



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**CHOUHI Mohamed**

**CHANTOUT Hocine**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

### INTITULE :

## **ALIMENTAION EN EAU POTABLE LE CHEF LIEU DE BENI MAUCHE**

Soutenu le **29 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. ALLOUACHE .A**
- Promoteur (s) : **Mr. BRAKNI . A**  
**Mr OULBSIR .R**
- Examineur (s) : **Mr. SAOU .H**

# Remerciement

*Avant tout, nous désirons a exprimer toutes nos gratitudes et remerciements a nos promoteurs M<sup>r</sup> BRAKNI pour ces orientations, son soutien et sa compréhension, de même nous tenons à remercions :*

- *L'ensemble du personnel de bureau d'étude BELMAHDI et particulièrement M<sup>r</sup> OULBSIR pour leur soutien et disponibilité.*
- *L'ensemble du personnel de la subdivision d'hydraulique de BENI MAOUCHE*
- *L'ensemble des membres du jury pour l'honneur qu'ils nous on accordé en acceptant de juger notre travail.*
- *Tous nos enseignants de département d'hydraulique.*
- *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loi à la réalisation de ce modeste travail.*

# ∞ Dédicace ∞

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :*

✚ *A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*

✚ *A mon frère et mes sœurs*

✚ *A mes neveux et nièces : Adel, Manal, Bilel, Asma, Kaci, Juba, Aissa, Ahlam, Lilie, Bahia, Dania*

✚ *A toute ma famille.*

✚ *Tous mes amis sans exception.*

✚ *A mon binôme Mohamed et sa famille.*

✚ *A tous les étudiants et les enseignants de département hydraulique.*

*Hocine.*

# ∞ Dédicace ∞

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :*

- + A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*
- + Mes frères et particulièrement (Rabeh , Sid Ali et Walid).*
- + mes sœurs et leurs enfants.*
- + A toute ma grande famille.*
- + A mon binôme Hocine.*
- + Tous mes amis sans exception.*
- + A tous les élèves Master de ma promotion.*

*Mohamed.*

**Sommaire**

Introduction général.....	01
Chapitre I : présentation du site	
I-1.Situation Géographique.....	02
I-2.Situation topographique.....	03
I-3.Aperçue climatique.....	03
I-4 Situation hydraulique actuelle .....	03
I-5. Infrastructures existantes.....	03
I-6.Conclusion.....	04
Chapitre II : estimation des besoins en eau	
II-1 Introduction.....	05
II-2 Evaluation de la population.....	05
II-3. Catégories des besoins .....	06
II-4. Estimation des besoins futurs .....	06
II-4.1. Choix de la norme unitaire de la consommation.....	06
II-4.2. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	06
II-5. Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de Consommation.....	07
II-5.1. Besoins domestiques.....	07
II-5.2. besoins scolaires .....	07
II-5.3. Besoins du bétail.....	07
II-5.4.besoins sanitaires.....	07
II-5.5.besoins socioculturels .....	08
II-5.6 Besoins commerciaux et industriels.....	08
II-5.7.Besoins administratifs.....	08
II-5.8.Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	09
II-6 Etude des variations des débits.....	09
II-7.Variation de la consommation journalière .....	10
II-7.1 Variation de consommation maximale journalière.....	10
II-7.2 Variation de consommation minimale journalière.....	10
II-8. Variation de la consommation horaire.....	10
II-8.1. Le débit maximum horaire .....	11
II-8.2. Le débit minimum horaire.....	11
II-9. Variation des débits horaires.....	12

II-10. Conclusion.....	14
<b>Chapitre III : Réservoir</b>	
III-1. Introduction.....	15
III-2. Généralités .....	15
III-3. Emplacement du réservoir .....	15
III-4. Classification et choix de type de réservoir.....	16
III-5. capacité pratique des réservoirs.....	16
III-6. Paramètre du dimensionnement .....	16
III-7. Equipement du réservoir.....	17
III-7.1. Conduite d'adduction.....	17
III-7.2. conduite de distribution .....	17
III-7.3. Trop-plein.....	18
III-7.4. Vidange.....	18
III-7.5. By-pass .....	18
III-8. Détermination de la capacité du réservoir .....	18
III-8.1. Méthode graphique.....	18
III-8.2. Méthode analytique .....	18
III-9. Le volume total du réservoir .....	19
III-10. Dimensionnement de la cuve des réservoirs.....	19
III-10.1. Hauteurs des réservoirs.....	19
III-10.2. Diamètres des réservoirs .....	19
III-10.3. Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie.....	19
III.11. Dimensionnement du réservoir maila (chef lieu) .....	19
III.12. Dimensionnement du réservoir tampon de sidi sadek.....	21
III.13. Dimensionnement des stations de reprise.....	22
III-14. Conclusion.....	22
<b>IV-Chapitre Réseau Adduction</b>	
IV-1. Introduction.....	23
IV-2. Type d'adduction .....	23
IV-2.1. Adduction gravitaire.....	23
IV-2.2. Adduction par refoulement .....	23
IV-2.3. Adduction mixte .....	23

