

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude D'AEP des localites tiharkatine ,tifrit Bas et haut et cite Bouktit commune D'akbou (w. Bejaia) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-18

APA Citation ( APA توثيق ):

Boutlendj, Ouardia (2018). Etude D'AEP des localites tiharkatine ,tifrit Bas et haut et cite Bouktit commune D'akbou (w. Bejaia)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdallah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**ETUDE D'AEP DES LOCALITES TIHARKATINE ,TIFRIT  
BAS ET HAUT ET CITE BOUKTIT COMMUNE D'AKBOU  
(W. BEJAIA)**

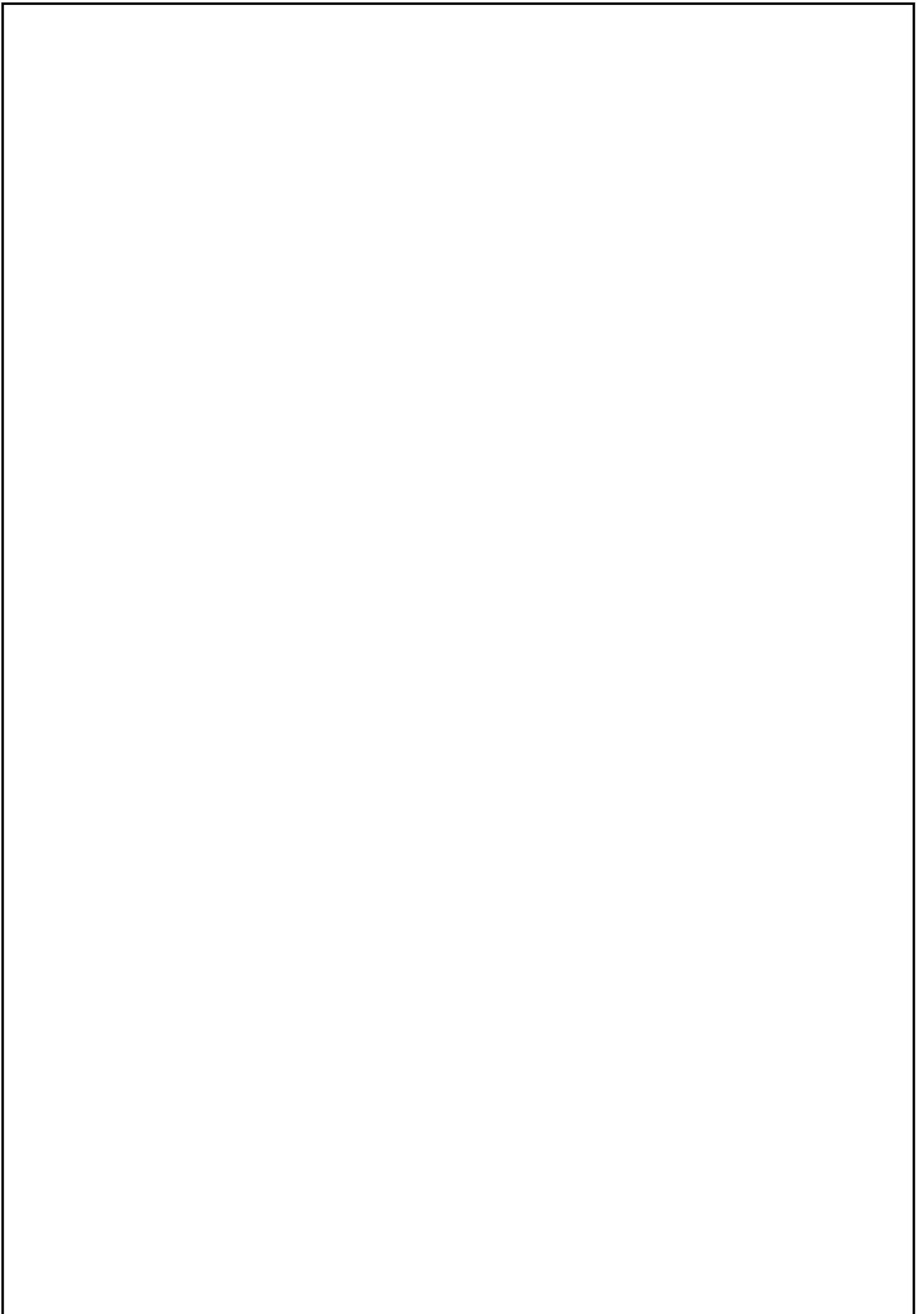
**Présenté Par :**

BOUTLENDJ Ouardia

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr DJELLAB Mohamed	MCA	Président
Mr BOUKHELIFA Mustapha	MAA	Examinateur
Mme KAHLARAS Malika	MAA	Examinatrice
Mme TAFAT Leila	MAA	Examinatrice
Mr SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

**SESSION SEPTEMBRE 2018**



# Remerciements

*Je tiens à remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.*

*Mes vifs remerciements à monsieur SALAH BOUALLEM pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite son aide.*

*Mes remerciements également :*

- *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- *Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

**O.BOUTLENDJ**



# Dédicace

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à ma chère Mère qui m'a soutenue  
durant toutes ces années de formation.*

*A mes amies Asma et Amel.*

*A toute la famille Adjir.*

*A tous mes amis de l'E.N.S.H.*

*Et à toute la promotion 2017/2018  
de l'hydraulique.*

*B.Ouardia*



## ملخص

تعاني المناطق حاليا تيفريت المنخفضة والمرتفعة , تيحرقاتين حي بوكتيت من مشكل عويص من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب وهذا يعود الى قدم انابيب شبكة والتوزيع حجمهاصغر .  
دراستنا تهدف الى تجديد شبكة التوزيع بصفة شاملة قدمنا اولا نظرة عامة على الحاليةالوضعية لمختلف الينابيع المائية شبكة التوزيع وكذلك منشآت مختلفة التخزين ثم انتقلنا الى حساب الملائمة الشبكة الجديدة وذاك من اجل تلبية حاجيات المنطقة المدروسة .

## Résumé

Les Localités de Tifrit bas et haut ,Tiharkatine et cité Bouktit reconnaissent actuellement un problème dans le domaine d'alimentation en eau potable. Ce problème est dû essentiellement à l'état vétuste du réseau de distribution sous dimensionné où l'on note une mauvaise conception . En vue d'une rénovation totale du réseau, Notre travail consiste d'abord à donner en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage, par la suite procéder à son dimensionnement adéquat pour pouvoir satisfaire les besoins en eau de la dite zone.

## Summary

Tiharkatine, Tifrit, Bouktit knows at present water supply problem . This problem is due essentially to the old state of the under-sized mains where a bad designing . In order to renovate the whole mains, our work consists, at first, in giving, a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, mains and reservoirs, then proceeding to the network suitable sizing to meet the need for drinking water.

# SOMMAIRE

Introduction générale

## **Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération**

1.1. Introduction.....	1
1.2. Présentation de la commune d 'Akbou.....	1
1.2.1.Sur le plan géographique.....	1
1.2.2.Sur le plan administratif .....	1
1.2.3.Sur le plan communication.....	2
1.2.4.Sur le plan humain et économique .....	2
1.2.5.Caractéristiques climatiques.....	3
1.2.6.Hydrologie.....	5
1.3.Délimitation de la zone d étude .....	5
1.4.Orientation du P.D.A.U.....	6
1.5.Les ressources en eaux.....	6
Conclusion. ....	7

## **Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable.**

2.1. Introduction.....	8
2.2. Point de vue démographique. ....	8
2.3. Evolution de la population à différents horizons.....	8
2.4.Catégories de consommation de la région d'étude.....	12
2.5.Choix de la norme unitaire de consommation.....	12
2.6. Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	13
2.7. Majoration de la consommation journalière.....	15
2.8. Récapitulatif des débits .....	20
Conclusion.....	21

### **Chapitre 3: Diagnostic Physique du système actuel d'alimentation**

3. Introduction .....	23
3.1 .Les ressources en eau .....	23
3 .2.diagnostic physique du système d'adduction .....	23
3 .2 .1 .Réservoirs .....	23
3. 2 .2.Réseau d'adduction .....	27
3.2.2.1.Calcul du débit de projet .....	28
3.2.2.2.Vérification de diamètre de la conduite d'adduction .....	28
3 .3 .diagnostic physique du système de distribution .....	29
3.3.1.Réservoirs .....	29
Conclusion.....	37

### **Chapitre 4 : Les Réservoirs**

4.1.Introduction .....	38
4.2.Rôles des réservoirs .....	38
4.3. Emplacement des réservoirs .....	38
4.4.Classification des réservoirs .....	39
4.5.principe de la construction .....	39
4.6. choix de la forme du réservoir .....	39
4.7.Equipements du réservoir .....	40
4.8.Détermination de la capacité des réservoirs.....	40
4.9.Principe du calcul .....	41
4.10. Détermination de la capacité du réservoir de stockage.....	41
4.11.Dimensionnement du réservoir projeté (1500m <sup>3</sup> ).....	45
4.12.Vérification de l'assiette .....	46
Conclusion .....	48

## **Chapitre 5 :Etude de l'adduction**

5.1.Introduction .....	49
5.2.Types d'adduction .....	49
5.3.Choix du tracé .....	50
5.4.Choix des matériaux de canalisation .....	50
5.5. Dimensionnement de l'adduction .....	52
5.6.Etude technico-économique de l'adduction .....	52
5.7.Bilan des frais .....	55
5.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement .....	58
5.9 .Choix de la Pompe pour la conduite de l'adduction .....	58
5.10. Etude Comparative des diametres des tronçons .....	58
5.11.Dimensionnement tronçon Réservoir 1500m3- Regard de Vidange .....	59
5.12.Dimensionnement tronçon Réservoir 500m3- Regard de Vidange .....	59
5.13 . Conduite de trop plein .....	60
5.14.Dimensionnement de la conduite de jonction Réservoir 500m3 -1500m3 .....	60
conclusion .....	61

## **Chapitre 6 : Dimensionnement du réseau de distribution**

6.1Introduction... ..	62
6.2.Définition et aspect descriptif.....	62
6.3.Topologie du réseau... ..	63
6.4.Choix du type de matériau... ..	63
6.5. Conception du réseau .....	67
6.6.Calcul hydraulique du réseau.....	68
6.7.Dimensionnement de la canalisation.....	75
6.8. Vérification de la vitesse dans le réseau .....	75
6.9.Vérification de la pression au sol .....	76
6.10. cas d incendie .....	76

6.11.Cas de pointe Tifrit bas et haut .....	77
6.12.Cas de pointe Tiharkatine .....	78
6.13.Cas de pointe Cité Bouktit.....	79
6.14 . Modélisation Hydraulique .....	82
6.15Interprétation des résultats.....	83
Conclusion .....	84

## **Chapitre 7: Accessoires du réseau de distribution**

7.1Introduction. ....	95
7.2.Rôle des accessoires. ....	95
7.3.Organes accessoires utilisés dans le réseau.....	95
7.3.1 Robinets vannes.....	96
7.3.1.1Robinet vanne à coin(à opercule).....	96
7.3.1.2.Vannes papillons. ....	96
7.3.1.3.Clapets anti retour. ....	97
7.3.1.4.Vanne de décharge .....	98
7.3.1.5.Robinets de branchement. ....	98
7.3.2.Ventouses. ....	99
7.3.3.Poteaux d'incendie. ....	99
7.3.4.Les raccordements.....	100
7.3.4.1.Soudure bout à bout.....	100
7.3.4.2Les raccords électro-soudables.....	100
7.3.4.3.Les raccords mécaniques.....	102
a. Les coudes. ....	102
b. Les tés.....	103
c. Les croix de jonction. ....	103
d. les manchons .....	103
7.3.5.Organes de mesure.....	103

7.3.5.1.Mesure de débit.....	104
7.3.5.2.Mesure de pression.....	104
7.3.6By-pass.....	105
Conclusion.....	105

## **Chapitre 8: Pose de canalisation et organisation de chantier**

8.1.Introduction .....	106
8.2. Pose de canalisation.....	106
8.2.1Différents types de pose de conduites .....	106
8.2.1.1.Poseenterre.....	106
8.2.1.2.Pose en mauvais terrains .....	107
8.2.1.3.Pose en galerie .....	107
8.2.1.4.Pose en pente .....	107
8.2.1.5.Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées .....	107
8.2.1.6.Pose à proximité d'une conduite d'assainissement .....	107
8.2.1.7.Passage de ponts.....	108
8.2.2.Les butées .....	108
8.3.Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	109
8.3.1.Réalisation des fouilles .....	109
8.3.1.1. Largeur de la tranchée .....	109
8.3.1.2.La profondeur de la tranchée .....	109
8.3.1.3.Lit de pose .....	109
8.3.1.4.Fon defouille.....	110
8.3.2.Préparation de la canalisation .....	110
8.3.3Epreuve des joints et des canalisations principales.....	110
8.3.4.Essai général du réseau .....	110
8.3.5.Remblaiement de la tranchée .....	110
8.3.5.1.L'enrobage .....	111
8.3.5.2.Le remblai supérieur .....	111
8.3.5.3.Nivellement et compactage.....	112
8.3.5.4.Désinfection du réseau.....	112
Conclusion .....	113







## LISTES DES FIGURES

### Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Figure 1.1 : situation de la commune d'Akbou .....	2
Figure 1.2 : Histogramme des précipitations (Station Akbou).....	3
Figure 1.3 : Histogramme des précipitations .....	4

### Chapitre3 : Diagnostic Physique du système actuel d'alimentation

Figure3.1 :Conduite De R300m3 .....	23
Figure 3.2 : Conduite d'adduction en fonte ductile.....	25
Figure 3.3:Réservoir 500m3 .....	26
Figure3.4 :La chambre de vanne.....	26
Figure 3.5 :Réservoir 500m3 et sa chambre de vanne.....	29
Figure 3.6 :pack en aluminuim est dégragé.....	30
Figure3.7 :Etat externe du R150m3.....	31
Figure 3.8:Chambre de vanne.....	32
Figure3.9 :Conduite d' adduction (refoulement en fonte).....	33
Figure3.10 :Vanne de conduite d adduction sans regards.....	34
Figure3.11:Conduite en acier de D120mm passée dans ce quartier.....	35
Figure3.12: Regards de vanne de 80mm qui est passée par maisons des Habitants ...	36

### Chapitre 4 : Les Réservoirs

Figure 4.1. Schéma de l'assiette des réservoirs.....	46
Figure 4.2 : Schéma d'un réservoir.....	47

### Chapitre 5 : Etude de l'adduction

Figure 5.1 : la conduite de refoulement étudiée.....	51
Figure 5.2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	57

## **Chapitre 6 : Dimensionnement du réseau de distribution**

Figure 6.1.Vitesse et Pression en cas de pointe .....	84
---	----

## **Chapitre 7: Accessoires du réseau de distribution**

Figure 7.1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson) .....	86
Figure 7.2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).....	87
Figure 7.3: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	87
Figure 7.4: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	88
Figure 7.5: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).....	89
Figure 7.6 : Bout à bout « bouteuse ».....	90
Figure 7.7 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....	91
Figure 7.8 : Assemblages par électro soudage.....	91
Figure 7.9 : Les coudes.....	92
Figure 7.10 : Les tés.....	93
Figure 7.11: Manomètre ('après document BAMO) .....	94

## **Chapitre 8: Pose de canalisation et organisationn de chantier :**

Figure 8.1.: Les butées (Guide D).....	99
Figure 8.2 : Remblayage de fouille (Guide DIRPA).....	102





## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Tableau 1.1 : Précipitations moyennes mensuelles (P.Seltzer)..... 3

Tableau 1.2 : Précipitations moyennes mensuelles d'Akbou.....4

### Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable.

Tableau 2.1: population de la Cité Bouktit à l'horizon 2018 .....09

Tableau 2.2: population de la Cité Bouktit à l'horizon 2048... .....09

Tableau 2.3: population de localité Tifrit ,Tiharkatine au différents Hor 09

Tableau 2.4 : population de quatre promotions JASEMINE ,BENKERROU  
TETRA PROMO et  
HADDAD.....10

Tableau 2.5 : population de la zone d'étude à l'horizon 2018 et 2048... .13

Tableau 2.6 : Choix de la norme de consommation (Dotation)..... 13

Tableau 2.7 : Consommation moyenne de la population..... 13

Tableau 2.8. Besoins en eau des différents équipements actuels..... 14

Tableau 2.9: Coefficient des besoins en eau du commerce, industrie et administration 15

Tableau 2.10: Détermination des besoins des équipements..... 15

Tableau 2.11 :Récapitulatif de la consommation moyenne journalière 15

Tableau 2.12 : Majoration de la consommation moyenne journalière 16

Tableau 2.13: Calcul de la consommation minimale et maximale journalière 18

Tableau 2.14: Valeurs du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants 18

Tableau 2.15: calcul du coefficient d'irrégularité maximum horaire  $K_{\max h}$ .....19

Tableau 2.16: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable 20

Tableau 2.17: Récapitulatif des différents débits .....21

### Chapitre3 : Diagnostic Physique du système actuel d'alimentation

Tableau 3.1 : Calcul du débit de projet.....27

Tableau 3.2 : récapitulatif des conduites ..... 36

Tableau3.3 : Récapitulatif des vannes.....37

## **Chapitre 4 : Les Résevoirs**

Tableau 4.1: Détermination de la capacité du réservoir .....	43
--	----

## **Chapitre 5 :Etude de l' adduction**

Tableau 5.1: Calcul de la HMT du tronçon 1 .....	56
Tableau 5.2:Calcul des frais d'amortissement .....	56
Tableau 5.3:Calcul des frais d'exploitation du Tronçon.....	56
Tableau 5.4: Bilan du tronçon.....	56
Tableau 5.5:Calcul des perte de charge.....	59
Tableau 5.6:Calcul des perte de charge.....	60
Tableau 5.7:Calcul des perte de charge.....	60

## **Chapitre 6 :Dimensionnement du réseau de distribution**

Tableau 6.1 :Récapitulatif des differents besoin en eau .....	68
Tableau 6.2 : Majoration de la consommation moyenne journalière.....	68
Tableau6.3 : Calcul de la consommation minimale et maximale journalière.....	68
Tableau 6.4: Détermination du débit horaire maximum.....	69
Tableau 6.5: Récapitulatif des différents débits.....	69
Tableau 6.6 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).....	70
Tableau 6.7: Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)Tifrit bas et haut .....	71
Tableau 6.8: Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)Tiharkatine .....	72
Tableau 6.9: Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) cité Bouktit .....	73
Tableau 6.10 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons .....	77
Tableau 6.11 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons .....	78
Tableau 6.12 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons .....	79
Tableau 6.13 : Calcul de la pressions au sol localité Tifrit bas et haut .....	80

Tableau 6.15 : Calcul de la pressions au sol localité Tiharkatine.....	81
Tableau 6.16: Calcul de la pressions au sol localité Cité bouktit .....	81

**Chapitre 8: Pose de canalisation et organisationn de chantier :**

Tableau 8.1 : les valeurs de K.....	99
-------------------------------------	----

## **LISTES DES PLANCHES**

- 1-Profil en long de la conduite principale du réseau de distribution TIFRIT BAS et HAUT .
- 2-Profil en long de la conduite principale du réseau de distribution TIHARKATINE .
- 3-Profil en long de la conduite principale du réseau de distribution CITE BOUKTIT.
- 4-Profil en long de la conduite d adduction du Reservoir V : 2\*300 m3 vers Réservoir V :500m3
- 5-Plan de masse des trois localités TIFRIT BAS et HAUT , TIHARKATINE et CITE BOUKTIT

## INTRODUCTION GENERALE

Toute forme de vie se trouvant sur terre ne pouvait avoir lieu sans l'existence d'un élément tellement précieux que l'on appelle l'or bleu, et cet élément n'est autre que l'eau.

