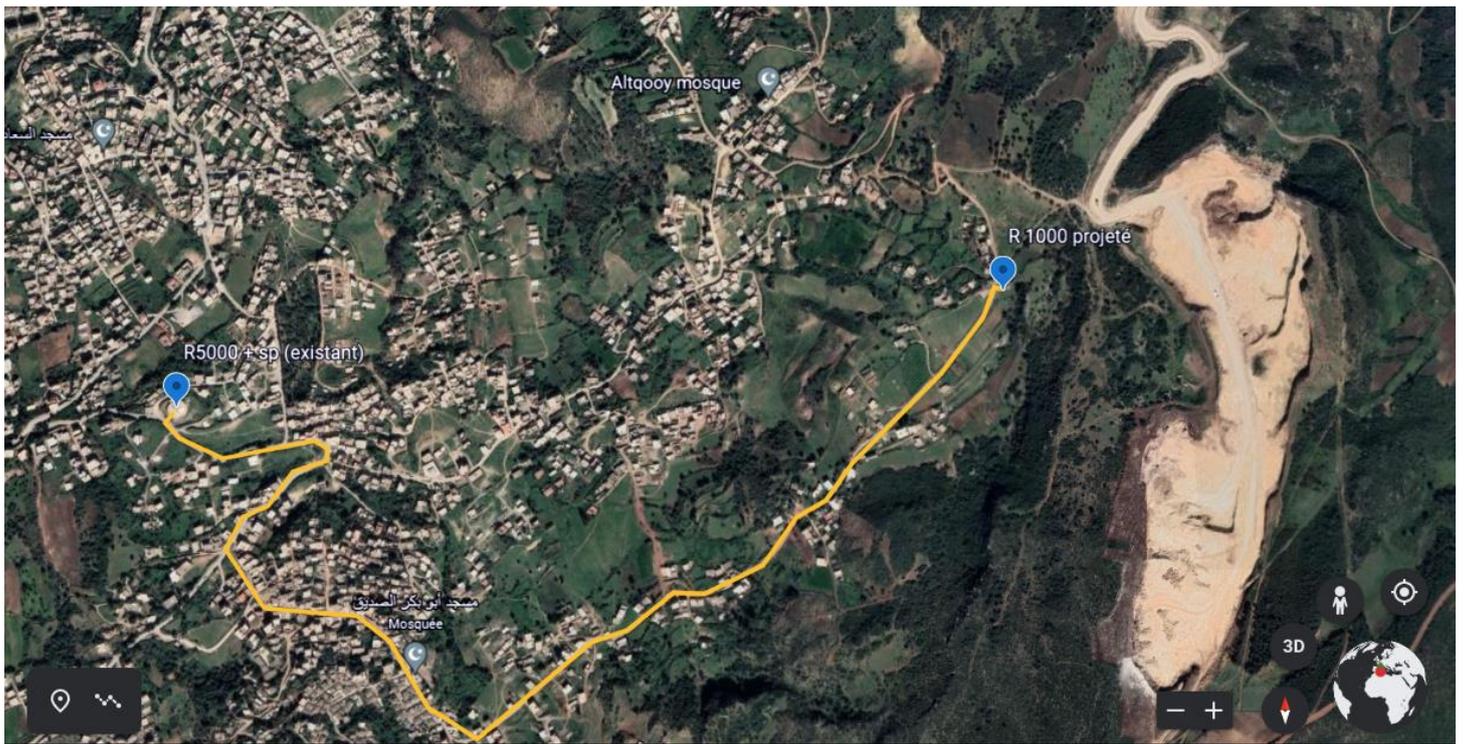


Figure V-4 Tracé en Plan Adduction à partir R5000 m3 (google earth).