## Sommaire

---

IV-3. Choix du tracé .....	23
IV-4. La ligne piézométrique .....	24
IV-5. L'air dans les tuyauteries.....	24
IV-6. Choix du type du matériau de la conduite.....	24
IV-7. Tracé et dimensionnement d'une adduction .....	25
IV-8. Choix du site de stockage .....	25
IV-9. Dimensionnement des conduites d'adduction .....	26
IV-9.1 Calcul du diamètre économique.....	26
IV-9.2 Les paramètres hydrauliques .....	26
IV-9.2.1 Calcul de la vitesse .....	26
IV-9.2.2 Calcul des pertes de charges .....	26
IV-10. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation .....	29
IV-11. Puissance absorbée par la pompe.....	29
IV-12. Energie annuelle consommées par la pompe .....	29
IV-13. Frais d'exploitation.....	29
IV-14. Frais d'amortissement.....	30
IV-15. L'annuité .....	30
IV-16. Calcul des diamètres économiques.....	30
IV-16.1. Pour les conduites de refoulement .....	30
IV-16.1.1 Conduite forage (oued bouselam) vers SRI (sidi sadek).....	30
IV-16.1.2 : Conduite SRI (sidi sadek) vers réservoir tampon (sidi sade).....	31
IV-16.1.3: Conduite SR2 (indles) vers SR3 (taghnit ighil).....	32
IV-16.1.4 : Conduite SR3 (taghnit ighil) vers SR4(Akour).....	33
IV-16.1.5: Conduite SR4(Akour) vers SR5 (eldjabia).....	34
IV-16.1.6 : Conduite SR5 (el djabia) vers SR6 (Tizi Tezمامت).....	35
IV-16.1.7 : Conduite SR6 (Tizi Tezمامت) vers Réservoir Miala.....	36
IV-16.2 Pour la conduite gravitaire réservoir (sidi sadek) vers SR2 (indless).....	37
IV-17. Récapitulatif des diamètres économiques.....	38
IV-18. Conclusion.....	38
<b>Chapitre V: Réseau de distribution</b>	
V-1. Introduction.....	40
V-2. L'Alimentation en Eau Potable (AEP) .....	40
V-3. Structure du réseau AEP.....	40

## Sommaire

---

V-4. Schématisation « topologie » du réseau AEP .....	41
V-4-1. Les réseaux ramifiés .....	41
V-4-2. Les réseaux maillés .....	41
V-5. Conception d'un réseau .....	41
V-6. Principe du tracé du réseau .....	41
V-7. Détermination des débits .....	42
V-7-1. Débit spécifique .....	42
V-7-2. Détermination du débit en route .....	42
V-7-3. Les débits nodaux .....	42
VI-8. Étude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie .....	47
VI-8-1. Etat du réseau après simulation .....	48
V-9. Détermination des diamètres avantageux dans le réseau .....	49
V-10. Calcul de réseau .....	52
V-11. Définition d'EPANET .....	52
V-12. Répartition définitive des débits et des pressions (Cas de pointe) .....	52
V-12-1. Cas de pointe .....	52
V-12-2. Cas de pointe plus incendie .....	57
V-13. Interprétation des Résultats .....	62
V-14. Equipement du réseau de distribution .....	62
V-14- 1- Type de canalisation .....	62
V-14- 2. Appareils et accessoires du réseau .....	62
V-14- 2-1. Robinets vannes .....	62
V-14- 2-2. Bouches ou poteau d'incendie .....	62
V-14- 2-3. Clapets .....	63
V-14- 2-4. Robinets de vidange .....	63
V-14- 2-5. Pièces spéciales de raccord .....	63
V -15. Gestion et maintenance des réseaux .....	63
V-16. Conclusion .....	63
Chapitre VI : pose des conduites	
VI-1. Introduction .....	64
VI-2. Exécution et aménagement de la tranchée .....	64
VI-3. Pose des conduites .....	64
VI-3.1- Largeur et profondeur de la tranche .....	65