L'Algérie, ce pays aux dimensions d'un continent ne cesse de fasciner plus d'un, notamment par sa position stratégique et ses diverses richesses. Néanmoins, elle se retrouve reléguée dans un gouffre du déficit hydrique qui ne dit pas son nom, et les chiffres alarmants parlent d'eux-mêmes : **11 milliards de m<sup>3</sup>** d'eaux de surface contre **7 milliards de m<sup>3</sup>** d'eaux souterraines. Face à cette situation, l'Algérie a érigé le secteur de l'eau comme une priorité nationale.

La construction d'un méga projet tel le barrage de Tichy-Haf et sa mise en exploitation peuvent se révéler comme une bouffée d'oxygène tant attendue pour la wilaya de Bejaia. Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations sur le couloir allant d'Akbou à Bejaia (environ 23 communes concernées) pour un volume de 47 hectomètres cubes par an. Il va permettre également l'irrigation d'environ 10.000 ha de terres situées entre les wilayas de Bejaia et Bouira.

Notre étude a pour objectif le diagnostic et étude du réseau d'alimentation en potable de la région qui s'étale de TIFRIT bas et haut jusqu'à la cité BOUKTIT de la commune d'Akbou.

Nous aborderons au premier lieu la présentation de la zone d'étude et estimation des besoins en eaux, puis nous allons faire un diagnostic profond du réseau existant afin de cerner l'ensemble des problèmes qui rencontre le réseau en matière du débit et de pressions, et en dernier lieu la variante retenue sera accompagnée de note de calcul .

## Chapitre -1-

**PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION****1.1.Introduction:**

L'agglomération reconnaît actuellement un problème majeur dans le domaine d'alimentation en eau potable vu l'accroissement démographique et le développement incessant des équipements sanitaires. Dans ce contexte l'actuel chapitre portera sur l'étude de toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au réseau d'alimentation en eau potable et des ressources en eau, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de mener à bien notre travail.

**1.2.Présentation de la commune d'Akbou :****1.2.1. Sur le plan géographique :**

La commune d'Akbou se situe dans la vallée de la Soummam sur les flans de la chaîne de montagne du Djurdjura à une altitude de 280m ( la ville d'Akbou). Second pôle économique et urbain de la wilaya de Béjaïa, elle est située à 70Km du chef lieu de la wilaya et à près de 200Km à l'Est de la capitale.

Elle est délimitée :

- Au Nord par la commune de Chellata
- Au Sud par les communes d'Ait Rzine et Amalou
- A l'Est par la commune d'Ouzellaguene
- A l'Ouest par les communes d'Ighrem et Tazmalt

**1.2.2.Sur le plan administratif :**

Après le découpage administratif de 1984, la commune est délimitée comme suit : au nord par la commune Chellata, au sud les communes d'Ait R'zine et Amalou, à l'ouest les communes d'Ighrem et Tazmalt et à l'est par la commune d'ouzellaguene, la commune s'étend actuellement sur une superficie de 52,18Km<sup>2</sup>. Elle comprend deux zones distinctes : le périmètre urbain formé du plateau d'Akbou, de Tifrit, du plateau d'Arafou, de Riquet, Azib et la plaine d'Azaghar, le reste de la commune forme la zone semi urbaine.

**1.2.3.Sur le plan communication :**

La région est traversée par la route nationale N°26, axe principale qui traverse toute la wilaya de Bejaia à travers la vallée de la Soummam qui, elle-même, relie le Nord et l'Est de l'Algérie. La route nationale N°26A passe par le col de Chellata pour joindre la wilaya de Tizi-Ouzou. La commune est pourvue d'autres axes routiers assurant des liaisons avec d'autres communes.

**1.2.4.Sur le plan humain et économique :**

La population se caractérise par sa forte densité au Km<sup>2</sup> (1199 Habts/Km<sup>2</sup>) ainsi que par sa très forte agglomération (94.44% de la population totale de la commune). Cette situation nous révèle la forte attractivité de la commune, due à sa dynamique économique, (par la diversification des activités commerciales et industrielles) ainsi qu'à la disponibilité de la quasi-totalité d'équipement et des services publics.

Figure 1.1: situation de la commune d'Akbou

### 1.2.5. Caractéristiques climatiques :

#### 1.2.5.1. Le Climat :

Le territoire étudié est soumis à un climat méditerranéen typique, caractérisé par l'alternance très régulière d'une saison relativement froide et humide avec une saison chaude et sèche. Son régime thermique est de type semi-aride tempéré.

#### 1.2.5.2 La Pluviométrie :

Les précipitations annuelles enregistrées à Akbou entre 1913 et 1938 (source : P.Seltzer) sont de 498mm. Pour une période plus récente (1981 à 1991), le volume enregistré serait de 450mm/an d'après la subdivision de l'Agriculture d'Akbou.

Tableau 1.1 : Précipitations moyennes mensuelles (P.Seltzer)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Pluie en mm	81	63	55	37	39	14	4	7	28	36	57	77	498
Nombre de jour	10	9	10	8	7	3	2	2	5	8	10	10	84



Figure 1.2 : Histogramme des précipitations (station Akbou)

Tableau 1.2 : Précipitations moyennes mensuelles d'Akbou

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Pluie en mm	59,8	56,8	67,6	33	32,9	9	6,3	9,6	32,6	31,4	45,9	70,4	450,4
Nombre de jour	9	7	8	7	5	2	1	1	3	5	7	9	64

La répartition des précipitations par saison est typique du climat méditerranéen, une période pluvieuse allant de la fin de l'automne jusqu'au début du printemps, et une période sèche en été. Les maxima sont atteints en Décembre et Janvier, avec en moyenne une dizaine de jours de pluies par mois

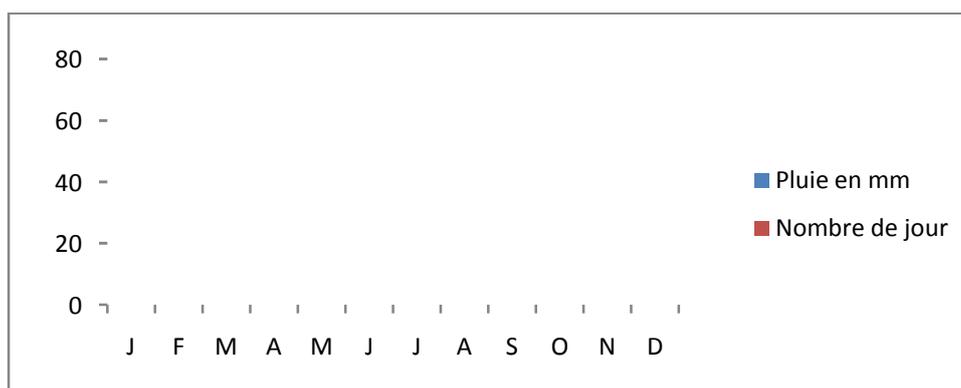


Figure 1.3: Histogramme des précipitations

### 1.2.5.3. La grêle :

- elle est très fréquente en période d'automne (Septembre – Octobre)
- elle survient aussi au printemps (Avril – Mai)
- la moyenne annuelle de journées de grêle (période 1990/2000) est de six jours
- elle cause des dégâts appréciables.

### 1.2.5.4. La gelée :

- la gelée fait son apparition généralement, du mois de décembre au mois de Mars.
- La moyenne annuelle de journées de gelée (période 1990/2000) est de 25 jours.
- Elle cause souvent des dégâts considérables.

**1.2.5.5. Les vents :**

- Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud –ouest, Est et Nord-est avec une vitesse entre 05 et 10 m/s.
- Ils sont importants en hivers avec une vitesse supérieure à 16m/s.
- Tous les vents dominants en hivers proviennent du cote Est Nord Est, à la limite de la commune Ouzellaguene et celle de Chellata.

**1.2.6. Hydrologie :**

La commune d'Akbou est caractérisée par un réseau hydrographique très dense. En effet, c'est en amont de cette commune que l'oued Soummam prend naissance, il atteint la mer au Sud immédiat de Bejaia. Sa rive gauche constitue la limite sud de la commune. En outre, on distingue, au sein de la commune, quatre autres grands affluents distincts qui la traverse :

- Oued Iloula
- Oued Tifrit
- Oueds Mechaab et Tisiar

L'Oued Tifrit est caractérisé par son réseau hydrographique dense et surtout par son profil à cotes très variable.

- ✓ En amont, le relief étant à pente importante (18% à 21%) donc favorable à une intense érosion.
- ✓ En aval son cône de déjection se prolonge dans la plaine de la Soummam et forme une zone plate à faible déclivité vers le sud soit 6.25%.
- ✓ Sa surface est d'environ 12.75Km<sup>2</sup>, sa longueur hydrographique est d'environ 49Km, sa pente moyenne est de 13.10%

**1.3.Délimitation de la zone d'étude :**

La zone d'étude est logée en haut de l'ancienne ville d'Akbou, la délimitation faite par le service technique de l'APC d'Akbou concerne les localités Tifrit haut et bas , Tiharkatine la Cité Bouktit .

Elle délimité :

- Au nord par la commune de Chellata.
- A l'Est l'Oued Tifrit.
- Au Sud par l'ancienne ville.
- A l'Ouest par Sidi-ali

### **1.4. Orientation du P.D.A.U**

En exploitant le PDAU la dernière révision du PDAU de la commune d'Akbou nous avons constaté que notre zone d'étude est incluse dans le secteur urbanisé (SU1), qui inclus tous les terrains , même non dotés de toutes les viabilité occupés par les constructions agglomérée, par leurs espaces de prospect et par les emprises des équipements et activités même non construites, espaces verts, surface libres, parcs et forets urbains, destinés à la desserte de ces constructions agglomérées.

Les secteurs urbanisés incluent également les parties du territoire urbanisé, à rénover, à restaurer et à protéger.

### **1.5. Ressources en eau :**

Toutes les agglomérations fondées par la population Kabyle sont situées dans les zones de l'affleurement des sources, ou la nappe se situe à une profondeur relativement faible, de sorte que l'alimentation en eau potable était à l'origine assurée soit par les sources, pour la plupart aménagées en fontaine publique, soit par des puits.

Le réseau hydrographique de la commune d'Akbou se compose essentiellement de l'oued Soummam qui résulte de jonction de deux oueds ; oued Sahel et Oued Boussellam.

L'Oued comprend de nombreux affluents au niveau de la commune qui s'y attachent et qui forment les principaux bassins d'écoulement : oued Illoula, Tifrit, Mechaab et Tissiar

#### **1.5.1. Le barrage de Tichy-Haf :**

Le barrage Tichy-Haf est de type mixte (voûte et en poids), situé sur l'oued Boussellam, à 12 Km au Sud-Est de la commune d'Akbou. Il est situé dans un bassin versant de 3980 km<sup>2</sup>.

Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations sur le couloir allant d'Akbou à Bejaia (environ 23 communes concernées) pour un volume de 47 hectomètres cubes par an. Il va permettre également l'irrigation d'environ 10.000 ha de terres situées entre les wilayas de Bejaia et Bouira.

Le barrage Tichy-Haf a une hauteur de 75 m et ayant une capacité totale de 80 millions de m<sup>3</sup>, de plus il se remplit deux fois par an. Il est équipé d'une station de traitement d'une capacité de production de 120.000 m<sup>3</sup>/j.

la conduite de transfert est constituée de deux tronçons, le tronçon amont d'une longueur de 12,6 Km et ayant un diamètre de 1800 mm, et le tronçon aval avec une longueur de 6,5 Km et un diamètre qui varie entre 900 et 1200 mm.

Pour l'adduction secondaire, elle se caractérise par un diamètre allant de 300 à 400 mm qui se relie aux différents réservoirs de capacités variables entre 5000 et 20.000 m<sup>3</sup>.

### **1.5.2. Réservoirs existants :**

La région d'étude est alimentée actuellement par deux (02) réservoirs semi enterré d'une capacité de **500 et 150 m<sup>3</sup>**, dernier est alimenté par une conduite qui vienne de une chaine d'adduction à partir du réservoir de capacité de **3000 m<sup>3</sup>** situé au bas de Guendouza qui refoule sur une conduite en fonte de diamètre **400mm** vers un réservoir de **1000 m<sup>3</sup>** qui desserve la localité de Guendouza, ensuite il refoule sur une conduite en fonte de diamètre **300 mm** vers **03 réservoirs** situés dans la cité Bouktit (Ex caserne) de capacité respectivement de **2\*300 m<sup>3</sup> et 500 m<sup>3</sup>** ces derniers sont alimentés aussi par deux réservoirs d'une capacité respectivement de **500m<sup>3</sup>** par une conduite en **PEHD** de diamètre de **400 mm** les 03 réservoirs desservent l'ancienne ville et renforce une autre chaine de refoulement qui alimente la ZAC d'Akbou et la commune Chellata et alimente aussi les deux réservoirs situé à Tifrit de capacité de **500 m<sup>3</sup> et 150 m<sup>3</sup>** par une conduite en fonte de diamètre **200 mm** qui alimentent Tifrit et Tiharkatine comme le montre la figure suivante.

### **Conclusion :**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue, géologie, hydrogéologie et hydrographie. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.





## Chapitre -2-

**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE****2.1.Introduction:**

Les besoins en eau varient en fonction des types de consommateurs (domestique, sanitaire,...etc.). Donc avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories et d'en avoir ainsi leurs normes de consommation unitaires.

Dans le présent cas, l'évaluation des besoins en eau à saturation (à long terme), s'effectue selon les phases suivantes :

- Estimation des besoins en eau domestiques et équipements.
- Calcul du débit moyen journalier.
- Calcul des débits minimum et maximum journaliers.
- Calcul du débit de pointe.

**2.2. Point de vue démographique**

On se référant au PDAU le nombre de population de l'ensemble de TIFRIT y a compris Thiharkatine est estimé à 3132 habitant (RGPH 2008). Cependant la Cité Bouktit, quant elle a une sortie vers les lieux nous a permis de compter 366 logements, le nombre de cette dernière est obtenue on considérant un TOL de 07 personne par logement.

Le nombre d'habitants =TOL\* nombre de logements

**2.3. Evolution de la population à différents horizons :****2.3.1.Taux d'accroissement :**

Le taux d'accroissement de la population est de 1.7% (taux retenu dans le cadre de l'étude P.D.A.U).

**2.3.2 .Calcul de la population**

Pour l'évaluation de la population à l'horizon projet, le nombre d'habitants est calculé sur la base du nombre en 2018, en tenant compte d'une augmentation annuelle en pourcentage, par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+i)^n$$

Où :

- $P_n$  : Nombre d'habitants dans  $n$  années.
- $P_0$  : Nombre d'habitants actuel.
- $i$  : Taux d'accroissement de la population.
- $n$  : Nombre d'années séparant l'année 2018 et l'horizon projet.

Sur la base de la loi précédente, les différentes populations sont données dans les tableaux ci-après :

Tableau 2.1: population de la Cité Bouktit à l'horizon 2018

localité	Horizon	Nombre de maison	T.O.L	Population
Cité Bouktit	2018	366	7	2562
		110	7	770
TOTAL				3332

Tableau 2.2: population de la Cité Bouktit à l'horizon 2048

localité	Horizon	Population
TOTAL	2048	3332

**NB :** le nombre d'habitant de 366 logement à la Cité Bouktit est calculé à saturation d'où le non changement du nombre à différent horizon

Tableau 2.3: population de localité Tifrit ,Tiharkatine au différents horizons

horizon	2008	2018	2048
Tifrit + Tiharkatine	3132	3707	6147

Tableau 2.4: population de quatre promotions JASMINE ,BENKERROU , TETRA PROMO et HADDAD.

PROMOTION	Horizon	Nombre de maison	T.O.L	Population
TETRA PROMO	2048	200	7	1400
BENKERROU		32	7	224
JASSEMINE		50	7	350
HADDAD		99	7	693
TOTAL				2667

Tableau 2.5: population de la zone d'étude à l'horizon 2018 et 2048

horizon	2018	2048
Tifrit + Tiharkatine	3707	6147
Cité Bouktit	3332	3332
Résidence Jassemine+Résidence Benkerrou +Résidence Tetera promo		2667
Total	7039	14339

### 2.3.3.Equipements scolaires :

La plus part des équipements de la zone d'étude sont des équipements administratifs, sanitaires et scolaires.

#### 2.3.3.1.Equipements scolaires :

Equipements	Nombre d'effectifs
0 3 Ecoles primaire :	
-Gaazane Tifrith	198
-Thiharkathine	189
- Chouhada Salhi	210
01 CEM :	
- Chouhada Iskounene	262
01 lycée :	
-Chouhada Barkani et Ben barkan	482

### 2.3.3.2.Equipements administratifs :

Equipements	Nombre d'effectifs
Protection civile	75
Sonelgaz	124

### 2.3.3.3.Equipements de cultures :

Equipements	Nombre d'effectifs
2 mosquées	711

### 2.3.3.4.Equipements Socio-culturels :

Equipements	Nombre d'effectifs
Centre des handicapés	182

### 2.3.3.5. Equipements industriel :

Equipements	Nombre
Huilerie	01

### 2.4. Catégories de consommation de la région d'étude:

La quantité et la qualité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre agglomération.

Pour notre cas, nous avons les:

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

### 2.5. Choix de la norme unitaire de consommation:

#### 2.5.1. Définition:

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.

#### 2.5.2. 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 .
- Des ressources existantes

Tableau 2 .6 : Choix de la norme de consommation (Dotation)

Type d'agglomération	Dotation (l/j/hab)
Urbain	180
Semi urbain	100
Rural	80

## 2.6. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Afin de déterminer la consommation moyenne journalière du site d'étude, nous utilisons la formule suivante :

$$Q_{\text{moy}} = D \times N / 1000$$

Avec :

$Q_{\text{moy}}$ : Consommation moyenne journalière en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

D: Dotation moyenne journalière en (l/j /consommateur).

N: Nombre de consommateurs.

### 2.6.1. La consommation moyenne journalière domestique:

Les besoins domestiques sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation. Vu que notre zone d'étude est considérée comme étant une zone urbaine donc on a pris une consommation actuelle 150 ( l/j/h) et pour la dotation future on prend 180 (l/hab/j).