CHAPITRE V : CALCULE D'ADDICTION

Stations	Côte de	Côte	Diamètre	Longueur	P. Charge	Débit	HMT
	Départ	D'arrivée	Conduite	Conduite	Totale		
	(m)	(m)	(mm)	(m)	(m)	(l/s)	(m)
Station de pompage SP1/R1000 Projeté	219	355	315	2090	2.86	30.00	138.86

Tableau V-2 tableau de calcul de l'Hmt

III.5) Vérification le modèle de calcul par Epanet



Figure V-5 profil piézométrique de l'adduction entre R5000 ET R1000 AMMAMIR

piézométrique

Tronçons	Cote amont	Pression Point amont m	Cote Piézométrique amont	Q l/s	Longueur m	V m/s	PDC m/m	Φ mm	Nature de la conduite	Pression Nominale (Bar)
Station de pompage SP1---R1000 Projeté	219	138.86	357.56	30	2090	0.57	2.86	315	PEHD	16

IV. Choix du type de la pompe

Le choix de la pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur d'élévation les critères de choix du type de la pompe sont :

- Assurer Qappelé et la HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non-cavitation.
- Encombrement et poids plus faible.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation plus élevée.
- Etre fabriquée en série.

En effet, le choix consiste à déterminer à l'aide des catalogues les types de pompes qui donneront les débits et les hauteurs d'élévation désirés.

Il existe plusieurs types de pompe, on cite trois types :

- Pompes centrifuge.
- Pompe volumétrique.
- Turbopompe.

1) Pompes centrifuge

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et couverte d'une enveloppe appelé corps de la pompe. Son principe de fonctionnement c'est l'utilisation de la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre liquide

Pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide. [4]

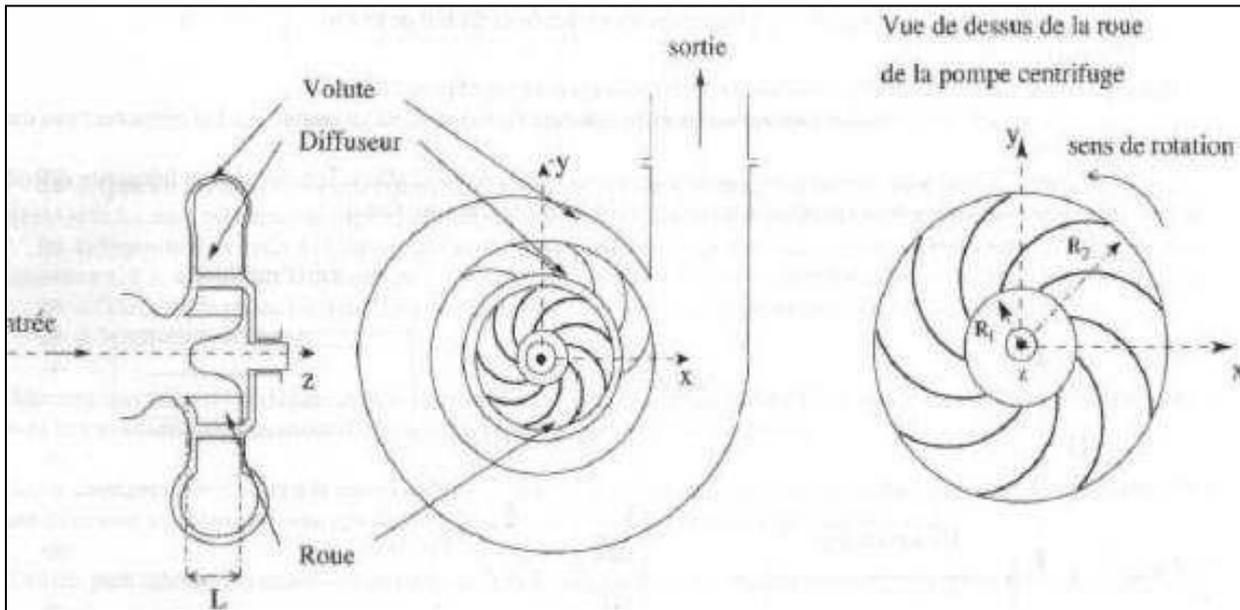


Figure V-6 Pompe centrifuge.