## Sommaire

---

VI-3.2. Stabilisation des conduites .....	66
VI-4. Travaux spéciaux.....	67
VI-4.1. Traversée de route .....	66
VI-4.2. Pose en élévation .....	67
VI-4.3. Mise en eau et épreuve .....	67
VI-4.4. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service .....	67
VI-5. Conclusion.....	68
Conclusion général.....	69

## Liste des symboles

$P_0$  : Population de l'année de référence.

$P_n$  : Population à l'horizon considéré.

$t$  : taux d'accroissement annuel de la population.

$n$  : nombre d'année séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ]

$N_i$  : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab]

$q_i$  : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab.j]

$I$  : Nombre de catégorie.

$K_{maxj}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximale.

$K_{minj}$  : Coefficient d'irrégularité horaire minimale.

$Q_{max j}$  : consommation maximale journalière

$Q_{min j}$  : consommation minimale journalière

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

$\alpha_{max}$  : coefficient qui dépend de niveau de confort et des équipements de l'agglomération

$Q_{max h}$  : débit maximum horaire

$K_{max h}$  : coefficient d'irrégularité horaire maximal

$Q_{min h}$  : débit minimum horaire

$K_{min h}$  : coefficient d'irrégularité horaire minimale

$V_{max}$  : volume maximale de stockage ( $m^3$ )

$P\%$  : résidu maximal dans le réservoir en %

$V_{incendie}$  : Volume d'incendie de réservoir ( $m^3$ ).

$V_T$  : Volume total du réservoir ( $m^3$ ).

$D$  : diamètre du réservoir (m).

$V$  : volume du réservoir (capacité)  $m^3$ .

$H$  : hauteur du réservoir (m).

$H_{incendie}$  : la hauteur incendie (m).

$D$  : Diamètres

$V_{sr}$  : Volume de la station de reprise [ $m^3$ ]

$T'$  : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $T' = 0.25h$ )

SR : station de reprise

$V$  : vitesse d'écoulement m/s.

$H_L$  : Perte charge linéaire

$\lambda$  : Coefficient de perte charge linéaire.

$L$  : longueur totale de la conduite (m).

$R_e$  : nombre de Reynolds

$\rho$  : Masse volumique du fluide.

$n$  : viscosité dynamique du fluide.

$\nu$  : viscosité cinématique.

$J$  : pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.

$g$  : Accélération de la pesanteur en  $m^2/s$

$K/D$  : Rugosité relative

$H_s$  : pertes de charge singulières

$k$  : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

$K_0$  : rugosité absolue des tuyaux neufs.

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement.

$H_T$  : Les pertes de charges totales

$H_{mt}$  : hauteur manométrique totale

$H_g$  : hauteur géométrique

$\eta$  : Rendement de la pompe (%),

$T$  : nombre d'heures de pompage  $T = 20$  h

$P$  : puissance absorbée par la pompe (kw)

$e$  : Prix d'un kw h = 4.67 DA/kw h

$E$  : énergie annuelle consommée (KW.H)

$A$  : annuité (%)

$Pr$  : prix de reviens de la conduite

$P_u$  : prix unitaire de la conduite (DA/ ml)

$n$  : Nombre d'année d'amortissement des conduites

$i$  : Taux d'annuité ou d'actualisation, égale a 8%

$Q_{sp}$  : débit spécifique (l/s/ml).

$Q_{ri}$  : débit du tronçon numéro (i),(l/s)

$Q_{nd}$  : débit au nœud (l/s).