Tableau 2.7: Consommation moyenne de la population

Localité	Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Besoins domestique	
				( $\text{m}^3/\text{j}$ )	(l/s)
Tifrit bas et haut, cité Bouktit et Tiharkatine	2018	7039	150	1055,85	12,22
	2048	14339	180	2581,02	29,87

## 2.6.2. La consommation moyenne journalière des différents équipements :

### 2.6.2.1. Besoins en eau des différents équipements actuels :

Tableau 2.8. Besoins en eau des différents équipements actuels

Type d'équipement	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/é)	Besoin en eau (m3/j)
Scolaires	primaire (03) :			
	-Gaazane Tifrith	198	10 l/j/é	1.98
	-Thiharkathine	189		1.89
	- Chouhada Salhi	210	10 l/j/é	2.1
	CEM (01) - Chouhada Iskounene	262	10 l/j/é	2.62
	Lycée (01) -Chouhada Barkani et Ben barkan	482	10 l/j/é	4.82
Administratif	Protection civile	75	10 l/j/é	7,5
	Sonelgaz	124	10 l/j/é	1.24
Socio culturele	Centredes'handicapés	185	10 l/j/employé	18,5
culturele	Mosquées (02)	711	15 l/j/ fidele	10.67
Idustrie	Huilerie (01)		7000l/j/huilerie	7
Total				58.32

### 2.6.2.2. Besoins des équipements futur :

Par manque de donnée sur la zone d'étude les besoins des équipements futur (administration, commerce et de l'industrie seront estimés sur la base des coefficients qui défèrent en fonction de type d'agglomération (voir le tableau 2.8)

Tableau 2.9: Coefficient des besoins en eau du commerce, industrie et administration

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie	Coeff Cum
Urbaine	0,15	0,10	0,15	0,40
Semi-Urbaine	0,10	0,08	0,10	0,28
Rurale	0,05	0,05	0,05	0,15

D'où, les besoins des équipements sont alors estimés à 40% des besoins domestiques.

$$Q_{\text{equipements}} = (40 \times Q_{\text{domestique}}) / 100$$

Tableau 2.10: Détermination des besoins des équipements

Localité	Horizon	Population	Besoins domestique		Besoins Equipement	
			(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit bas et haut, cité Bouktit et Tiharkatine	2048	14339	2581,02	29,87	1032,41	11,95

### 2.6. 3. Récapitulation de La consommation moyenne journalière totale:

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers de la zone à l'horizon 2048 sont représentés dans le tableau 2.11 ci-après:

Tableau 2.11 :Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Localité	Horizon	Population	Besoins domestique		Besoins Equipement		Total	
			(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit bas et haut, cité Bouktit et Tiharkatine	2018	7039	1055,85	12,22	58,32	0,68	1114,17	12,9
	2048	14339	2581,02	29,87	1032,41	11,95	3613,43	41,82

### 2.7. Majoration de la consommation journalière :

L'objectif principal de ce présent travail est d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, et sachant que les réseaux d'adduction et de distribution ne

peuvent pas être étanches à cent pour cent, même s'ils ont été réalisés dans les meilleures conditions possibles, alors il faut prévoir une marge de sécurité afin de compenser aux fuites au niveau de ces réseaux qui sont fonction de type de conduite, la nature du terrain et la qualité d'entretien, ainsi que d'éventuels accidents.

A cet effet, la consommation moyenne journalière est majorée de 20% des fuites.

La majoration de la consommation moyenne journalière est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.12 : Majoration de la consommation moyenne journalière

Localité	Horizon	Débit Moyen Journalier		Débit de Fuite		Débit Moyen Journalier Majoré	
		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit bas et haut, cité Bouktit et Tiharkatine	2018	1114,17	12,9	222,83	2,58	1337	15,48
	2048	3613,43	41,82	722,69	8,36	4336,12	50,18

### 2.7.1. Variation de la consommation journalière :

La consommation journalière de l'eau n'est pas régulière, elle varie d'un jour à l'autre en fonction de plusieurs facteurs locaux. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité journalière  $K_{\max j}$  et  $K_{\min j}$ .

#### 2.7.1.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximale $K_{\max j}$ :

Le coefficient d'irrégularité maximum journalier est défini comme étant le rapport :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}}$$

Donc :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{moy } j}$$

Ce coefficient montre combien de fois le débit maximal journalier excède le débit moyen journalier, il varie entre **1,1** et **1,3**

Dans notre cas, on prend  $K_{\max j} = 1,3$ .

D'où :

$$Q_{\max j} = 1,3 Q_{\text{moy } j}$$

### 2.7.1.2. Coefficient d'irrégularité journalier minimum $K_{\min j}$ :

Le coefficient d'irrégularité minimum journalier est défini comme étant le rapport :

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

Donc :

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

Ce coefficient montre combien de fois le débit minimal journalier est inférieur au débit moyen journalier, il varie entre **0,7** et **0,9**. Dans notre cas on prend  $K_{\min j} = 0,9$ .

D'où :

$$Q_{\min j} = 0,9 \times Q_{\text{moy}}$$

Avec :

$Q_{\max j}$  : Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{\text{moy } j}$  : Consommation moyenne journalière.

$Q_{\min j}$  : Consommation minimale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

$K_{\max j}$  et  $K_{\min j}$  : Coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

Les résultats des besoins journaliers minimal et maximal sont reportés dans le tableau (2.13) ci-dessous:

Tableau 2.13: Calcul de la consommation minimale et maximale journalière

Localité	Horizon	Débit Moyen Journalier Majoré		Qminj		Qmaxj	
		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit bas et haut, cité Bouktit et Tiharkatine	2018	1337	15,48	1203,3	13,93	1738,1	20,12
	2048	4336,12	50,18	3902,51	45,16	5636,96	65,24

### 2.7.2. Variation de la consommation horaire :

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires. Ces variations sont caractérisées par le coefficient  $K_{maxh}$  dit coefficient de variation horaire maximale, défini comme suit :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

#### ➤ calcul $\alpha_{max}$ :

$\alpha_{max}$ : Coefficient dépendant du niveau de vie et du confort, il varie de 1,2 à 1,4.

On prend :  $\alpha_{max} = 1,3$

$\beta_{max}$  : coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Les valeurs du coefficient de  $\beta_{max}$  sont représentées dans le tableau 2.13 ci-dessous :

Tableau 2.14: Valeurs du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x1000	<1	1,5	2,5	4,0	6	10	20	30	100	300	>1000
$\beta_{max}$	2.0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1,00

#### ➤ Calcul du $\beta_{max}$ :

Le nombre d'habitants à l'horizon 2048 est de 14339.

On a :  $10000 < 14339 < 20000$

Alors :  $1,3 > \beta_{max} > 1,2$

Par interpolation, on obtient :  $\beta_{max} = 1,28$

La valeur de  $K_{max\ h}$  est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 2.15: calcul du coefficient d'irrégularité maximum horaire  $K_{max\ h}$

Nombre d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max\ h}$
14339	1,3	1,28	1,664

Selon le tableau de la répartition horaire des débits (Annexe (1)), on prend  $K_{max\ h} = 1,7$

Par suite, nous pouvons en déduire la consommation maximale horaire par la relation suivante :

$$Q_{max\ h} = (P_{max} \times Q_{max\ j}) / 100$$

Avec :

$Q_{max\ h}$  : Débit horaire ( $m^3/h$ ).

$Q_{max\ j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

$P_{max}$  : Pourcentage du régime de consommation horaire.

Le débit maximum horaire est donné dans le tableau suivant :

Tableau 2.16: Variations du débit horaire de la consommation en eau potable

	Consommation totale $Q_{max\ j} = 5636,96 m^3/j$		Consommation cumulée	
Heures	%	$m^3/h$	%	$m^3/h$

0-1	1	56,3696	1	56,37
1-2	1	56,3696	2	112,7392
2-3	1	56,3696	3	169,1088
3-4	1	56,3696	4	225,4784
4-5	2	112,7392	6	338,2176
5-6	3	169,1088	9	507,3264
6-7	5	281,848	14	789,1744
7-8	6,5	366,4024	20,5	1155,5768
8-9	6,5	366,4024	27	1521,9792
9-10	5,5	310,0328	32,5	1832,012
10-11	4,5	253,6632	37	2085,6752
11-12	5,5	310,0328	42,5	2395,708
12-13	7	394,5872	49,5	2790,2952
13-14	7	394,5872	56,5	3184,8824
14-15	5,5	310,0328	62	3494,9152
15-16	4,5	253,6632	66,5	3748,5784
16-17	5	281,848	71,5	4030,4264
17-18	6,5	366,4024	78	4396,8288
18-19	6,5	366,4024	84,5	4763,2312
19-20	5	281,848	89,5	5045,0792
20-21	4,5	253,6632	94	5298,7424
21-22	3	169,1088	97	5467,8512
22-23	2	112,7392	99	5580,5904
23-24	1	56,3696	100	5636,96

**NB** : D'après le tableau ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe  $Q_{max,h}=394,59 \text{ m}^3/\text{h}$  entre midi et 14h .
- Un débit minimum  $Q_{min,h}= 56,37 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 23h et 4h.

## 2.8. Récapitulatif des débits :

Les différents débits trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.17: Récapitulatif des différents débits

Zone d'étude	Population à l'horizon 2048	$Q_{\text{moy j}}$ (l/s)	$Q_{\text{max j}}$ (l/s)	$Q_{\text{max h}}$ (l/s)
Tifrit bas et haut, cité Bouktit et Tiharkatine	14339	42,82	65,24	109,61

**Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est urbaine. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

Chapitre -3-

**DIAGNOSTIC PHYSIQUE DU SYSTEME ACTUEL D ALIMENTATION**

**3. Introduction :**

Le diagnostic est un processus de travail participatif qui met en évidence les points forts, les points faibles, les potentialités et les menaces du territoire. Il recherche des écarts entre les représentations des différents acteurs, met en évidence des atouts et des attentes, il recherche les causes des dysfonctionnements et surtout recherche des axes de progrès, son objectif est de connaître son territoire, ses forces, ses faiblesses et les opportunités.

Après plusieurs visites sur le terrain avec la présence de service de l'ADE et plusieurs enquêtes, nous avons pu relever beaucoup d'anomalies qui seront développées dans ce présent chapitre.

Cet état de fait tient essentiellement du fait que la majorité des canalisations existantes ainsi que le réservoir de distribution 150 m<sup>3</sup> ont été réalisées de puis 1987 et le réservoir d'adduction 300 m<sup>3</sup> sans aucune étude hydraulique ni plan au préalable.

**3.1 .Les ressources en eau :**

A l'heure actuel, l'alimentation en eau potable de l'agglomération s'effectue par deux (02) réservoirs semi enterré, un est de 150m<sup>3</sup> est alimenté par le réservoir de 300m<sup>3</sup> qui se situent à la cité BOUKTIT (ex caserne) avec un débit de 17l/s, ce dernier alimente aussi le réservoir de 500m<sup>3</sup>.

**3 .2.diagnostic physique du système d'adduction :**

Le diagnostique physique s'est effectué sur :

- les réservoirs .
- le réseau d'adduction .

**3.2.1 .Réservoirs :**

Actuellement la zone d'étude dispose de :

- Deux réservoirs enterrés de 300m<sup>3</sup> à la cité BOUKTIT

**3.2.1.1. Caractéristique des réservoirs:**

- Sont indépendants
- Capacité de stockage : 300m<sup>3</sup> ;
- Forme des réservoirs : circulaire ;
- Type des réservoirs : enterré ;

Ces réservoirs sont vétustes ont été réalisés de puis 1982 sans aucun plan, actuellement un seul réservoir qui est en service avec une pompe immergée qui est récemment changée elle refoule un débit de 17 l/s vers les réservoirs de Tifrit.

**3.2.1.2. Caractéristiques de la pompe :**

- Débit : 25l/s
- HMT : 180m.
- Puissance absorbée : 75 KW.



Figure3.1 : Conduite De R300m3



Figure 3.2 : Conduite d'adduction en fonte ductile



Figure 3.3: Réservoir 500m<sup>3</sup>

-La chambre de vanne est enterrée, contient la jonction des trois conduites des réservoirs 300 m<sup>3</sup>, 300 m<sup>3</sup> et 500 m<sup>3</sup>.



Figure3.4 :La chambre de vanne

**3.2.2.Réseau d’adduction :**

C’est la conduite de refoulement qui vienne de réservoir 300m<sup>3</sup> de la cité Bouktit vers les deux réservoirs de Tifrit 150 m<sup>3</sup>et 500 m<sup>3</sup> elle est vétuste en fonte ductile de diamètre 200mm et de longueur 1750m.

**3.2.2.1.calcul du débit de projet :**

Tableau3.1 : Calcul du débit de projet

Horizons	2018	2048
Qmax -j (l/s)	20,12	65,24
Qexist (l/s)	17	17
Qprojet (l/s)	3,12	48,24

D’après le tableau ci-dessus, nous remarquons que le déficit n’est pas important à l’horizon actuel, mais à l’horizon futur est très important.

**3.2.2.2.Vérification de diamètre de la conduite d’adduction :**

Le travail suivant consiste à faire un constat sur le diamètre de conduite existante actuellement la vérification se fera en calculant seulement le diamètre en fonction de débit. Qu’elle transporte et nous comparons les résultats avec le diamètre de conduite existante.

La vérification du diamètre de la conduite d’adduction dépend du débit refoulé par le groupe électropompe immergé et des besoins en eau de l’agglomération, cela en appliquant les deux formules Bonnin et Bress. Le diamètre économique doit être compris entre les deux valeurs calculées par ces deux formules qui sont :

Formule de Bonnin :  $D = \sqrt{Q}$

Formule de Bress :  $D = 1.5\sqrt{Q}$

Ou :

Q : Débit transitant dans la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

Q : Diamètre de la conduite en (m) ;

➤ **Vérification par rapport à la source disponible actuelle :**

$$\text{Bonnin : } D = \sqrt{Q} \implies D = \sqrt{0.017} \implies D=0.130\text{m} \implies D= 130 \text{ mm donc } D_N = 160 \text{ mm}$$

$$\text{Bress : } D = 1.5\sqrt{Q} \implies D = 1.5 \sqrt{0.017} \implies D=0.195\text{m} \implies D=195 \text{ mm donc } D_N = 200 \text{ mm}$$

Le diamètre économique est compris entre les deux diamètres calculés (celui de bonnin et bress)

D'après ces résultats, le diamètre de la conduite actuel qui de 200 mm est égale au diamètre calculé (celui de Bress).

### ➤ Vérification par rapport aux besoins de l'agglomération actuelle :

$$\text{Bonnin : } D = \sqrt{Q} \implies D = \sqrt{0.02012} \implies D=0.14\text{m} \implies D= 140 \text{ mm donc } D_N = 160\text{mm}$$

$$\text{Bress : } D = 1.5\sqrt{Q} \implies D = 1.5 \sqrt{0.02012} \implies D=0.213 \text{ m} \implies D=213 \text{ mm donc } D_N = 250\text{mm}$$

Le diamètre économique est compris entre les deux diamètres calculés (celui de bonnin et bress)

D'après ces résultats, le diamètre de la conduite actuel qui de 200 mm est compris entre deux diamètres calculés (celui de Bonnin et Bress).

Ce qui implique que notre conduite d'adduction peut répondre aux besoins actuels de l'agglomération

### ➤ Vérification par rapport aux besoins de l'agglomération future :

$$\text{Bonnin : } D = \sqrt{Q} \implies D = \sqrt{0.06524} \implies D=0.25\text{m} \implies D= 250\text{mm donc } D_N = 250\text{mm}$$

$$\text{Bress : } D = 1.5\sqrt{Q} \implies D = 1.5 \sqrt{0.06524} \implies D=0.383\text{m} \implies D=383 \text{ mm donc } D_N = 400\text{mm}$$

D'après ces résultats, le diamètre de la conduite actuel qui de 200 mm est inférieur aux deux diamètres calculés précédemment. (Celui de Bonnin et Bress).

Ce qui implique que notre conduite d'adduction ne peut plus répondre aux besoins futurs de l'agglomération.

### 3.3 .diagnostic physique du système de distribution :

Le diagnostic physique s'est effectué sur :

-les réservoirs

-le réseau de distribution

### 3.3.1. Réservoirs :

Actuellement la zone d'étude dispose de :

- Deux réservoirs indépendants à TIFRIT :
  - Un réservoir de 150m<sup>3</sup> ;
  - Un réservoir de 500m<sup>3</sup> ;

#### 3.3.1.1. Caractéristique des réservoirs:

- Sont indépendants ;
- Capacité de stockage : un 150 m<sup>3</sup> et l'autre 500m<sup>3</sup> ;
- Forme des réservoirs : circulaire ;
- Type des réservoirs : semi enterré ;

##### ➤ Réservoir de 500m<sup>3</sup> :

Il est nouvellement construit ses matériaux et ses accessoires sont neufs a part son pack en aluminium il est dégradé.

-Ces matériaux et ces accessoires sont en bonne état .

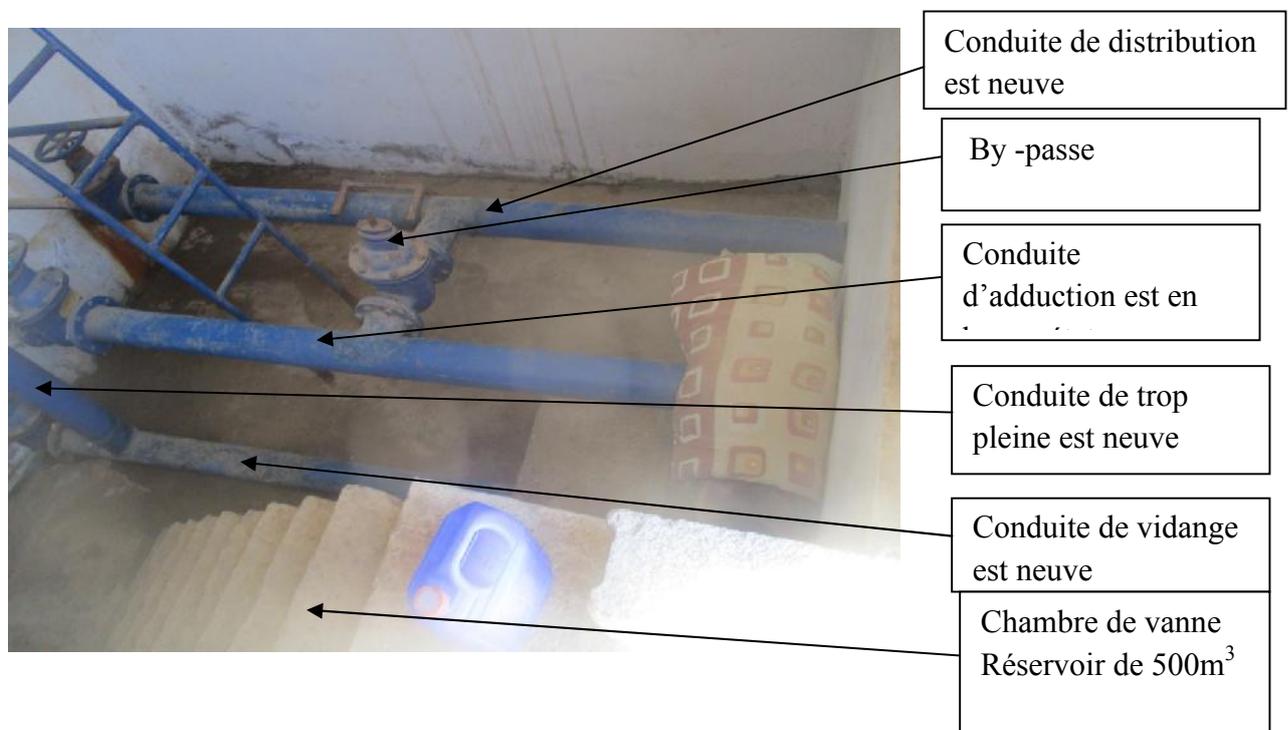


Figure 3.5 :chambre de vanne de R500m3



Figure 3.6 : pack en aluminium dégradé

➤ **Réservoir de 150m<sup>3</sup> :**

Plusieurs anomalies peuvent être mentionnés :

- le réservoir est vétuste il a été réalisé de puis 1987 ;
- Inexistence d'étanchéité ;
- les deux conduites d'adduction en font ductile sont rouillés ;
- La conduite de trop plein en acier elle est rouillé ;
- Les accessoires de la chambre de vanne sont anciens et rouillés ;
- La conduite de vidange elle n'est pas raccordée, risque de crier une inondation ;



Figure3.7 :Etat externe du R150m3

**-Chambre de vanne de réservoir 150m<sup>3</sup> :**

-Ces matériaux et ces accessoires sont vétustes et rouillées.