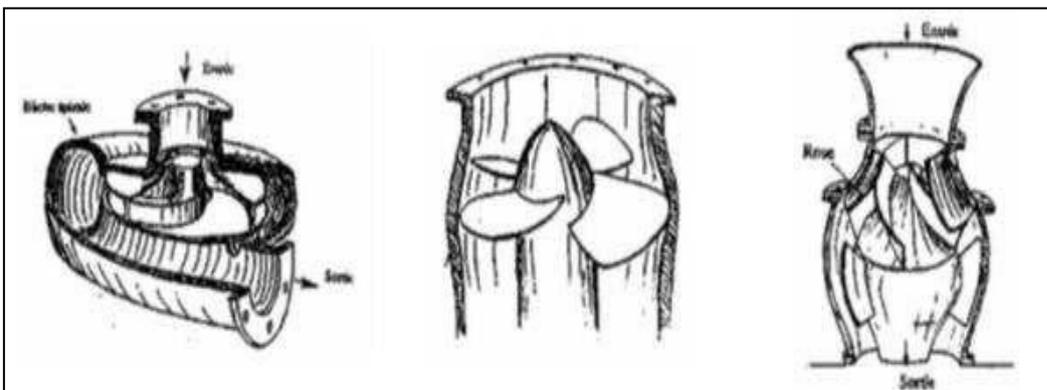
2) Pompe volumétrique

Les pompes volumétriques sont des pompes à débit constant sur les plages de fonctionnement. Elles sont de deux types principaux : pompes à lobes et pompes à rotor excentré. L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement. [4]

3) Turbopompe.

Les turbopompes contiennent une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de la vitesse dans un organe appelé récupérateur. Elles se subdivisent en :

- Pompe centrifuge.
- Pompe axiale.
- Pompe hélico-centrifuge. [4]



V. C
hoix du
nombre
de
pompe

Les
critères de

choix du nombre de pompe
sont :

Figure V-7 Pompe Turbopompes.

CHAPITRE V : CALCULE D'ADDICTION

- Nombre minimale n de pompes.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.
- Vitesse de rotation plus élevée (tr/min).
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

Pour le choix des pompes nous avons utilisé l'ogiciel **CAPRARI** Les resultats des calculs sont regroupés dans la figure ci dissoute.

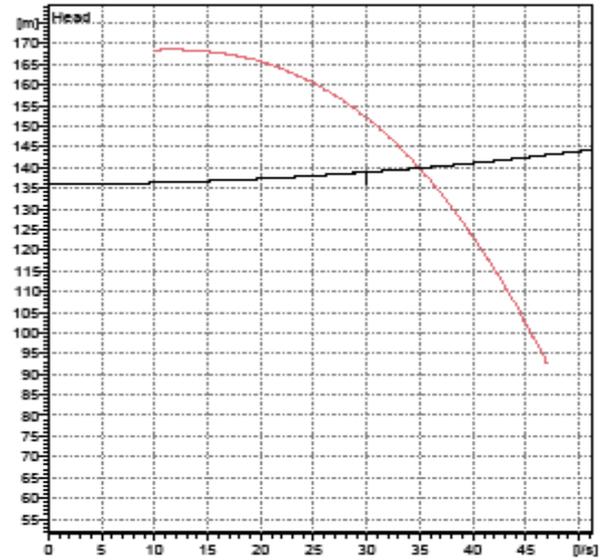
CHAPITRE V : CALCULE D'ADDICTION



Technical data

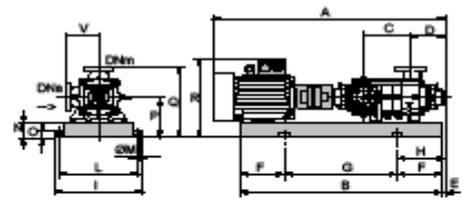
COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 100/ 3 D	
Requested data	
Flow	30 l/s
Head	139 m
Fluid	Drinking water
Pumps type	Single head pump
No. of pumps	1
Operating pump data	
Flow	34.9 l/s
Head	140 m
Shaft power	63.7 kW
Efficiency	76.1%
Head H(Q=0)	166 m
Discharge connection	DN 100 (UNI PN40)
Motor data	
Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2960 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	75 kW
Rated current	93.5 A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55
Operating limits	
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	90 °C
Maximum content of solid	20 g/m ³
Max. Density	998 kg/m ³
Max. viscosity	1 mm ² /s
P2 Max shaft power	232 kW
General data	
Weight	782 kg
Materials	
Delivery casing	Cast Iron
Suction casing	Cast Iron
Impeller	Cast Iron
Wear ring	Cast Iron
Intermediate bowl	Cast Iron
Casing	Cast Iron
Shaft	Stainless steel
Shaft bush	Stainless steel
Seal ring	Nitrile rubber
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast Iron
Packing	Graphited cord