---

**Listes des figures**

Figure (I-1) : situation géographique de la commune de Beni Maouche.....	02
Figure (II-1) : Graphique de la consommation Totale.....	13
Figure (II-2) : Graphique de la consommation cumulée.....	13
Figure (III-1) : réservoir d'eau.....	17
Figure (IV-1) : Schéma d'adduction de chef lieu de la commune de Beni Maouche.....	39
Figure (V-2) : cas d'exploitation avec le poteau d'incendies placé au nœud 6.....	48
Figure (V-2) : cas d'exploitation après le changement des diamètres .....	49
Figure (VI-1) : Pose de la conduite en tranchée.....	65
Figure (VI-2) : Butée sur coude horizontal.....	66
Figure (VI-3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.....	66
Figure (VI-4) : Protection spéciale pour la traversée de route.....	67

## Liste des Tableaux

Tableau I-1: Infrastructures existantes.....	4
Tableau II-2 : estimation de la population future Beni Maouche.....	5
Tableau II-2 : détermination des besoins domestiques.....	7
Tableau II-3 : tableau récapitulatif des besoins scolaire.....	7
Tableau II-4 : tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	7
Tableau II-5 : tableau récapitulatif des besoins sanitaire.....	7
Tableau II-6 : tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	8
Tableau II-7 : tableau récapitulatif des besoins commerciaux et industriels.....	8
Tableau II-8 : récapitulatif des besoins administratifs.....	9
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	9
Tableau II-10: débits moyens, maximums et minimums journaliers .....	10
Tableau II-11 : Tableau donnant le coefficient $K_{\max h}$ en fonction du nombre d'habitant.....	11
Tableau II-12 : Tableau donnant le coefficient $K_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitants.....	11
Tableau II-13 : Variation des débits horaires .....	12
Tableau III-1 détermination la capacité du réservoir miala.....	20
Tableau III-2 : Détermination de la capacité de réservoir tampon Sidi Sadek.....	21
Tableau III.3 : Capacité du réservoir de la station des reprises SR.....	22
Tableau IV-1: calcule de la (Hmt) pour la conduite (forage- SR1).....	30
Tableau IV-2: calcule des Frai d'exploitation pour la conduite (forage- SR1).....	31
Tableau IV-3: calcule des Frais D'amortissement pour la conduite (forage- SR1).....	31
Tableau IV-4: calcule le Bilan général pour la conduite (forage- SR1).....	31
Tableau IV-5 : Calcule de la (Hmt) pour la conduite (SR1- RT).....	31
Tableau IV-6 : calcule des frais d'exploitation pour la conduite (SR1- RT).....	32
Tableau IV-7 : calcule des frais d'amortissement pour la conduite (SR1- RT).....	32
Tableau IV-8 : calcule le bilan général pour la conduite (SR1- RT).....	32
Tableau IV-9 : Calcule de la (Hmt) pour la conduite (SR2- SR3) .....	32
Tableau IV-10 : calcule des frais d'exploitation pour la conduite (SR2- SR3).....	33
Tableau IV-11 : calcule des frais d'amortissement pour la conduite (SR2- SR3).....	33
Tableau IV-12 : calcule le bilan général pour la conduite (SR2-SR3).....	33
Tableau IV-13 : Calcule de la (Hmt) pour la conduite (SR3- SR4).....	33
Tableau IV-14 : calcule des frais d'exploitation pour la conduite (SR3- SR4) .....	34
Tableau IV-15 : calcule des frais d'amortissement pour la conduite (SR3- SR4).....	34

## Liste des tableaux

---

Tableau IV-16 : calcule le bilan général pour la conduite (SR3-SR4).....	34
Tableau IV-17 : Calcule de la (Hmt) pour la conduite (SR4- SR5).....	34
Tableau IV-18 : calcule des frais d'exploitation pour la conduite (SR4- SR5).....	35
Tableau IV-19 : calcule des frais d'amortissement pour la conduite (SR4- SR5).....	35
Tableau IV-20 : calcule le bilan général pour la conduite (SR4-SR5).....	35
Tableau IV-21 : Calcule de la (Hmt) pour la conduite (SR5- SR6).....	35
Tableau IV-22 : calcule des frais d'exploitation pour la conduite (SR5- SR6).....	36
Tableau IV-23 : calcule des frais d'amortissement pour la conduite (SR5- SR6).....	36
Tableau IV-24 : calcule le bilan général pour la conduite (SR5-SR6).....	36
Tableau IV-25 : Calcule de la (Hmt) pour la conduite (SR6- Réservoir miala).....	36
Tableau IV-26 : calcule des frais d'exploitation pour la conduite (SR6- Réservoir miala).....	37
Tableau IV-27 : calcule des frais d'amortissement pour la conduite (SR-Réservoir miala) ....	37
Tableau IV-28 : calcule le bilan général pour la conduite (SR6- Réservoir miala).....	37
Tableau IV-29 Récapitulatif des diamètres économiques.....	38
Tableau V-1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.....	43
Tableau V-2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie. ....	47
Tableau V-3 : Etat des arcs du réseau après simulation.....	48
Tableau V-4 : Etat des arcs du réseau qui se changent après simulation.....	48
Tableau V- 5: Les diamètres avantageux en fonction des débits limitent.....	49
Tableau V- 6: Détermination des diamètres avantageux du réseau (cas de pointe).....	49
Tableau V- 7: État des Nœuds du Réseau (cas de point).....	52
Tableau V-8: État des tronçons du Réseau (cas de pointe).....	55
Tableau V- 9: État des Nœuds du Réseau (cas de pointe plus incendie).....	57
Tableau V- 10: État des tronçons du Réseau (cas de pointe plus incendie).....	59