-la corrosion des robinets de vannes due au manque d'entretien (manque d'un graissage et d'une protection antirouille ou une peinture spéciale), ce qui rendre ca manœuvre difficile

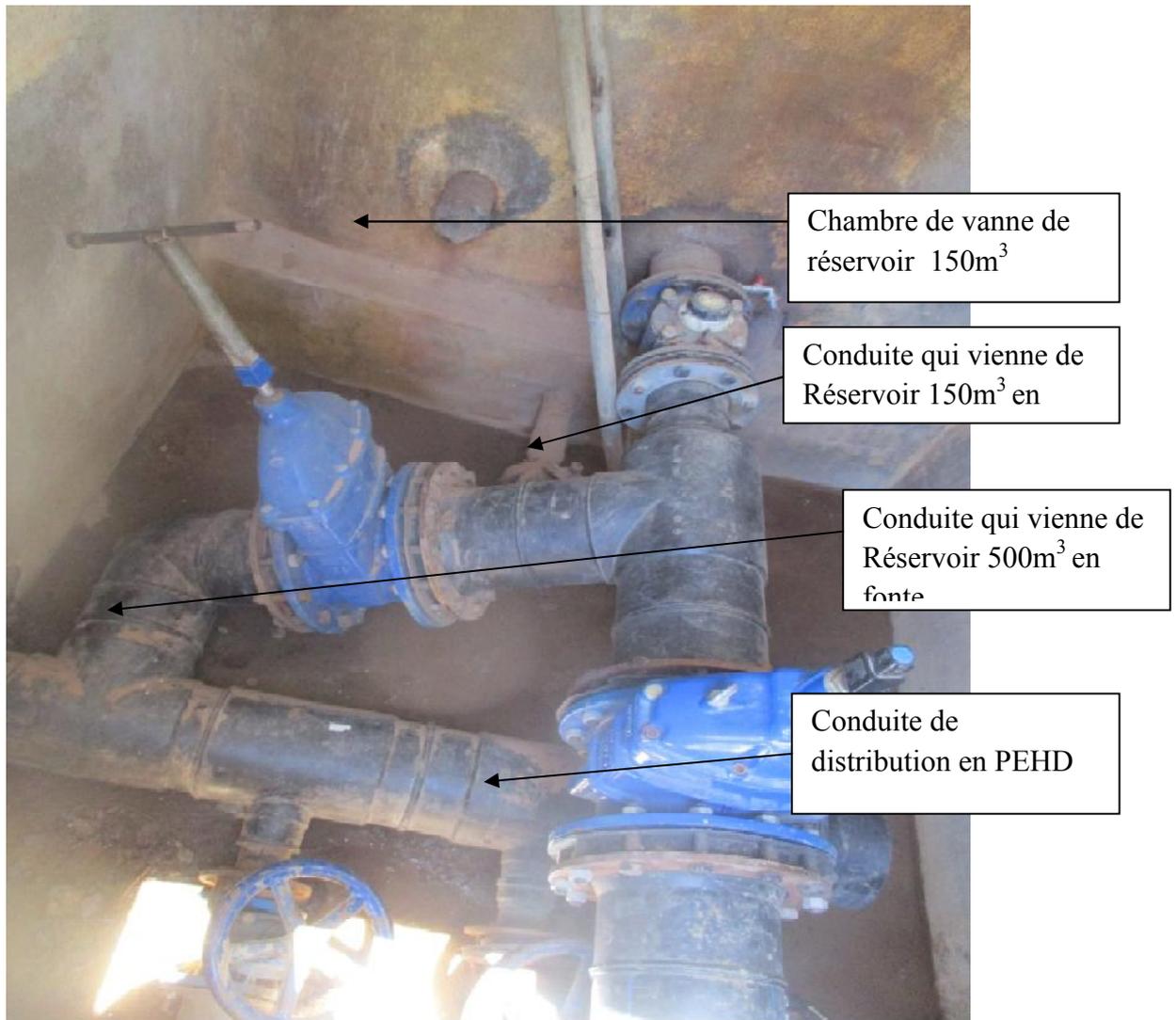


Figure 3.8:Chambre de vanne



Figure3.9 :Conduite d adduction (refoulement en fonte)



Figure3.10 :Vanne de conduite d adduction sans regards

### 3.3.1.2. Le Réseau de distribution :

Le réseau de distribution actuel de la zone d'étude (Tifrit,Tiharkatine,cité Bouktit)est de type ramifié est subdivisé en trois sous réseaux à savoir :

Un réseau primaire de Tifrit haut est constitué des canalisations de divers diamètre Ø110, Ø60, Ø50 et Ø40 en acier galvanisé .

Un réseau secondaire de Tifrit bas dont le diamètre des canalisations est compris entre 110 mm 90 mm et 50mm .

Un réseau tertiaire de Tiharkathine et cité Bouktit constitué des canalisations de diamètre compris entre 125 mm 110 mm et 90mm.



Figure3.11 :Conduite en acier de D120mm passée dans ce quartier



Figure3.12: Regards de vanne de 80mm qui est passée par maisons des Habitants

Tableau 3.2 : récapitulatif des conduites

Réseau	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Matériaux
TIFRIT	798	110	acier
TIFRIT	137	33	acier
TIFRIT	100	110	acier
TIFRIT	257	110	acier
TIFRIT	447	40	acier
TIHARKATHINE	448	15	acier
TIHARKATHINE	554	50	acier
TIHARKATHINE	780	50	acier
TIHARKATHINE	508	110	acier
TIHARKATHINE	200	50	acier
TIHARKATHINE	259	90	acier
CITE BOUKTIT	1385	125	acier
CONDUITE D ADDUCTION	1750	200	fonte

Tableau3.3 : Récapitulatif des vannes :

Réseau	Nombre de vanne	Diamètre
TIFRITH	03	100-100-80
Tiharkathine	03	80-50-50
Cité bouktite	01	50

**Conclusion :**

Le diagnostique physique réalisé nous a permis de relever beaucoup d'anomalies parmi elles :

- la conduite d'adduction en fonte ductile est très vétuste ;
- le réservoir 300 m<sup>3</sup> est vétuste ;
- Le réservoir 150m<sup>3</sup> est vétuste sans étanchéité ses canalisations et ces vannes sont rouillées ;
- manque de clôture et de la loge pour les deux réservoirs ;
- Le pack en aluminium de réservoir 500m<sup>3</sup> est dégradé ;
- Le réseau de distribution est vétuste en acier galvanisé ;
- la construction d'habitas sur la conduite de distribution ;

Pour remédier à cette situation, nous proposons :

- Une rénovation en urgence du réseau de distribution ;
- Une rénovation de la conduite d'adduction
- Une projection d'un nouveau réservoir à la place de réservoir 150 m<sup>3</sup> pour gagner de l'espace.
- Raccordement de la conduite de vidange à l'ouvrage hydraulique qui se trouve juste au dessous ;
- Renouvellement de pack en aluminium pour le réservoir 500 m<sup>3</sup> ;

## Chapitre -4-

**LES RESERVOIRS****4.1.Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les conduites d'adductions et le réseau de distribution, ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

**4.2.Rôles des réservoirs :****4.2.1.Rôle d'emménagement :**

On cas ou le débit d'apport supérieure au débit de distribution, la cuve doit ce rempli (stockage) et dans le cas contraire la cuve ce vidé (distribution).

**4.2.2.Rôle d'équilibre :**

Dans le cas où le réseau s'allonge, il s'apparaisse des pressions faibles aux points les plus éloignée de réservoir principal, dans ce cas on installe un réservoir d'équilibre à l'extrémité qui permet d'augmenter les pressions et les débits dans cette partie.

- Assure la continuité de distribution en cas de l'arrêt de la pompe.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage pendant la nuit et distribution gravitaire pendant la journée).
- Assurer la réserve d'incendie.

**4.3. Emplacement des réservoirs :**

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

- L'alimentation du réseau de distribution doit ce faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération et c'est le cas pour notre ville.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

**4.4. Classification des réservoirs :**

D'après la nature d'un matériau on distingue :

- les réservoirs en béton armé.
- les réservoirs en maçonnerie.
- les réservoirs métalliques.

D'après la situation au sol on distingue :

- les réservoirs enterrés.
- les réservoirs semi-enterrés.
- les réservoirs sur élevées.

**4.5. principe de la construction :**

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables, L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables. Ils doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure (pluies, poussière, infiltration des eaux souterraines) et contre les élévations importantes de la température. Ils doivent être aérés pour éviter la contamination de l'eau. Ils doivent être faciles d'accès pour le nettoyage et leur installation doit permettre de vérifier en tout le temps leur étanchéité et les fissurations probablement apparentes.

En effet des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

**4.6. choix de la forme du réservoir :****4.6.1. Formes :**

En générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires.

Pour notre projet on choisit des réservoirs de forme circulaire où les avantages sont :

- une bonne stabilité et un moindre risque de fissuration.
- une capacité importante de stockage et bon brassage.
- facilité du nettoyage et de l'entretien.

**4.6.2. Hauteur d'eau :**

La hauteur optimale d'eau utile est située entre 3 et 6m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8m pour les grands ouvrages.

**4.7. Equipements du réservoir :**

Le réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

**4.7.1. d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

Cette conduite soit de type refoulement ou gravitaire, doit arriver à la cuve par le haut ou par le bas.

**4.7.2. d'une conduite du départ ou de distribution :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque cm au dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension, l'extrémité muni d'une crépine courbe pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air). cette conduite est équipée d'une vanne à sur vitesse (papillon) permettant de la fermeture rapide en cas de la rupture au niveau de cette conduite.

**4.7.3. d'une conduite de vidange :**

Elle permet la vidange du réservoir en cas du nettoyage ou de réparation, elle muni d'un robinet- vanne et se raccorde à la conduite de trop plein. Le robinet- vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

**4.7.4. d'une conduite de trop-plein :**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. ces conduites de trop plein doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.

**4.7.5. conduite by-pass :**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté, cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien

**4.7.6. Système de la 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.

Complicite le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

**4.8. Détermination de la capacité des réservoirs:**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre

part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

#### 4.9.Principe du calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

-Soit à la méthode graphique : qui tient compte de la courbe de La consommation totale déduite à partir des coefficients de la variation horaire de la consommation et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.

-Soit à la méthode analytique qu'on doit appliquer par la suite.

#### 4.10. Détermination de la capacité du réservoir de stockage:

La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part du mode d'adduction, et d'autre part, de la variabilité de la consommation journalière de l'agglomération.

La répartition des débits d'apport se fait sur **24 heures** dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur **20 heures** dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation d'éventuelles pannes et l'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, où le prix d'énergie est élevé.

Sa capacité est calculé par la méthode dite analytique suivante :

##### 4.10.1.Méthode analytique

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = (P\% \times Q_{\max,j}) / 100$$

Avec :

$V_{\max}$  : Volume maximal du stockage pour la consommation (m<sup>3</sup>).

$Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

$P\%$  : Résidu maximal dans le réservoir.

#### 4.10.2. Détermination de la valeur de $P_{\max}$ :

La valeur de  $P_{\max}$  se détermine comme suit :

- Nous avons déterminé précédemment les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max,h}$  pour la zone d'étude à desservir. La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier.
- On repartit ensuite le débit de pompage le long de la journée (20 heures pour notre cas).
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée ( $P_{\max}$ ) sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-|$$

Où :

$R_{\max}^+$  : Résidu maximum positif (%).

$R_{\max}^-$  : Résidu maximum négatif (%).

#### 2.10.3. Le volume total du réservoir :

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à  $120 m^3$  (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de  $60 m^3/h$ ). Le volume total est donc :

$$V_{\text{total}} = V_{\text{max}} + V_{\text{incendie}}$$

Avec :

$V_{\text{total}}$  : Volume total du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{\text{incendie}}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $V_{\text{incendie}} = 120 m^3$ ).

Tableau 4.1: Détermination de la capacité du réservoir

Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	5	1,00	4,00		4,00
01-02	5	1,00	4,00		8,00
02-03	5	1,00	4,00		12,00
03-04	5	1,00	4,00		16,00
04-05	5	2,00	3,00		19,00
05-06	5	3,00	2,00		21,00
06-07	5	5,00	0,00		<b>21,00</b>
07-08	5	6,50		1,50	19,50
08-09	5	6,50		1,50	18,00
09-10	5	5,50		0,50	17,50
10-11	5	4,50	0,50		18,00
11-12	5	5,50		0,50	17,50
12-13	5	7,00		2,00	15,50
13-14	5	7,00		2,00	13,50
14-15	5	5,50		0,50	13,00
15-16	5	4,50	0,50		13,50
16-17	5	5,00	0,00		13,50
17-18	0	6,50		6,50	7,00
18-19	0	6,50		6,50	0,50
19-20	0	5,00		5,00	-4,50
20-21	0	4,50		4,50	<b>-9,00</b>
21-22	5	3,00	2,00		-7,00
22-23	5	2,00	3,00		-4,00
23-24	5	1,00	4,00		0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100,00</b>			

D'après le tableau ci-dessus, il en ressort que :

$$R_{\max}^+ = 21 \%$$

$$R_{\max}^- = -9 \%$$

$$F_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-|$$

$$\text{D'où : } P_{\max} = 30 \%$$

- **Volume de régulation  $V_{\max}$**

$$V_{\max} = (P_{\max} \times Q_{\max j}) / 100$$

$$V_{\max} = (30 \times 5636,96) / 100$$

D'où :  $V_{\max} = 1691,088\text{m}^3$

- **Volume total  $V_{\text{tot}}$**

$$V_{\text{tot}} = V_{\max} + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 1691,088 + 120$$

D'où :  $V_{\text{tot}} = 1811,088\text{m}^3$ .

On choisira un volume standard de **1900m<sup>3</sup>**.

**Remarque :** il est constaté que les réservoirs de **150 m<sup>3</sup>** et **500 m<sup>3</sup>** existant ne garantis pas l'alimentation en eau de ce fait nous proposons de concevoir un nouveau réservoir de indépendant pour assurer l'alimentation des besoin

#### 4.11. Dimensionnement du réservoir projeté (1500m<sup>3</sup>):

##### 4.11.1. La Hauteur d'eau :

La hauteur d'eau est limitée le plus souvent entre 3 et 6 m, l'optimum, pour les agglomérations d'importance petite et moyenne. Pour les réservoirs de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10 m.

Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes, peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Capacité utile (m <sup>3</sup> )	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

##### 4.11.2. Calcul du diamètre des réservoirs R:

$$D = \left( \frac{4 \times V_T}{\pi \times H} \right)^{1/2}$$

En fixe la hauteur de l'eau dans le réservoir à H= 5,5m

$$D = \left( \frac{4 \times 1500}{314 \times 55} \right)^{1/2}$$

## 4.11.3. Calcul de la hauteur de réserve d'incendie :

$$H = \left( \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times L^2} \right)$$

$$H = \left( \frac{4 \times 120}{3,14 \times 16,7^2} \right)$$

$$H = 0,43 \text{ m}$$

## 4.12. Vérification de l'assiette :

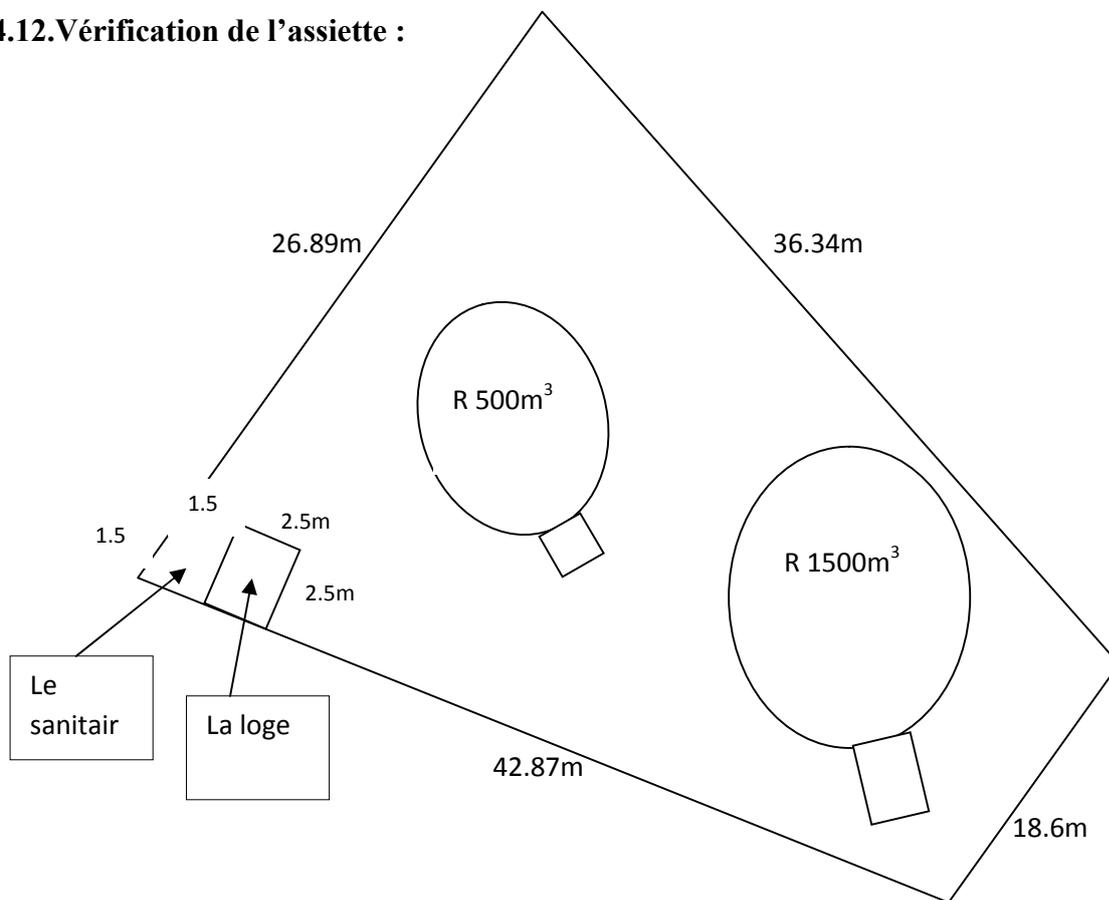


Figure 4.1. Schéma de l'assiette des réservoirs

La surface de l'assiette c'est  $A=818.96 \text{ m}^2$ .

La surface de la loge c'est  $A=6.25 \text{ m}^2$ .