Operating data				
ISO 9906 GRADE 2				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	EM. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm
- A = 2115
 - B = 1490
 - C = 245
 - D = 298
 - DNa = DN125 (UNI PN8-25)
 - DNm = DN 100 (UNI PN40)
 - E = 200
 - F = 250
 - G = 990
 - H = 450
 - I = 670
 - L = 620
 - M = 20
 - N = 140
 - O = 45
 - P = 420
 - Q = 690
 - R = 860
 - V = 270



Remarks:			
Date 2021-07-05	Page 1	Offer no.	Pos.no

PumpTutor Version 3.5 - 01.06.2011 (Build 25)

Figure V-8 resulta de logiciel caprari

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différents diamètres pour le dimensionnement de la conduite d'adduction. Le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable (entre 0.5 et 1.5 m/s), et Pour se faire nous avons toujours recours à l'aspect technico-économique. Enfin nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour le choix des pompes que seront installées

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir :

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Bien que cette étude de dimensionnement soit faite pour l'horizon 2051.

Après une analyse profonde des différentes équipements de douar AMMAMIR ville MEFTAH Wilaya de BLIDA, ainsi l'estimation des besoins en eau de l'agglomération ; on a projeté une conduite d'adduction de refoulement en PEHD PN16 ø315mm, le refoulement est fait par de pompe centrifuges multicellulaires à axe horizontales assurant un fonctionnement optimal du transfert de l'eau. Cette pompe alimente le réservoir qui a une capacité de stockage de 1000 m³, qui peut répondre aux besoins de l'agglomération jusqu'à l'année 2051, il alimente gravitairement un réseau de distribution.

Le réseau de distribution de type ramifier composer de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité PEHD PN16 avec des diamètres varient entre 32 et 160 mm qui répondent à la norme de potabilité et aux besoins de la population jusqu'à l'horizon d'étude, les vitesses varient entre 0.32 et 1.49 m/s.

Par la suite, à l'aide du logiciel Epanet, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution de douar AMMAMIR. Ce qui nous a permis d'avoir les diamètres optimaux de toutes les conduites et qui répondent aux conditions de pression et de vitesse acceptables.

CHAPITRE I :

Présentation

de la zone

d'étude

Chapitre II :

Estimation

des besoins

Chapitre III :

Réservoir

Chapitre IV :

Calcule

hydraulique

Chapitre V :

Calcul
d'addition

Chapitre VI :

Description

des

accessoires

hydraulique

Conclusion générale

REFERENCE

- [1] **APC**, Données (situation géographique, relief et topographie, pluviométrie, ...etc.)
recueillies auprès du service du patrimoine de l'APC de Mefteh.
- [2] **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine » Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et
distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [3] **Hamdani, A. et Igroufa, M.** : « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et
Périphérie, Tibouamoucine, Ighil N'djiber, Sidi Mouffok, et Seddouk Ouadda ». Mémoire
de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [4] **BONNIN, J** : « Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des Et
de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, pages 216,1982.
- [5] **Epanet 2.0** : Simulation et qualité pour les réseaux d'eaux sous pression (Manuel
d'utilisateur 2003).
- [6] **DIRECTION NATIONALE DE L'HYDRAULIQUE** , Guide des projets d'alimentation
en eau potable , pages 184,2004.
- [7] **Goudjil, S. et Sadelli, H.** : «Alimentation en eau potable des localités M'Nair I, M'Nair
II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet el Assa (W. Souk Ahras) ».
Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.