# Introduction générale

### Introduction général

Inégalement répartie, l'eau constitue l'essence de survie de tout être vivant, aussi bien animal que végétale, sa mobilisation, son transport, son stockage et son traitement.

L'eau contribue de multiples façons à la qualité de notre vie. Depuis la nuit des temps, les êtres humains ont cherché à mettre l'eau en valeur pour améliorer leur existence. Nous devons cependant tous veiller à ne pas utiliser cette précieuse ressource excessivement ou abusivement.

Les projets d'alimentation en eau potable comportent la réalisation de différentes activités de préparation, de construction et d'exploitation.

Notre travail concerne l'alimentation en eau potable de chef lieu de Beni Maouche à partir du forage situé sur la rive droite d'oued Bouselam.

Nous débuterons notre travail par une présentation bref du site en se concentrons sur la situation actuelle de l'alimentation en eau potable de cette région.

En second lieu, nous estimerons les besoins futurs en se basant sur le nombre d'habitant et les équipements existants dans le futur ; et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

La troisième étape consiste à dimensionner les réservoirs et à comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants, et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour stocker le volume demandé afin de satisfaire les besoins de la population.

Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

L'acheminement de l'eau des réservoirs vers les consommateurs se fera par un réseau de distribution. Le dimensionnement de ce réseau, sera le but du cinquième chapitre, on doit tenir compte a les débits transitant dans les conduites ainsi que les débits nodaux.

Afin de minimiser tout risque d'endommagement et de perturbation du réseau, nous passerons dans le sixième chapitre à la pose des conduites.



# Chapitre I

## Présentation du site

## I-1. Situation géographique

La commune de Béni Maouche est située à environ 67 km au sud de chef-lieu de la wilaya de Bejaia (voir la figure (I.1)). Elle est limitée par :

- Les communes de M'cisna et Béni Djillil au nord,
- la commune de Béni Ouarthilen (Sétif) au sud,
- la commune de Béni Mouhli (Sétif) à l'est,
- la commune d'Amallou à l'ouest,

La superficie totale de la commune avoisine 94 km<sup>2</sup>. Sa population a atteint 13412 habitants (selon R.G.P.H 2008) avec une densité de 140 habitants par km<sup>2</sup>, elle est éparpillée sur 11 villages : Trouna -Sidi Sadek -Ighil Boubirek –Tioual -Sidi Sadek –Agemoune –Tizekht -Tala Tinzar –Amgroud -El Dajabia –Taourirt –Zone éparse