La surface du sanitaire c'est  $A=2.25 \text{ m}^2$ .

La surface de la base du réservoir  $500\text{m}^3$  c'est  $D= 8,14 \text{ m}$   $A=52 \text{ m}^2$ .

La surface de la base du réservoir  $1500\text{m}^3$  c'est  $A= 274,65 \text{ m}^2$ .

$818.96 - (6.25+2.25+52+274,65)=483,81 \text{ m}^2$ .

Donc la surface de l'assiette est suffisante pour la loge, le sanitaire et pour les deux réservoirs  $500\text{m}^3$  ,  $1500\text{m}^3$  .

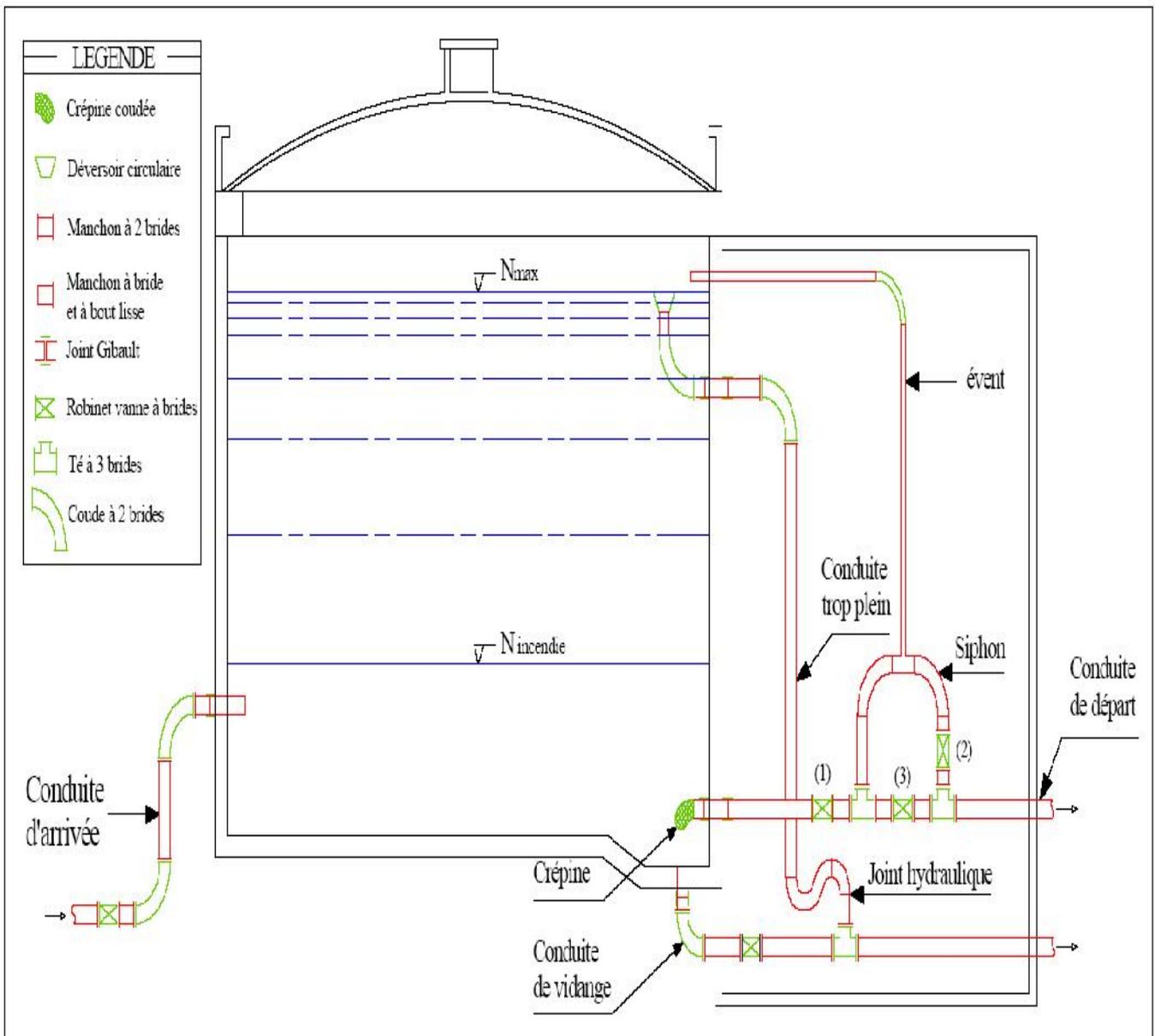


Figure 4.2 : Schéma d'un réservoir.

**Conclusion :**

Après l'étude profonde de ce chapitre nous avons conclu que l'alimentation des Trois localités s'est effectué par l'implantation de nouveau réservoir de capacité totale de 1500m<sup>3</sup> a l'emplacement de 150m<sup>3</sup>

## Chapitre -5-

**ETUDE DE L'ADDITION****5.1.Introduction:**

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable, il s'agit de relier par refoulement les deux Réservoirs de volume 500m<sup>3</sup> et 150m<sup>3</sup> d'une cote 560m et 558,27m au réservoirs de volume 2×300m<sup>3</sup> et 500m<sup>3</sup> d'une cote 364,91 et 366,72m . La région d'étude est alimentée actuellement par deux (02) réservoirs semi enterré d'une capacité de **500 et 150 m<sup>3</sup>**, dernier est alimenté par une chaîne d'adduction à partir du réservoir de capacité de **3000 m<sup>3</sup>** situé au bas de Guendouza qui se remplit à partir du barrage de Tichy Haf conduite de 500mm à partir d'un piquage de 1400mm et ce dernier qui refoule sur une conduite en fonte de diamètre **400mm** vers un réservoir de **1000 m<sup>3</sup>** qui desserve la localité de Guendouza, ensuite il refoule sur une conduite en fonte de diamètre **300 mm** vers **03 réservoirs** situés dans la cité Bouktit (Ex caserne) de capacité respectivement de **2\*300 m<sup>3</sup>** et **500 m<sup>3</sup>** qui alimente la ZAC d'Akbou et la commune Chellata et alimente aussi les deux réservoirs situés à Tifrit de capacité de **500 m<sup>3</sup>** et **150 m<sup>3</sup>** par une conduite en fonte de diamètre **200 mm** qui alimentent Tifrit et Tiharkatine .

**5.2.Types d'adduction :**

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

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

**5.2.1.Adduction gravitaire**

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

**5.2.2.Adduction par refoulement**

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

### 5.2.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

**NB :** Dans notre étude nous ferons appel à une adduction par refoulement

### 5.3. Choix du tracé :

Il s'agit d'une adduction par refoulement, le tracé doit être effectué d'une façon technico-économique, pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques.
- ✓ Éviter les contre-pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- ✓ Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- ✓ Éviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.
- ✓ Choisir un terrain stable le long du tracé.

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

### 5.4. Choix des matériaux de canalisation :

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

#### 5.4.1. Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

#### 5.4.2. Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

### 5.4.3.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

#### Conclusion

Dans notre cas, on opte pour la conduite d'adduction du projet le PEHD, vu les avantages qu'ils présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du  $1/20^{\text{ème}}$  du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

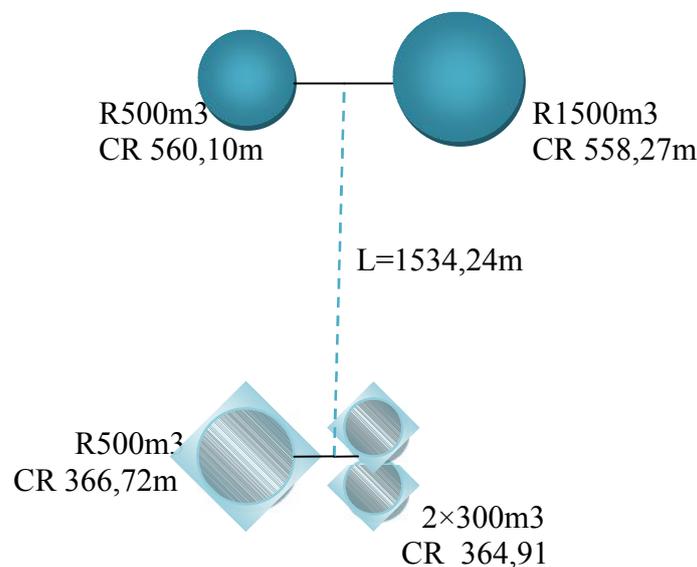


Figure 5.1 : la conduite de refoulement étudiée

### 5.5. Dimensionnement de l'adduction :

Le choix des diamètres résulte d'une combinaison entre les dépenses d'exploitation et les dépenses d'investissement, cela en se basant sur deux critères qui sont :

-plus le diamètre est réduit plus son coût devient faible, mais plus la vitesse d'écoulement augmente. Ce qui entraîne l'augmentation des pertes de charge donc l'augmentation de l'énergie nécessaire de refoulement qui répercute négativement sur les frais d'exploitation.

-plus le diamètre est grand plus les frais de réalisations augmentent et plus la vitesse d'écoulement diminue donc les pertes de charges également en conséquence, l'énergie à fournir par la pompe diminue, d'où la diminution des frais d'exploitation, la vitesse d'écoulement de l'eau sera comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

### 5.6. Etude technico-économique de l'adduction :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

#### 5.6.1. Choix de la gamme des diamètres :

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q}$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q}$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

**Remarque :** La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km)

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m<sup>3</sup>/s).

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

#### 5.6.2. calcul de la vitesse :

avec

S :section de la conduite m<sup>2</sup>

Q :Débit transitant dans la conduite m<sup>3</sup>/s

D : Diamètre de la conduite

### 5.6.3. Calcul des pertes de charge

#### 5.6.3.1.pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- De la rugosité absolue K<sub>s</sub> exprimée en mm .
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{LV^2}{E2g} = I * L$$

-V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

- $\Delta H_i$ : Pertes de charge linéaires en (m)

- I:gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \text{Ln} \frac{K_s}{D})^{-2}$$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau :

pour les tubes en PEHD

K=0,01mm si D<=200mm

K=0,02mm si D>200mm

#### 5.6.3.2.Pertes de charge singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_i$$

**5.6.3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :**

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

**5.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg +$$

Hg: la hauteur géométrique(m)

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

$\Delta H_t$ : perte de charge totale.

**5.6.5. Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta}$$

Avec:

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $\eta=82\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )

g: pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )

$\rho$  : masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ )

**5.6.6. Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas  $t=20h$

P: puissance de la pompe en (kW)

**5.6.7. Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. ( $e=7,26DA$ )

### 5.6.8. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA]$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088 = 8,88 \%$$

$$A = 8,88 \%$$

### 5.7. Bilan des frais :

le bilan des frais est calculé pour chaque diamètre incluent les frais d'amortissement et les frais d'exploitation, le choix du diamètre est alors porté pour celui ayant le bilan moins élevé est donné pour :

$$\text{Bilan} = F_{exp} + F_{am}$$

avec :

$F_{exp}$  : frais d'exploitation

$F_{am}$  : frais d'amortissement

### 5.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

#### 5.8.1. Tronçon R300m<sup>3</sup> – Deux Réservoirs (500m<sup>3</sup>-1500 m<sup>3</sup>)

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

$Q_{exp}$  : Débit d'exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;

$Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ;  $Q_{max,j} = 5636,96 \text{ m}^3/\text{j}$  .

t : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20$  h.

$$Q_{exp} = \frac{5636,96}{20 * 3600} = 0,0782 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 1534,24 \text{ m}$$

$$-Hg = 206,06 \text{ m}$$

$$-Dc_{\text{Bonnin}} = 0,279\text{m}$$

$$-Dc_{\text{Bress}} = 0,419\text{m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau 5.1: Calcul de la HMT du tronçon 1

D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{\text{lin}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{T}}(\text{m})$	HMT(m)
250	1534,24	78,2	1,5939	0,0911562	29,491674	33,915425	239,97543
315	1534,24	78,2	1,0040	0,0811274	20,299394	23,344303	229,4043
400	1534,24	78,2	0,6226	0,0724055	5,4870643	6,3101239	212,37012
500	1534,24	78,2	0,3985	0,0654695	1,6257641	1,8696287	207,92963

Tableau 5.2: Calcul des frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	$F_{\text{amort}}$ (DA)
250	6898,03	1534,24	931324,55
315	10709,08	1534,24	1445866,3
400	17244,51	1534,24	2328235,1
500	22624,58	1534,24	3054615,1

Tableau 5.3: Calcul des frais d'exploitation du Tronçon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{\text{exploit}}$ (DA)
250	224,2775207	1637225,901	11886260,04
315	214,3979048	1565104,705	11362660,16
400	198,47801	1448889,473	10518937,57
500	194,3279881	1418594,313	10298994,71

Tableau 5.4: Bilan du tronçon

Diamètre (mm)	$F_{\text{exploit}}$ (DA)	$F_{\text{amort}}$ (DA)	Bilan (DA)
250	11886260,04	931324,55	12817584,59
<b>315</b>	<b>11362660,16</b>	<b>1445866,3</b>	<b>12808526,46</b>
400	10518937,57	2328235,1	12847172,67
500	10298994,71	3054615,1	13353609,81

Le diamètre économique est de 315mm, avec une vitesse de  $V = 1,00\text{m/s}$ .

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure :

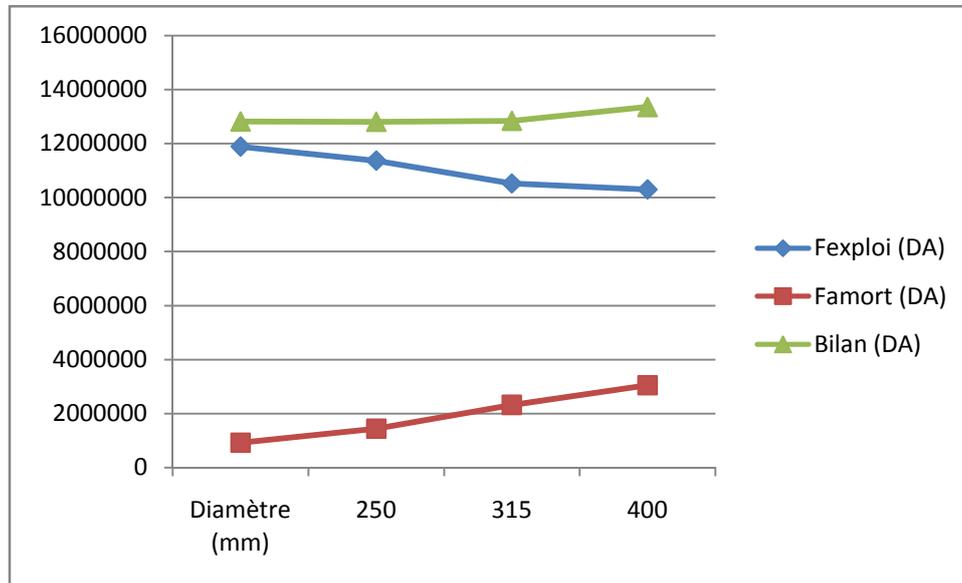


Figure 5.2: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

### 5.9 .Choix de la Pompe pour la conduite de l'adduction :

Pour Dimensionner la pompe ,nous allons utiliser le logiciel CAPRARI,dans notre cas nous avons opté une pompe à axe horizontale multi cellulaires.

#### Les performances utilisées :

- $Q=78,21\text{l/s}$

- $H_g=206,06$

- $HMT=229,40\text{m}$

le type de pompe est :PM150/8A

#### Les caractéristiques de la pompe :

-le débit  $Q=78,21\text{ l/s}$

-la hauteur manométrique total  $hmt=230\text{m}$

-le rendement optimal  $n=84\%$

-la puissance absorbée  $p=184\text{Kw}$

-le point désiré  $P(Q,H)=(78,21\text{l/s}, 230\text{m})$

-le point de fonctionnement trouvé  $p_c(Q,H)=(78,21\text{ l/s}, 230\text{m})$

### 5.10. Etude Comparative des diamètres des tronçons :

Le travail suivant consiste à faire un constat sur le diamètre de conduite existante actuellement la vérification se fera en calculant seulement le diamètre en fonction de débit. Qu'elle transporte et nous comparons les résultats avec le diamètre de conduite existante.

La vérification du diamètre de la conduite d'adduction dépend du débit refoulé par le groupe électropompe immergé et des besoins en eau de l'agglomération, cela en appliquant les deux formules Bonnin et Bress. Le diamètre économique doit être compris entre les deux valeurs calculées par ces deux formules qui sont :

$$\text{Formule de Bonnin : } D = \sqrt{Q}$$

$$\text{Formule de Bress : } D = 1.5\sqrt{Q}$$

Ou :

Q : Débit transitant dans la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

Q : Diamètre de la conduite en (m) ;

#### 5.10.1 . Vérification par rapport à la source disponible futur :

- **Troncon R 3000m<sup>3</sup>\_R1000m<sup>3</sup>** :qui aliment par refolement vue lors cotes:

$$\text{Bonnin : } D = \sqrt{Q} \implies D = \sqrt{0.162} \implies D=0.4m \implies D_N = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Bress : } D = 1.5\sqrt{Q} \implies D = 1.5\sqrt{0.162} \implies D=0.6m \implies D_N = 600 \text{ mm}$$

Le diamètre économique est compris entre les deux diamètres calculés (celui de bonnin et bress)

D'après ces résultats, le diamètre de la conduite actuel qui de 400 mm est égale au diamètre calculé (celui de Bress).

- **Troncon R 1000m<sup>3</sup>\_R500m<sup>3</sup>\_R2\*300m<sup>3</sup>** : les deux reservoirs alimente par refolement vue leurs cote :

$$\text{Bonnin : } D = \sqrt{Q} \implies D = \sqrt{0.157} \implies D=0.396m \implies D_N = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Bress : } D = 1.5\sqrt{Q} \implies D = 1.5\sqrt{0.157} \implies D=0.594m \implies D_N = 600 \text{ mm}$$

Le diamètre économique est compris entre les deux diamètres calculés (celui de bonnin et bress)

D'après ces résultats, le diamètre de la conduite actuel qui de 300 mm est compris entre deux diamètres calculés (celui de Bonnin et Bress).

Ce qui implique que notre conduite d'adduction peut répondre aux besoins actuels de l'agglomération

- **Troncon R500m<sup>3</sup>\_R2\*300m<sup>3</sup>\_R500m<sup>3</sup> 150m<sup>3</sup>** : alimente par refolement :

Bonnin :  $D = \sqrt{Q} \Rightarrow D = \sqrt{0.06524} \Rightarrow D = 0.255 \Rightarrow D = 250\text{mm}$  donc  $D_N = 250\text{mm}$

Bress :  $D = 1.5\sqrt{Q} \Rightarrow D = 1.5 \sqrt{0.06524} \Rightarrow D = 0.383 \Rightarrow D = 383\text{ mm}$  donc  $D_N = 400\text{mm}$

D'après ces résultats, le diamètre de la conduite actuel qui de 200 mm est inférieur aux deux diamètres calculés précédemment. (Celui de Bonnin et Bress).

Ce qui implique que notre conduite d'adduction ne peut plus répondre aux besoins futurs de l'agglomération.

### 5.11. Dimensionnement tronçon Réservoir 1500m<sup>3</sup>- Regard de Vidange :

R=1500m<sup>3</sup>

-le débit  $Q=0,07\text{m}^3/\text{s}$  pendant 4h

-la longueur du tronçon  $L=15,2\text{m}$

-La cote du Radier du R1500m<sup>3</sup> est :560,36m

-La cote de regard de vidage est 556,75m

#### 5.11.1. Calcul de charge disponible :

$H = CT R - CTREG = 560,1 - 556,75 = 3,35\text{m}$

#### 5.11.2. Calcul de la perte de charge :

$$\Delta H_i = \frac{H}{L} = \frac{3,35}{15,4} = 0,217\text{m/ml}$$

Tableau 5.5: Calcul des perte de charge

D(m)	V(m/s)	Re	$\lambda$	Perte de charge
0,4	0,557	222929,93	0,017	0,01256

le diamètre le plus proche de  $H_i = 0,217\text{m/ml}$  est  $D=400\text{mm}$

### 5.12. Dimensionnement tronçon Réservoir 500m<sup>3</sup>- Regard de Vidange :

R=500m<sup>3</sup>

-le débit  $Q=0,035\text{m}^3/\text{s}$  pendant 4h

-la longueur du tronçon  $L=26,97\text{m}$

-La cote du Radier du R500m<sup>3</sup> est 560,1 :m

-La cote de regard de vidange est 556,75m

**5.12.1. Calcul de charge disponible :**

$$H = CT_R - CT_{REG} = 560,1 - 556,75 = 3,35 \text{ m}$$

**5.12.2. Calcul de la perte de charge :**

$$H_i = \frac{H}{L} = \frac{3,35}{2697} = 0,124 \text{ m/ml}$$

Tableau 5.6: Calcul des pertes de charge

D(m)	V(m/s)	Re	$\lambda$	Perte de charge
0,2	1,144	222929,93	0,018	0,019

le diamètre le plus proche de  $H_i = 0,124 \text{ m/ml}$  est  $D=200 \text{ mm}$

**5.13 . Conduite de trop plein :**

La conduite de trop plein pour réservoir 1500m<sup>3</sup> sera branchée à la conduite de vidange son diamètre est de 400mm ;

**5.14. Dimensionnement de la conduite de jonction Réservoir 500m<sup>3</sup> -1500m<sup>3</sup> :**

-le débit  $Q=0,0949 \text{ m}^3/\text{s}$  pendant 4h

-la longueur du tronçon  $L=2,48 \text{ m}$

-La cote du Radier du pt est : 559,52m

-La cote de Radier du pt est 560,04m

**5.14.1. Calcul de charge disponible :**

$$H = CT_R - CT_{REG} = 559,52 - 560,04 = -0,52 \text{ m}$$

**5.14.2. Calcul de la perte de charge :**

$$H_i = \frac{H}{L} = \frac{-0,52}{248} = -0,21 \text{ m/ml}$$

Tableau 5.7: Calcul des pertes de charge

D(m)	V(m/s)	Re	$\lambda$	Perte de charge
0,4	0,7555	302299,29	0,0166	0,003596

Le diamètre le plus proche de  $H_i = 0,003596 \text{ m/ml}$  est  $D=500 \text{ mm}$

**conclusion :**

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre 315mm qui permettent de véhiculer un débits jusqu'aux réservoir de stockage. En tenant compte de la protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation.

Pour diminuer ce dernier, il faut qu'on installe un anti-Bélier au niveau des conduites d'adductions.

## -Chapitre 6

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION****6.1.Introduction:**

Comme déjà cité au paravent notre agglomération reconnaît actuellement un réseau de distribution très vétuste et qui nécessite une rénovation à part entière. C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement du nouveau réseau et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

**6.2.Définition et aspect descriptif:**

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier. Les réseaux de distribution sont constitués par:

**6.2.1.Les Conduites :** une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- ✓ Une longueur donnée L.
- ✓ Un diamètre D.
- ✓ Un coefficient de rugosité  $\epsilon$  traduisant la perte de charge
- ✓ Un sens d'écoulement.
- ✓ Un état : ouvert, fermé.

**6.2.2.Les nœuds:**

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- **Les nœuds à débit fixe :** Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.
  
- **Les nœuds à charge fixe :** ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

### **6.3.Topologie du réseau:**

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En terme de topologie, nous distinguons:

#### **6.3.1.Les réseaux ramifiés:**

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

#### **6.3.2.Les réseaux maillés:**

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'arrêt.

Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

#### **6.3.3.Réseau étagé:**

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on provoque de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

**NB :** Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau ramifié.

#### **6.4.Choix du type de matériau:**

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences:

- **Exigences techniques :**

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles .
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et mise en service.

- Exigences économiques :**

- le prix de la fourniture et du transport;
- la disponibilité sur le marché local.

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile),acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, EMD et PEBD).

**Les tuyaux en polyéthylène (PE):**

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs et donnent ainsi naissance à des mélanges solides : résines de base appelées polymères. (Figure)

On distingue deux familles :

- Polyéthylène basse densité (PEBD) :  $0,915\text{g/cm}^3 < d < 0,930\text{g/cm}^3$ ;
- Polyéthylène haute densité (PEHD) :  $0,945\text{g/cm}^3 < d < 0,960\text{g/cm}^3$ .

Les points de fusion pour les deux se situent respectivement à  $115^\circ\text{C}$  et  $130^\circ$

**•Les avantages des tuyaux en polyéthylène :**

- le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases,...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées;
- l'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles;
- l'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduit considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux;
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres;
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; Les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels;
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité;
- Ils sont peu onéreux:
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.);
- Durée de vie théorique de 50 ans;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion;
- La longueur courante de ce type de conduites est : des tubes de 6 et 12 mètres pour les diamètres de 110 à 400 mm et des rouleaux de 50,100 et 200 mètres Du diamètre 20 à 90 mm.

**•Les inconvénients des tuyaux en polyéthylène :**

Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominales maximale 30 bars).

- L'acier:
  - Sa grande sensibilité à la corrosion;
  - Une durée de vie moyennement de 20ans.
- La fonte:
  - Faible résistance aux surcharges et aux mouvements des sous sol qui provoquent le déboîtement des tuyaux.

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

## **6.5. Conception du réseau :**

### **6.5.1.Principe du tracé du réseau:**

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- i. L'emplacement des quartiers
- ii. L'emplacement des consommateurs
- iii. Le relief
- iv. Le souci d'assurer un service souple et précis.

### **6.5.2.choix de la variante :**

pour satisfaire aux exigences de confort et bien des localités :Tifrit ,Tiharkatine et cité Bouktit , un approvisionnement en eau est indispensable .Ainsi le réseau projeté sera de type ramifié alimenté par le réservoir existant a Tifrit 500m<sup>3</sup> jumelé avec un réservoir projeté de 1500m<sup>3</sup> dominants des localités .Le réseau en question est constitué de trois sous réseaux séparés ,qui alimente en indépendamment chaque localité .un réseau pour Tifrit haut et bas et autre pour Cité Bouktit et dernier pour Tiharkatine .

Le nouveau Réseau projeté sera en PEHD PN 25 vu les avantages qu'il présente notamment sa facilité de pose et sa durée de vie .Ainsi le réseau sera équipé de tous les accessoires nécessaires à son bon fonctionnement, ce réseau est plus souple car chaque réseau va transmettre une charge qui convienne pour seule localité et ce qui concerne l'inexistence de réservoir 1500m<sup>3</sup>actuellement.

## 6.6. Calcul hydraulique du réseau:

**6.6.1 .Détermination des débits de pointes des trois localités :** sont données dans les tableaux ci dessous :

Tableau 6.1 :Récapitulatif des différents besoins en eau

Localité	Horizon	Population	Besoins domestique		Besoins Equipement		Total	
			(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit haut et bas	2048	8814	1586,25	18,36	634,5	7,34	2220,75	25,7
Tiharkatine		2954	531,72	6,15	212,69	2,46	774,41	8,61
Cité Bouktit		2571	462,78	5,36	185,11	2,14	647,89	7,5

Tableau 6.2 : Majoration de la consommation moyenne journalière

Localité	Horizon	Débit Moyen Journalier		Débit de Fuite		Débit Moyen Journalier Majoré	
		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit	2048	2220,75	25,7	444,15	5,14	2664,9	30,84
Tiharkatine		774,41	8,61	154,41	1,72	928,82	10,33
Cité Bouktit		647,89	7,5	129,58	1,5	777,47	9

Tableau 6.3 : Calcul de la consommation minimale et maximale journalière

Localité	Horizon	Débit Moyen Journalier Majoré Q <sub>minj</sub>		Q <sub>minj</sub>		Q <sub>maxj</sub>	
		(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Tifrit bas et haut	2048	2664,9	30,84	2398,41	27,76	3464,37	40,1
Tiharkatine		928,82	10,33	835,94	9,3	1207,47	13,43
Cité Bouktit		777,47	9	699,72	8,1	1010,71	11,7

Tableau 6.4: Détermination du débit horaire maximum

	Tifrit haut et bas		Tiharkatine		Cité Bouktit	
	Kp=1,8		KP=2		KP=2	
HEURES	Kp %	Qp m <sup>3</sup> /h	Kp %	Qp m <sup>3</sup> /h	Kp %	Qp m <sup>3</sup> /h
00-01	0,9	31,18	0,75	9,06	0,75	7,58
01-02	0,9	31,18	0,75	9,06	0,75	7,58
02-03	0,9	31,18	1	12,07	1	10,11
03-04	1	34,64	1	12,07	1	10,11
04-05	1,35	46,77	3	36,22	3	30,32
05-06	3,85	133,38	5,5	66,41	5,5	55,59
06-07	5,2	180,15	5,5	66,41	5,5	55,59
07-08	6,2	214,79	5,5	66,41	5,5	55,59
08-09	5,5	190,54	3,5	42,26	3,5	35,37
09-10	5,85	202,67	3,5	42,26	3,5	35,37
10-11	5	173,22	6	72,45	6	60,64
11-12	6,5	225,18	8,5	102,63	8,5	85,91
12-13	7,5	259,83	8,5	102,63	8,5	85,91
13-14	6,7	232,11	6	72,45	6	60,64
14-15	5,35	185,34	5,5	66,41	5,5	55,59
15-16	4,65	161,09	3,5	42,26	3,5	35,37
16-17	4,5	155,90	3,5	42,26	3,5	35,37
17-18	5,5	190,54	6	72,45	6	60,64
18-19	6,3	218,26	6	72,45	6	60,64
19-20	5,35	185,34	6	72,45	6	60,64
20-21	5	173,22	6	72,45	6	60,64
21-22	3	103,93	3	36,22	3	30,32
22-23	2	69,29	2	24,15	2	20,21
23-00	1	34,64	1	12,07	1	10,11
TOTAL	100	3464,37	100	1207,47	100	1010,71

Les différents débits trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5: Récapitulatif des différents débits

Zone d'étude	Population à l'horizon 2048	Q <sub>moy j</sub> (l/s)	Q <sub>max j</sub> (l/s)	Q <sub>max h</sub> (m <sup>3</sup> /h)	Q <sub>max h</sub> (l/s)
Tifrit bas et haut	8814	30,84	40,1	259,83	72,18
Tiharkatine	2954	10,33	13,43	102,63	28,51
Cité Bouktit	2571	9	11,7	85,91	23,86

### 6.6.2.Détermination des débits du réseau:

#### 6.6.2.1.Débit en route:

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}} \dots \dots \dots \text{en [l/s]}$$

Avec :

$\sum Q_r$  : débit route global.

$Q_{\text{cons}}$  : débit de consommation.

$\sum Q_{\text{conc}}$  : Somme des débits concentrés.

#### 6.6.2.2.Débit spécifique:

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service enroute.

$$Q_{\text{spi}} = \sum Q_r / \sum L_i \dots \dots \dots \text{en [l/s /m]}$$

Avec :

$Q_{\text{spi}}$  = débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$  = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau 5.6 ci-après :

Tableau 6.6 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heures de Pointe des localités	Qcons		Qconc	Qr	□Li (m)	Qsp i (l/s/m)
	m <sup>3</sup> /h	(l/s)				
Tifrit bet haut	259,83	72,18	0	72,18	7197,68	0,0100
Tiharkatine	102,63	28,51		28,51	3032,97	0,0094
Cité Bouktit	85,91	23,86		23,86	3711,9	0,0064

### 6.6.2.3. Les débits aux nœuds (nodaux):

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc} \dots \dots en [l/s]$$

avec :

$Q_{n,i}$ : débit au nœud i (l/s)

$\sum Q_{ri-k}$  : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

$\sum Q_{conc}$  : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

#### a .cas de pointe Tifrit bas et haut:

Tableau 6.7: Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)Tifrit bas et haut :

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
1	1 2	500,05	0,01	5	2,5
2	2 1	500,5	0,01	5	3,03
	2 3	95,62	0,01	0,96	
	2 4	10,36	0,01	0,1	
3	3 2	95,62	0,01	0,96	0,48
4	4 2	10,36	0,01	0,1	5,85
	4 5	815,17	0,01	8,15	
	4 6	345,29	0,01	3,45	
5	5 4	815,17	0,01	8,15	4,08
6	6 4	345,29	0,01	3,45	12,51
	6 7	532,76	0,01	5,33	
	6 8	1551,37	0,01	15,51	
	6 9	72,45	0,01	0,72	
7	7 6	532,76	0,01	5,33	2,33
8	8 6	1551,37	0,01	15,51	7,76
9	9 6	72,45	0,01	0,72	2,38
	9 10	325,05	0,01	3,25	
	9 11	79,02	0,01	0,79	
10	10 9	325,05	0,01	3,25	1,63
	11 9	72,02	0,01	0,72	
11	11 12	180,55	0,01	1,81	14,72
	11 13	2690,99	0,01	26,91	
12	12 11	180,55	0,01	1,81	0,91
13	13 11	2690,99	0,01	26,91	13,46

**b.cas de pointe Tiharkatine:**

Tableau 6.8: Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)Tiharkatine :

Nœuds	Tronçonn	Longueur (m)	Qspec (l/s/m)	Qrout (l/s)	Qnoeud (l/s)
1	1 2	347,64	0,0094	3,27	1,64
2	2 1	347,64	0,0094	3,27	14,2 4
	2 3	2201,0	0,0094	20,6	
	2 4	480,94	0,0094	4,52	
3	3 2	2201,01	0,0094	20,6 9	10,3
4	4 2	480,94	0,0094	4,52	2,26

c.cas de pointe Cité Bouktit

Tableau 6.9: Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) cité Bouktit :

Nœuds	Tronçon	Longueur r (m)	Qspe(l/s/m)	Qrou (l/s)	Qnoeud (l/s)
1	1 2	1338,3 1	0,0064	8,57	2,29
2	2 1	1338,3 1	0,0064	8,57	9,19
	2 3	997,91	0,0064	6,38	
	2 4	535,28	0,0064	3,42	
3	3 2	997,91	0,0064	6,38	3,4
4	4 2	535,28	0,0064	3,42	3,34
	4 5	251,75	0,0064	1,61	
	4 6	256,67	0,0064	1,64	
5	5 4	251,75	0,0064	1,61	0,81
6	6 7	189,94	0,0064	1,22	1,89
	6 8	142,04	0,0064	0,91	
	6 4	256,67	0,0064	1,64	
7	7 6	189,94	0,0064	1,22	0,61
8	8 6	142,04	0,0064	0,91	0,46

**6.6.2.4. Débit par Tronçon :**

Après avoir déterminé les débits en route pour chaque tronçon, nous allons déduire leurs débits aval. Le sens de l'écoulement de l'eau étant connu, nous procédons à la répartition des débits selon les différents tronçons (débit tronçon) de la manière suivante :

$$Q_{tr} = P + 0,55Q_r \quad \text{en [l/s]}$$

avec :

$Q_{tr}$  : Débit tronçon (l/s)

P : Débit aval (l/s)

$Q_r$  : Débit route (l/s)

**6.7. Dimensionnement de la canalisation:** pour effectuer les calculs nous avons

**6.7.1. Calcul de vitesse :** nous avons les deux formules :

$$Q = V \times S$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

d'ou

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

avec

S : section de la conduite  $m^2$

Q : Débit transitant dans la conduite  $m^3/s$

D : Diamètre de la conduite

**6.7.2. calcul de perte de charges linéaires et singulière :**

**6.7.2.1. calcul de perte de charges linéaires :** on utilise la formule suivante :

$$K = \frac{fL}{C_{hw}^{1852} D^{4871}}$$

et

$$\Delta H = K Q^{1852}$$

d'ou :

$Q_i$  :débit véhiculé par la conduite

$D$  :diametre de la conduite

$L$  :longueur de la conduite

$C_{hw}$  :coefficient de HAZEN –WILLIAMS qui dépend de la nature de la conduite( $C_{hw} =150$ ).

$\beta$  : constante qui dépend du débit  $Q_i$ , diametre  $D$ , longueur  $L$  et la perte de charge .

**6.7.2.2.calcul de perte de charges singulieres** :la perte de charge singulieres represente( 15%) des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

$\Delta H_s$  :pertes de charges singulieres

$\Delta H_l$  : pertes de charges linéaires

**6.7.2.3.calcul de perte de charges totales :**

les pertes de charges totales représentent la somme des pertes de charges singulieres et les pertes de charges linéaires

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s$$

avec :

$\Delta H_t$  :pertes de charges singulieres

$\Delta H_l$  : pertes de charges linéaires

d' ou :

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

**6.8. Vérification de la vitesse dans le réseau :**

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

Ainsi le diametre de chaque tronçon en fonction du débit est déterminé par la table de COOLBROOK, pour chaque diametre  $D$  avec le débit exigé , on vérifie la vitesse si elle acceptable

et que la perte de charge  $j$  donne au sol une pression suffisante .

si la pression au sol est insuffisante, il faut recommencer les calculs et prendre un diametre plus grand pour diminuer les perte de charges.

### 6.9.Vérification de la pression au sol :

la pression doit etre assurée dans la fourchette de 10 à 40 metres colonne d eau c à d 1 à 4bars  
connaissant les cotes d extrémité des differents tronçons du réseau ainsi que les pertes de charges.  
nous pouvons déterminer les pressions au sol par la formule suivantes :

$$P_j = C_{pj} - CTN_j$$

Avec :

$P_j$  :Pression au sol au point considérée

$C_{pj}$  :cote piézométrique du point meme point (m)

$CTN_j$  :cote de terrain naturel du point considéré (m)

la cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij}$$

Avec :

$C_{pi}$  :cote piézométrique du point( i)

$H_{ij}$  :perte de charge du tronçon( ij) l ecoulement s effectue de( i )vers( j).

**6.10. cas d incendie :** Lors de la réalisation d un système d alimentation il est obligatoire de prévoir une source pour la défence contre l incendie , les besoins correspond a un débit minimum 60m<sup>3</sup>/h pendant deux heure le prelevement se fait a l aide une mono pompe à la défence .

Dans notre cas des poteaux d incendie sont branché a par n est pas relié au réseau de distribution normalisé de 100mm supstible a vihécule un débit demandé .