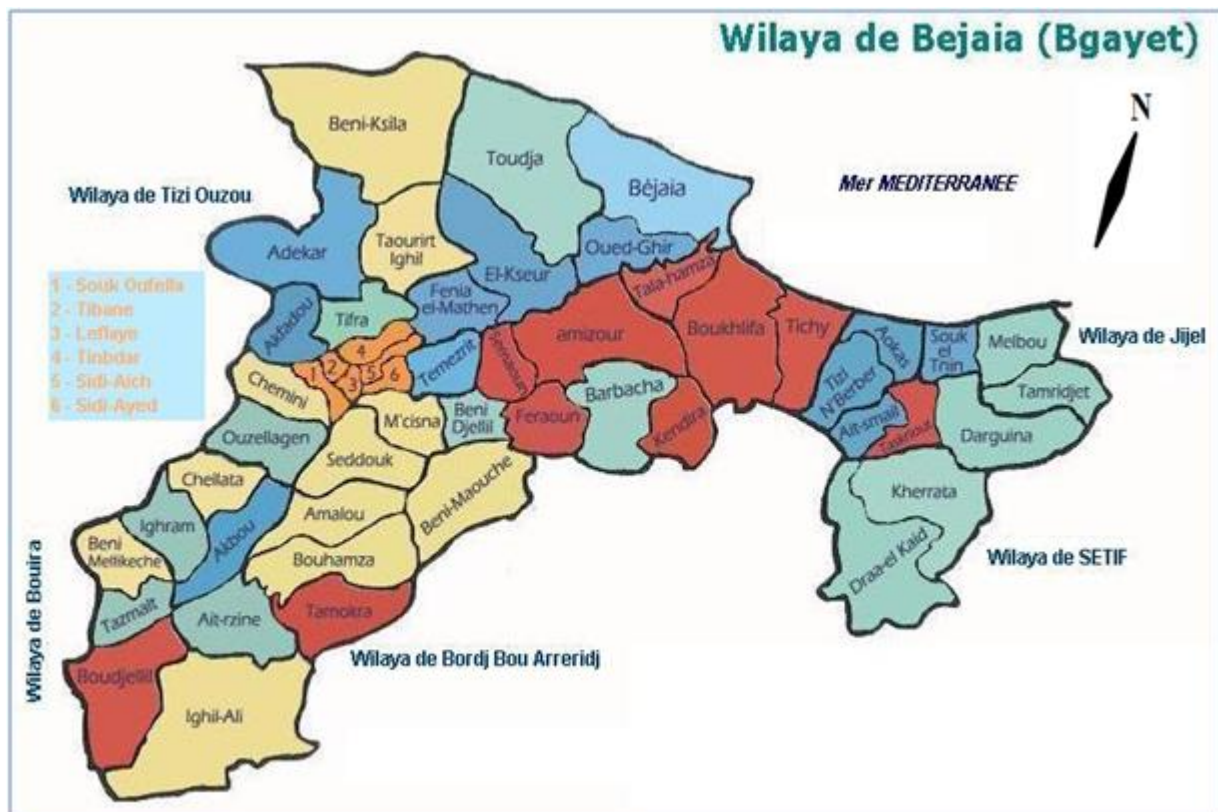


Figure (I-1) : situation géographique de la commune de Beni Maouche

## **I-2. Situation topographique**

La zone d'étude appartient à un espace montagneux caractérisé par un sol difficile à exploiter avec un relief très élevé, et très accidenté.

Le territoire s'insère dans une tranche d'altitudes oscillant entre 114 mètre et 1400 mètre (sommet de djebel Achtoug 1391 m). [7]

## **I-3. Aperçu climatique**

Le climat de la région de Beni Maouche est méditerranéen, avec un hiver froid et pluvieux et un été chaud et humide, le mois le plus chaud étant août (25.5°C) et le mois le plus froid reste janvier (11.9°C). La région de Beni Maouche reste l'une des régions les plus arrosées de l'Algérie, les précipitations moyennes annuelles varient de 400 mm à 700 mm [7]

## **I-4. Situation hydraulique actuelle**

D'après l'inventaire des ressources en eau établi sur la base d'enquête menée auprès des services d'exploitation (D.H.W, A.P.C, subdivision.....), les ressources en eau disponible sont de différentes provenances

Les ressources en eau principales de la commune de Béni Maouche sont localisées sur la rive droite de l'oued Bouselam, ils sont exploités par des forages dont 2592 m<sup>3</sup>/j, et 550 m<sup>3</sup>/j exploités par les sources.

## **I-5. Infrastructures existantes**

Le chef-lieu comporte différentes infrastructures à savoir [7] :

- équipements administratifs ;
- équipements scolaires ;
- équipements sanitaires ;
- équipements socio-culturels ;
- équipements sportifs ;
- équipements commerciaux.

Ces différents équipements sont illustrés dans le tableau (I.1) suivant :

Tableau (I-1): Infrastructures existantes.