**6.11.Cas de pointe Tifrit bas et haut :**

Tableau 6.10 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons

Tronçon	L(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/m)	DEBITS(l/s)			D(mm)	V(m/s)	K	J <sub>i</sub> (m)	J <sub>T</sub> (m)
			Q <sub>r</sub> (l/s)	P(l/s)	Q <sub>tr</sub> (l/s)					
1-2	500,5	0,01	5,005	66,986	69,739	250	1,42	0,00	3,08	3,54
2-3	95,62	0,01	0,956	0	0,526	32	0,65	5,06	1,54	1,77
2-4	10,36	0,01	0,104	65,927	65,983	250	1,34	0,00	0,06	0,07
4-5	815,17	0,01	8,152	0	4,483	75	1,02	0,68	10,97	12,61
4-6	345,29	0,01	3,453	54,322	56,221	250	1,15	0,00	1,43	1,64
6-7	532,76	0,01	5,328	0	2,930	75	0,66	0,45	3,26	3,75
6-8	1551,37	0,01	15,514	0	8,533	110	0,90	0,20	10,64	12,24
6-9	72,45	0,01	0,725	32,756	33,155	200	1,06	0,00	0,33	0,38
9-10	325,05	0,01	3,251	0	1,788	50	0,91	1,96	5,74	6,60
9-11	79,02	0,01	0,790	28,716	29,151	200	0,93	0,00	0,29	0,33
11-12	180,55	0,01	1,806	0	0,993	40	0,79	3,22	3,18	3,66
11-13	2690,99	0,01	26,910	0	14,800	125	1,21	0,19	27,46	31,58

**6.12.Cas de pointe Tiharkatine :**

Tableau 6.11 :Tableau Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons :

Tronçon	L(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/m)	DEBITS(l/s)			D(mm)	V(m/s)	K	J <sub>i</sub> (m)	J <sub>T</sub> (m)
			Q <sub>r</sub> (l/s)	P(l/s)	Q <sub>tr</sub> (l/s)					
12	347,64	0,0094	3,268	25,210	27,008	200	0,86011557	0,00244534	1,09509507	1,25935933
23	2201,01	0,0094	20,689	0	11,379	125	0,92773272	0,15279165	13,8044808	15,8751529
24	480,94	0,0094	4,521	0	2,486	75	0,56310484	0,40197011	2,17175381	2,49751688

**6.13.Cas de pointe Cité Bouktit:**

Tableau 6.12 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons

Tronçon	L(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/m)	DEBITS(l/s)			D(mm)	V(m/s)	K	J <sub>i</sub> (m)	J <sub>T</sub> (m)
			Q <sub>r</sub> (l/s)	P(l/s)	Q <sub>tr</sub> (l/s)					
12	1338,31	0,0064	8,565	15,191	19,902	160	0,99033774	0,02791352	7,1017325	8,16699237
23	997,91	0,0064	6,387	0	3,513	75	0,79550306	0,83405413	8,54492934	9,82666874
24	535,28	0,0064	3,426	5,379	7,263	110	0,76462027	0,06926017	2,72422055	3,13285363
45	251,75	0,0064	1,611	0	0,886	40	0,7055414	4,49636479	3,59462861	4,1338229
46	256,67	0,0064	1,643	2,125	3,028	75	0,6857807	0,21452503	1,66962368	1,92006723
67	189,94	0,0064	1,216	0	0,669	32	0,83174363	10,0590546	4,77256458	5,48844927
68	142,04	0,0064	0,909	0	0,500	32	0,62199045	7,52231292	2,08359333	2,39613232

**Calcul des pressions de service du réseau (au sol):**

Tableau 6.13 : Calcul de la pressions au sol localité Tifrit bas et haut

Tronçon	CTN(m)		$\Delta H(m)$	CP (m)		PS (m)	vérifi de Ps	Réducteur de pression(m)	ps corrigé (m)
	Amont (m)	Aval(m)		Amont (m)	(aval)				
1-2	560,081	515,672	44,409	562,08	556,54	40,87	CV		
2-3	515,672	508,772	6,9	556,54	554,77	45,99	CV		
2-4	515,672	513,99	1,682	556,54	556,47	42,48	CV		
4-5	513,99	437,86	76,13	556,47	543,86	106,00	CNV	90	16,00
4-6	513,99	471,88	42,11	556,47	554,83	82,95	CNV	40	32,95
6-7	471,88	423,764	48,116	554,83	551,08	127,32	CNV	90	37,32
6-8	471,88	329,813	142,067	554,83	542,59	212,78	CNV	200	12,78
6-9	471,88	464,013	7,867	554,83	554,45	90,43	CNV	63	27,43
9-10	464,013	432,229	31,784	554,45	547,85	115,62	CNV	90	25,62
9-11	464,013	454,996	9,017	554,45	554,12	99,12	CNV	63	36,12
11-12	454,996	442,042	12,954	554,12	550,46	108,42	CNV	63	38,42
11-13	454,996	192,446	262,55	554,12	522,54	330,09	CNV	315	15,09

Tableau 6.14: Calcul de la pressions au sol localité Tiharkatine

Tronçon	J <sub>T</sub> (m)	CTN(m)		$\Delta H$ (m)	CP (m)		PS (m)	Réducteur de pression	PS corrigé(m)
		Amont (m)	Aval(m)		Amont (m)	(aval)			
12	13,8	560,195	516,143	44,052	562,20	546,40	30,25		
23	26,45	516,143	334,141	182,002	546,40	519,95	185,80	160	25,8
24	27,6	516,143	483,899	32,244	546,40	518,80	34,90		

Tableau 6.15 : Calcul de la pressions au sol localité Cité Bouktit

Tronçon	J <sub>T</sub> (m)	CTN(m)		$\Delta H$ (m)	CP (m)		PS (m)	Réducteur de pression	Pscorrig� (m)
		Amont (m)	Aval(m)		Amont (m)	(aval)			
12	13,8	560,079	447,916	112,163	562,08	546,28	98,36	63	35,36
23	26,45	447,916	364,117	83,799	546,28	519,83	155,71	125	30,71
24	27,6	447,916	377,411	70,505	546,28	518,68	141,27	125	30,27
45	51,75	377,411	360,038	17,373	556,47	504,72	144,68	160	32,3
46	52,9	377,411	350,24	27,171	556,47	503,57	153,33	125	28,33
67	77,05	350,24	354,946	4,706	554,83	477,78	122,83	160	34,4
68	78,2	350,24	334,161	16,079	554,83	476,63	142,47	110	32,47







**Remarque :**

Nous remarquons que les pressions de service sont élevées dépassent ainsi les 40 m soit 4bar nous devons procéder à l'emplacement des réducteurs de pressions au niveau des conduites ayant ces pressions élevées, qui permettent d'abaisser les pressions jusqu'à 4 bars en provoquant une forte perte de charge singulières.

**6.14 . Modélisation Hydraulique :**

Une modélisation hydraulique complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace, calculer des paramètres hydrauliques et les pressions sont établies par un logiciel (EPANET) .

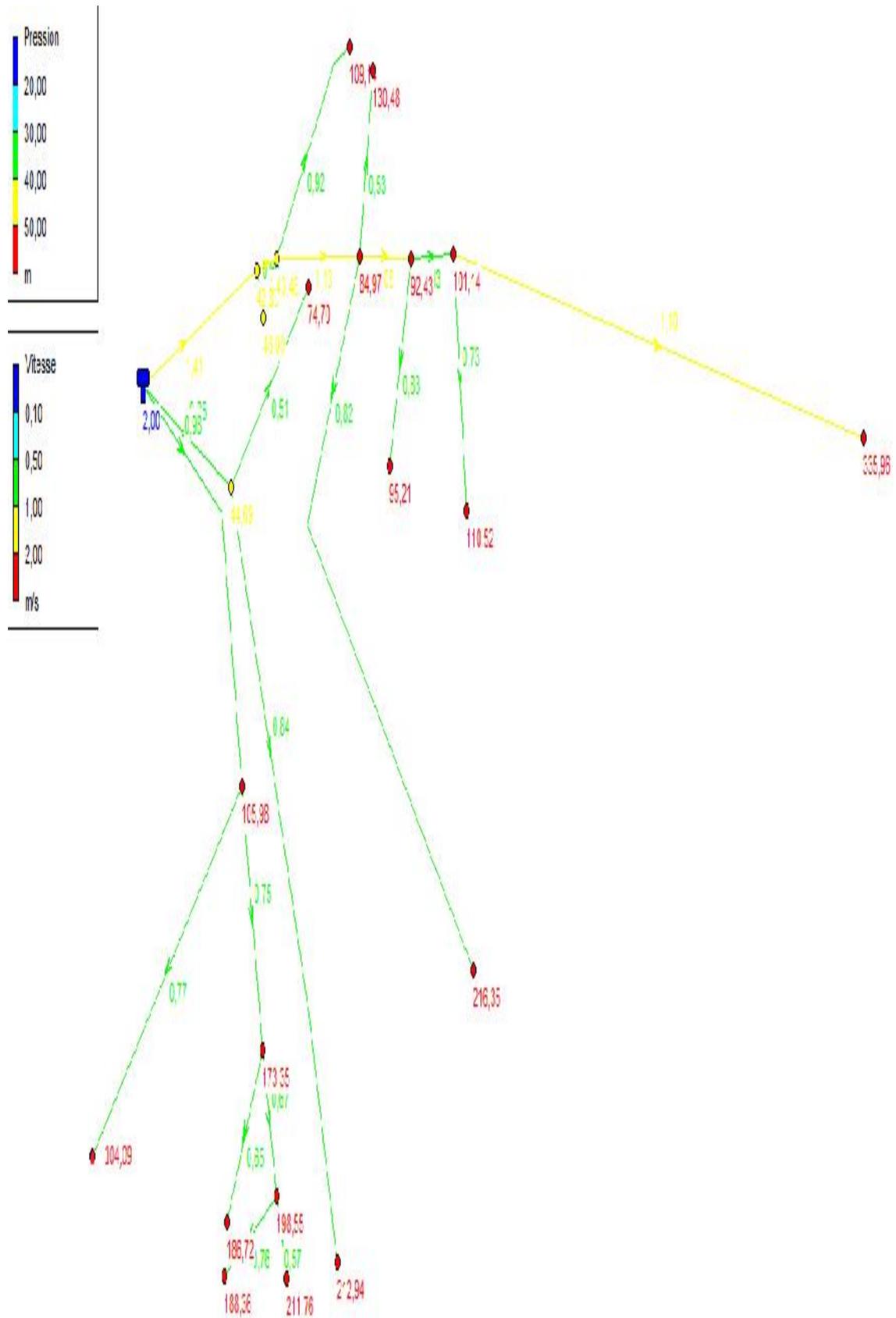
EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules suivantes : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux téés, 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 modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces 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.

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques pour les deux cas sont représentées dans les figures 6.2 ci-après:

Figure 6.2. Vitesse et Pression en cas de pointe



**6.12 Interprétation des résultats:****Cas de pointe:**

- **Les vitesses** : Des vitesses acceptables ont été recensées pour Tous les tronçons.
- **Les pressions** : Des pressions au sol qui ne dépassent pas les 40 m sur nœuds de notre réseau sont acceptables pour cela des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites ne seront pas nécessaires de même pour les réducteurs de pressions automatiques seront inutile.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons dimensionné un nouveau Réseau d'eau potable .  
Après simulation, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les pluparts des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s. ces pressions suffisantes vont permettre de pallier aux problèmes actuels que rencontre notre réseau de distribution, car beaucoup des abonnés se plaignent d'un manque d'eau .



**ACCESSOIRES DU RESEAU DE DISTRIBUTION****7.1.Introduction:**

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

**7.2.Rôle desaccessoires:**

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulementd'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer lesdébits.

**7.3.Organes accessoires utilisés dans le réseau:**

Les accessoires qui seront mis en place sont :

**7.3.1.Robinets vannes:**

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilementaccessible).
- électriquement pour des robinets de grandedimension,
- commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés:

### 7.3.1.1. Vanne à coin (à opercule):

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm



Figure 7.1: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

**NB :** Ils sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle  $(n-1)$  où  $n$  est le nombre de conduites aboutissant au nœud),

### 7.3.1.2. Vannes papillons:

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge



Figure 7.2: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

**NB :** Pour notre réseau, on place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

### 7.3.1. 3. Clapets anti retour:

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère.....etc.

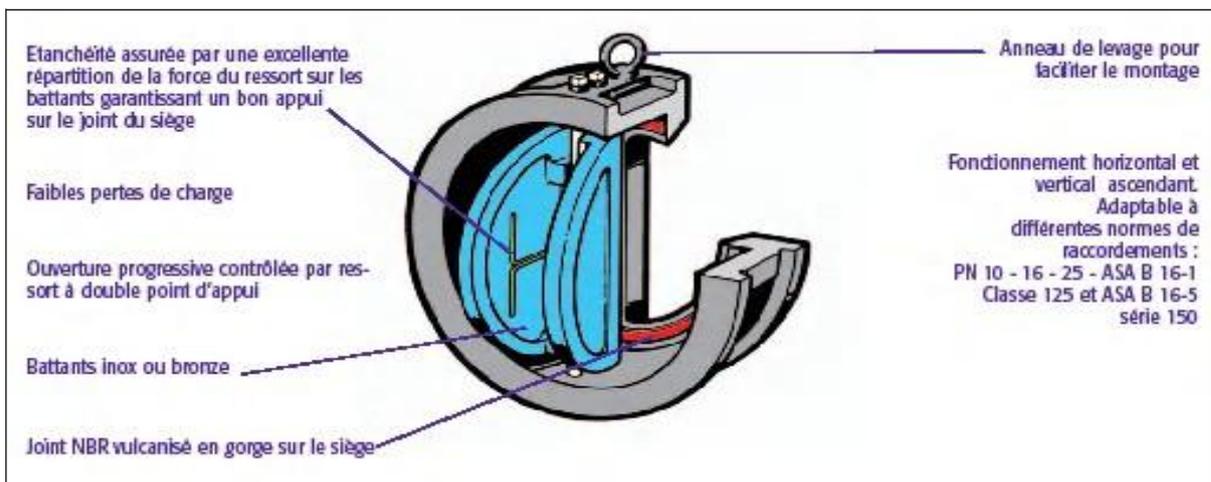


Figure 7.3: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)

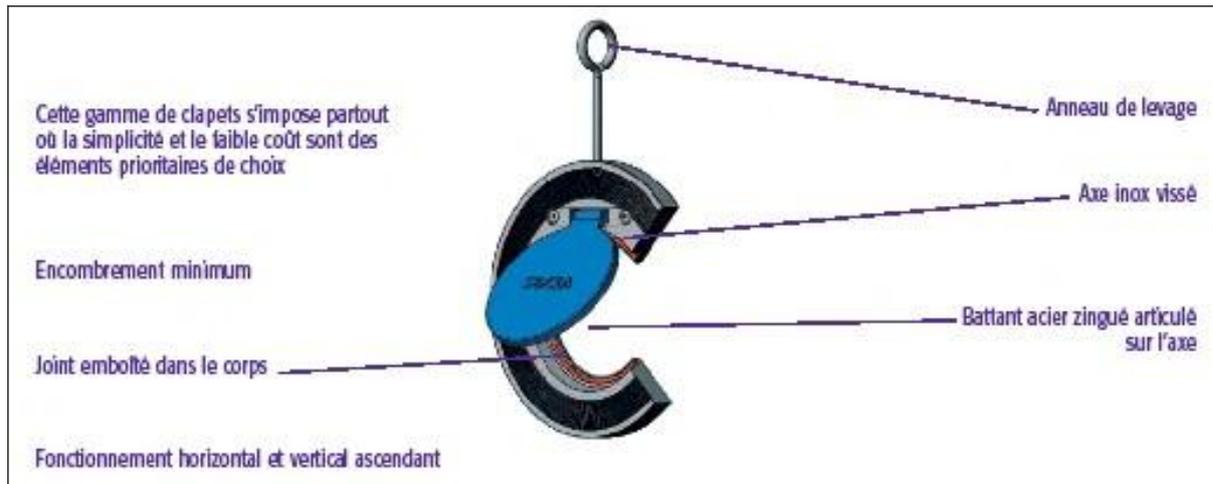


Figure 7.4: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)

**NB :** Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour là où sont installés les compteurs a un seul sens obligeant ainsi l'écoulement dans le sens indiqué par le compteur.

#### 7.3.1.4. Vannes de décharge:

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

#### 7.3.1.5. Robinets de branchement:

On distingue :

- les robinets d'arrêt qui sont placés à l'aval des points deraccordementdes branchements. Leur rôle est d'isoler le particulier duréseau
- Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de dégazage

### 7.3.2. Ventouses:

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

**NB :** Pour le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise ils ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

### 7.3.3. Poteaux d'incendie:

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.

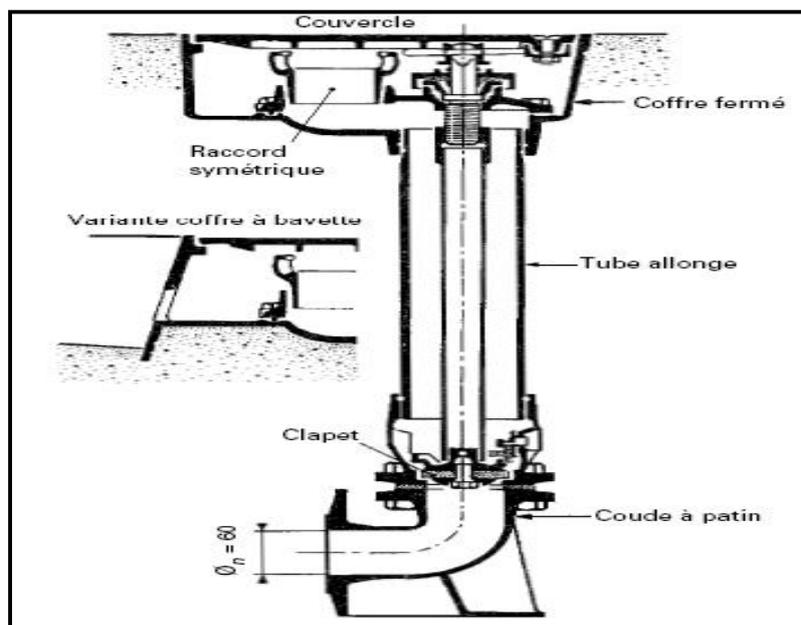


Figure 7.5: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).

**NB :** Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque 200m, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le côté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchement

### 7.3.4. Les raccords :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccords :

#### 7.3.4.1. Soudure bout à bout

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température  $T = 230^{\circ}\text{C}$  de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm .



Figure 7.6 : Bout à bout « bouteille »

#### 7.3.4.2. Les raccords électro-soudables :

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée

pièces à assembler. Un mélange intime ente le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage

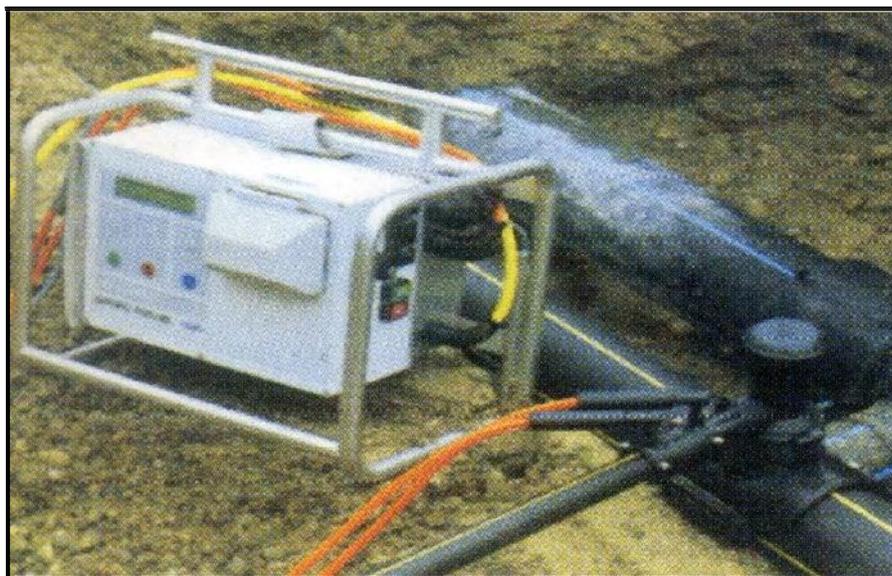


Figure 7.7 : Raccordement par accessoires électro-soudables

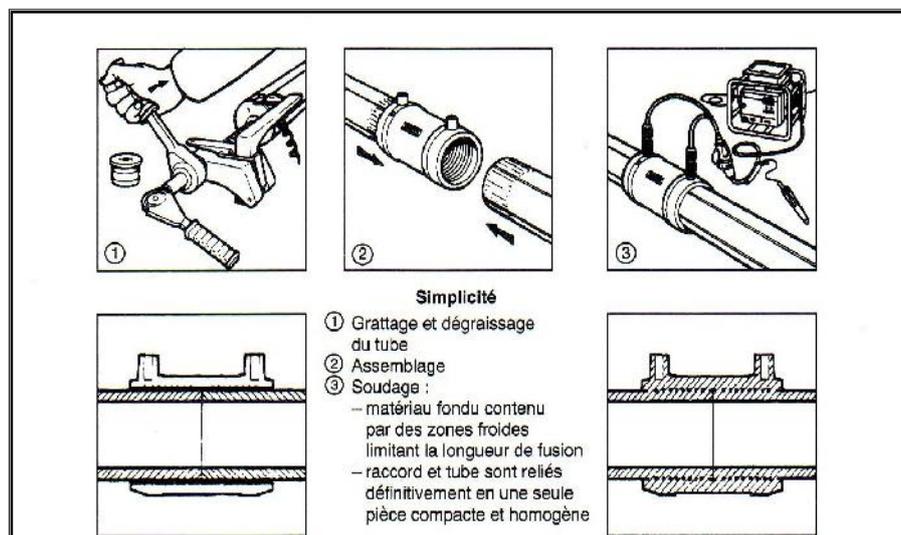


Figure 7.8 : Assemblages par électro soudage

### 7.3.4.3. Les raccords mécaniques:

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et chaufreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord.

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou sonsoutirage.
- Le changement de diamètre de laconduite.
- Le changement de direction de laconduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de:

#### a. Les coudes:

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de : 1/4 (90°), 1/8(45°), 1/16 (22°30'), 1/32(11°15').



Figure 7.9 : Les coudes

**b. Les tés:**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.



Figure 7.10 : Les tés

**c. Les croix de jonction:**

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

**d. les manchons:**

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

**7.3.5. Organes de mesure:****7.3.5.1. Mesure de débit:**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

**NB :** On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

### 7.3.5.2. Mesure de pression:

Les appareils les plus utilisés sont :

- **Manomètres à aiguilles :** Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure 6.11).
- **Manomètres à soufflet :** Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.



Figure 6.11: Manomètre (d'après document BAMO)

**NB :** Dans notre cas on prévoit un manomètre au point de piquage et au niveau des conduites quelque soit leur diamètre.

### 7.3.6 By-pass :

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

**NB :** Dans notre cas, un by-pass est placé au niveau du point de piquage pour remplir les deux premiers rôles

### **Conclusion**

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.



-Chapitre 8-

**POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

**8.1.Introduction**

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite; également, il faut tenir compte des suggestions suivantes :

- Maintien de la circulation des piétons et des véhicules au cours des travaux.
- Eviter toute gêne réciproque ultérieure avec les conduites des autres réseaux lors de travaux de réparation, d'entretien ou de branchement d'immeuble.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

**8.2. Pose de canalisation****8.2.1 Différents types de pose de conduites :**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;

**8.2.1.1.Pose en terre :**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

**8.2.1.2.Pose en mauvais terrains :**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

**8.2.1.3.Pose en galerie :**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

**8.2.1.4.Pose en pente :**

Au delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

**8.2.1.5.Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées :**

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

**8.2.1.6.Pose à proximité d'une conduite d'assainissement:**

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

### 8.1.2.7. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisie en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage.

#### Remarque :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

### 8.2.2. Les butées

L'utilisation de massifs de butées en béton est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression.

Différents types de massifs en béton peuvent être conçu selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique.

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids) ;
- Appui sur le terrain en place (massif buté) en béton .

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S$$

**F** : la poussée exprimée en daN ;

**P** : la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;

**S** : la surface externe du tuyau exprimé en cm<sup>2</sup> ;

**K** : le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle (x) entre les

deux conduites .

Tableau 8.1 : les valeurs de K

Sur les coudes à 90° (1/4)	K=1,414
Sur les coudes à 45° (1/8)	K=0,766
Sur les coudes à 22°30 (1/16)	K=0,390
Sur les coudes à 11°15 (1/23)	K=0,196

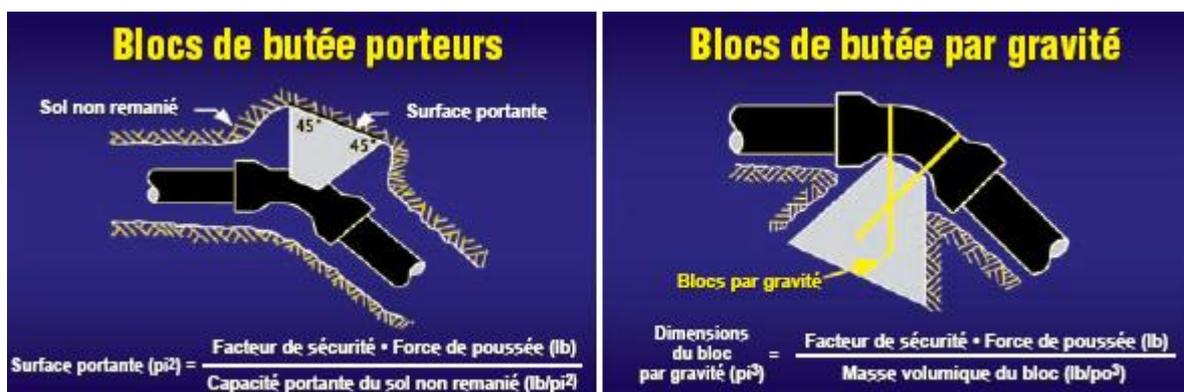


Figure 8.1.: Les butées (Guide DIP)

### 8.3. Différentes étapes de mise en place des canalisations :

#### 8.3.1. Réalisation des fouilles :

##### 8.3.1.1. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{m})$$

$$\text{Si } DN > 400 : \quad B = D + (2 \times 0,50) \quad (\text{m})$$

-B : largeur de la tranchée (m).

-D : diamètre de la conduite (m).

##### 8.3.1.2. La profondeur de la tranchée :

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m selon que les régions sont ou non exposées à des

##### 8.3.1.3. Lit de pose :

Recouvert d'un lit de pose de 0,2 m à 1,15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

#### **8.3.1.4.Fond de fouille**

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

#### **8.3.2.Préparation de la canalisation :**

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

#### **8.3.3Epreuve des joints et des canalisations principales :**

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite. Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

#### **8.3.4.Essai général du réseau :**

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

#### **8.3.5.Remblaiement de la tranchée :**

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phase principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

**8.3.5.1.L'enrobage :**

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

**8.3.5.2.Le remblai supérieur :**

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en oeuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine :

- Dans le premier cas (zone rurale) ; le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

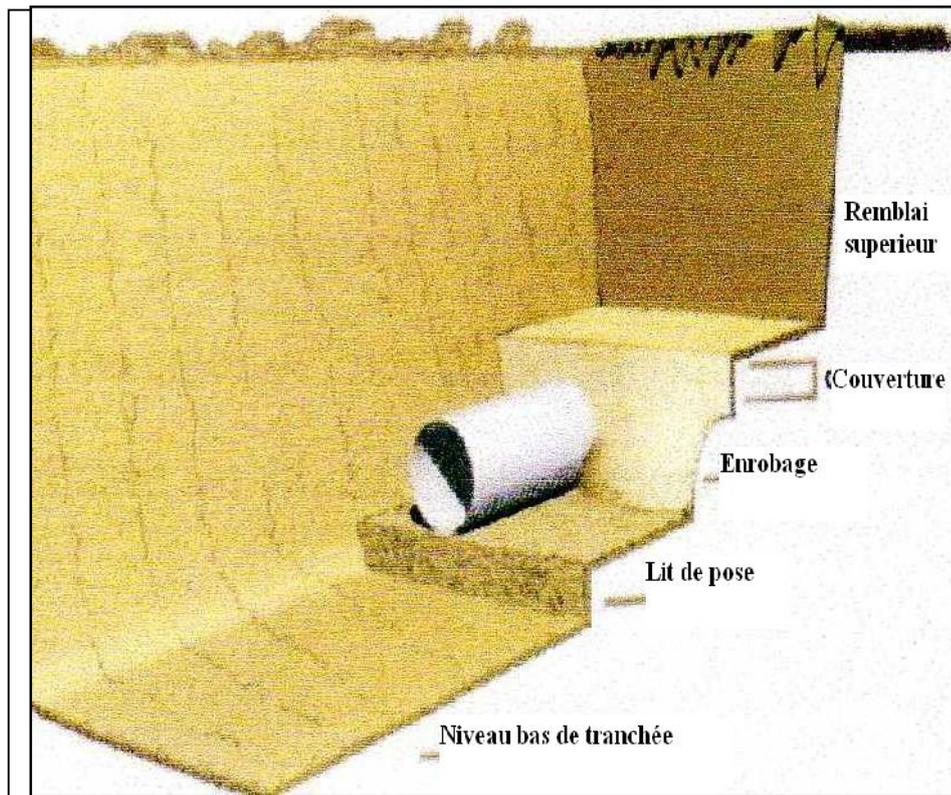


Figure 8.2 : Remblayage de fouille (Guide DIRPA)

#### 8.3.5.3. Nivellement et compactage:

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

**NB :** nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

#### 8.3.5.4. Désinfection du réseau:

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium ( $\text{KMnO}_4$ ) ;
- Hypochlorite de calcium ( $\text{ClO}_2\text{Ca}$ ) ;
- L'hypochlorite de sodium ( $\text{ClONa}$  ou eau de javel).

Avec un temps de contact qui dépend du produit utilisé et de sa dose introduite ; en fin on procède au rinçage à l'eau claire.

**Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder. Mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, Pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.



## Conclusion générale

Au terme de l'étude qualitative et quantitative, nous avons relevé des anomalies qui expliquent la défaillance du système actuel d'alimentation en eau potable de ces trois localités. La réalisation est faite en période coloniale d'une manière anarchique sans aucune étude préalable ainsi la source est insuffisante car la conduite d'adduction ne pourra pas véhiculer le débit des horizons futurs.

Pour répondre aux exigences de la population, nous avons proposé utile de réaliser un nouveau réseau en prenant compte de des infrastructures nouvellement construites et le nouveau ouvrage de stockage afin de satisfaire la population en eau, le Réseau projeté est caractérisé par :

- Le Réservoir existant d'une capacité 300m<sup>3</sup> avec une nouvelle pompe immergée.
- Conduite d'adduction de diamètre 315mm PN 25.
- Un Réservoir de capacité 500m<sup>3</sup> existant et autre projeté 1500m<sup>3</sup>
- Un Réseau de distribution de type ramifié avec des conduites ayant de 32mm à 250mm sur tout le réseau projeté.
- La conduite de jonction entre deux réservoirs de diamètre 400mm PEHD PN16.
- La conduite de Vidange de diamètre 200 ,400 ,500 mm PEHD PN16.
- Les pressions sont importantes jusqu'à un 300m de ce fait, nous installons des Réducteurs de Pressions pour réduire la pression élevée.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### **1-SALAH Boualem (E.N.S.H 1994) :**

Cours d'alimentation en eau potable

### **2-Bonnin J (1986) :**

Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importances.  
Edition Eyrolles,Paris.

### **3-Amrouche S, Mokhtari O (2006) :**

Calcul d'un réseau d'AEP pour trois villages de la commune de Tirmitine (WTO) à partir de mémoire d'ingénieur d'état en agronomie,UMMTO.

### **4-Dupont A. (1979) :**

Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2, édition Eyrolles,Paris.

### **5-IHDEN Idriss et BELMEHDI Salah :**

<<Alimentation en eau potable de RODHA Commune Tazmalt >>Université de Béjaia  
1996/1997

### **6-CHAIR Nacer et KITOUNE Hassen :**

<<Diagnostic et Réhabilitation du Réseau de Distribution D'Akbou, université de Béjaia  
2006.

### **7-TUBEX :**

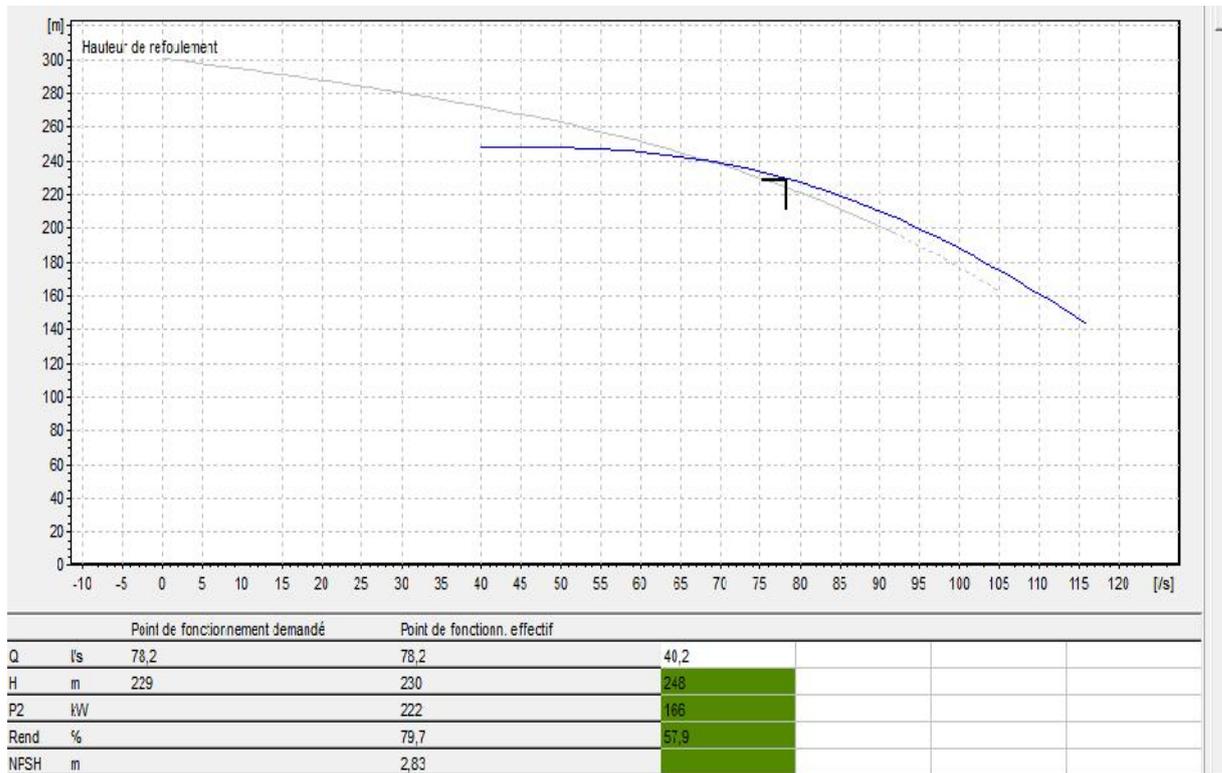
Catalogue technique des tubes polyéthylène(PE),Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

### **8-MEBARKI Hassina et ZIOUANI Karima :**

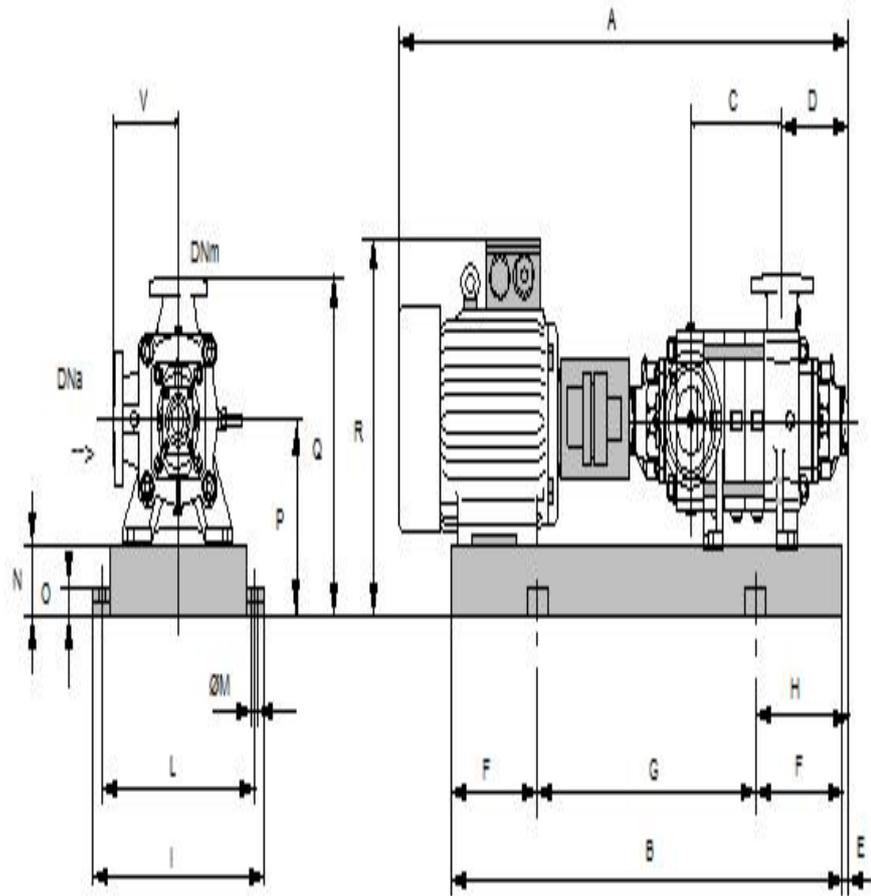
<<Etude de l'adduction de la chaîne de refoulement de Béni Melikeche >>, université de Béjaia 2007.



## 5.1. Courbes Caractéristiques de la pompe :







### Dimensions

A = 3459	E = 236	M = 20	V = 370
B = 2867	F = 400	N = 180	
C = 1110	G = 2067	O = 42	
D = 351	H = 636	P = 535	
DNa = 200	I = 870	Q = 905	
DNm = 150	L = 820	R = 1080	





Annexe 5.1 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge.

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	30	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