Type d'infrastructure	Désignation	Nombre
Administratif	Mairie	1
	Parc communale	1
	Poste	1
	Musée	1
	Garage communale	1
Sanitaire	Polyclinique	1
Scolaire	Ecole primaire	3
	CEM	1
	C.F.P.A	1
	Lycée	1
Socio-culturel	Mosquée	1
	Centre culturel	4
Bétail	Bovins	850
	Ovins	650
Commerciaux	Alimentation générale	10
	Bijouterie	1
	Quincaillerie	4
	Fast-food et restaurant	3
	Cafétéria	6
	Cyber café	2
	Article de ménage	1
	Soudeur	1
	Habillement	4
	Boulangerie et pâtisserie	2
	Librairie	2
	Kiosque	4
	Mécanicien	3
	Salon de coiffure	4
	Boucherie	1
	Pharmacie	2
Lavage	2	
librairie	2	

## I-6. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques de chef lieu de la commune de Beni Maouche et ses ressources en eau. La mobilisation de ces dernières se fera en fonction des besoins de la population qui sera l'objet du chapitre qui suit.

# Chapitre II

## Estimation des besoins

## II -1. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une Norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) Est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (Agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la Population, Des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle Diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan D'urbanisation et des équipements.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec Le développement socio-économique du pays.

## II -2. Evaluation de la population

La collecte des données auprès de l'APC de Beni Maouche a pour but la détermination de la population actuelle à alimenter et son évolution dans le temps et l'espace et de recenser les équipements existants et projetés, afin d'évaluer les besoins en eau actuels et futurs.

D'après le dernier recensement (R.G.P.H 2008), le nombre d'habitant de la zone objet d'étude est de 5 243 habitants [1].

En appliquant la formule des intérêts composés en prenant un taux d'accroissement de 1,9% (taux d'accroissement national) on trouvera le nombre d'habitants actuel et future

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

$P_0$  : Population de l'année de référence.

$P_n$  : Population à l'horizon considéré.

$t$  : taux d'accroissement annuel de la population. [7]

$n$  : nombre d'année séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

*Tableau II-1 : estimation de la population future*

Horizont	Nbr d'hab en 2008	Nbr d'hab en 2016	Nbr d'hab en 2041
Nombre d'habitants	5 243	6095	9 757

### II -3. Catégories des besoins

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tend à connaître la ville de Beni maouche, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle

Que :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins du bétail.
- Besoins sanitaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins commerciaux et industriels.
- Besoins administratifs.

### II -4. Estimation des besoins futurs

#### II -4-1. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Ressources existantes.

Cette norme est fixée à 150 l/hab.j

#### II-4-2. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * q_i * Ni$$

- $Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière [m<sup>3</sup>/j]
- $Ni$  : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab]
- $q_i$  : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab.j]
- $I$  : Nombre de catégorie. [5]

## II -5. Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de Consommation

### II-5-1. Besoins domestiques

Le tableau suivant déterminer les besoins domestiques.

*Tableau II-2 : détermination des besoins domestiques*

Année	Commune	Village	Nbr hab (hab)	Dotation (l/j.hab)	Consommation moyenne Journalière [m <sup>3</sup> /j]
2041	Beni maouche	Chef lieu	9 757	150	1 463.55

### II -5-2. Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires réunis sur la zone d'étude sont regroupés dans le tableau suivant:

*Tableau II-3 : tableau récapitulatif des besoins scolaire*

Village	Nombre d'élève		Dotation (l/j/élève)	Consommation moyenne Journalière [m <sup>3</sup> /j]	total
Chef lieu	Primaire	800	20	16	47.5
	C.E.M	850	20	17	
	Lycées	600	20	12	
	C.F.P.A	125	20	2.5	

### II -5-3. Besoins du bétail

Les zones rurales sont généralement connues par les activités agricoles qui sont importantes, Les besoins sont récapitulés dans le tableau suivant :

*Tableau II-4 : tableau récapitulatif des besoins du bétail*

village	Bovins		Ovins		Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	Têtes	Dotation (l/j/tête)	
<b>Chef lieu</b>	650	80	2 850	08	<b>74.8</b>

### II -5-4. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

*Tableau II-5 : tableau récapitulatif des besoins sanitaire*

Village	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Total
Chef lieu	02 salles de soin	346	20.76	10.4	17.6
	01 Centres de santé	240	7.2	7.2	



**II-5-5. Besoins socioculturels**

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

*Tableau II-6 : tableau récapitulatif des besoins socioculturels*

localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m <sup>2</sup> )	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Total
Chef lieu	01Stade	/	5000	04	20	28
	0 2 Mosquées	300	/	10	06	
	01 Maison de jeunes	/	500	04	02	
	0 1 Mosquées	150	/	10	1.5	

**II-5-6. Besoins commerciaux et industriels**

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces et à la production industrielle. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

*Tableau II-7 : tableau récapitulatif des besoins commerciaux et industriels*

Village	Equipement	Effectif (unité)	Dotation pour l'unité	Q <sub>moy j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Total
Chef lieu	02 douches	45 postes	200 (l/j/poste)	18	37.5
	02 hammams	30 personnes	200 (l/personne)	12	
	Centre commercial	1 500 m <sup>2</sup>	05 ( l/j/m <sup>3</sup> )	7.5	
	01 hammam	20 personnes	200 (l/personne)	04	

**II-5-7. Besoins administratifs**

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau II-8 : récapitulatif des besoins administratifs

Localité	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Total
Chef lieu	01 APC	65	15	0.975	3.96
	01 Bureau de poste	08	15	0.12	
	01 Siege de P.T.T	08	15	0.12	
	01 Gendarmerie	20	50	01	
	01 protection civil	35	50	1.75	

### II-5-8. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

catégories des besoins	Chef lieu
Besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	1 463.55
Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	47.7
Besoins du bétail (m <sup>3</sup> /j)	49.2
Besoins sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	17.6
Besoins socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	28
Besoins commerciaux et industriels (m <sup>3</sup> /j)	37.5
Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	3.96
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>1 647.51</b>

La consommation moyenne journalière totale des localités des zones de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2041, à  $Q_{moyj} = 1\ 647.51\ m^3/j$  soit un débit de **19.04 l/s**

### II-6. Etude des variations des débits

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week end.[5]

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

## II-7. Variation de la consommation journalière

### II-7-1. Variation de consommation maximale journalière ( $Q_{maxj}$ )

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{maxj}$  et  $K_{minj}$

$$K_{maxj} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$K_{maxj}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximale.

$K_{minj}$  : Coefficient d'irrégularité horaire minimale.

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une Majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donnée par la Formule suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj}$$

➤  $K_{maxj}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour :  $K_{maxj} = 1,2$ .

### II-7-2 : Variation de consommation minimale journalière ( $Q_{minj}$ )

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj}$$

➤  $K_{minj}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi :

$K_{minj} = 0,8$ .

Tableau II-10: débits moyens, maximums et minimums journaliers

Horizons	village	Q <sub>moyj</sub>		K <sub>maxj</sub>	Q <sub>maxj</sub>		K <sub>minj</sub>	Q <sub>minj</sub>	
		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
2041	Chef lieu	1647.51	19.04	1.2	1977.01	22.88	0.8	1318.00	18.30

## II-8. Variation de la consommation horaire

Ce volet permet de déterminer la plus grande ou la plus faible charge du réseau afin de Dimensionner, de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux et de déterminer la consommation maximale et minimale horaires, en introduisant le coefficient d'irrégularité horaire.

**II-8-1. Le débit maximum horaire**

Détermination de la consommation maximale horaire :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * (Q_{\max j}/24)$$

➤ **K<sub>max h</sub>** : coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

➤ **α<sub>max</sub>** coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4 (nous prenons α<sub>max</sub> = 1,3).

➤ **β<sub>max</sub>** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

il est donné par le manuel technique (Annexe I-1).

*Tableau II-11 : Tableau donnant le coefficient  $K_{\max h}$  en fonction du nombre d'habitants*

village	Nombre d'habitants	α <sub>max</sub>	β <sub>max</sub>	K <sub>max h</sub>
Chef lieu	9 757	1.3	1.306	1.7

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * (Q_{\max j} / 24)$$

Pour chef lieu :

$$Q_{\max h} = 1.7 \times (1\,977.01 / 24) = 140.03 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Soit : } Q_{\max h} = 140.03 \text{ m}^3 / \text{h} ; Q_{\max h} = 38.89 \text{ l/s}$$

**II-8-2. Le débit minimum horaire**

Détermination de la consommation minimale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * (Q_{\max j}/24)$$

➤ **K<sub>min h</sub>** : coefficient d'irrégularité horaire minimale donné par la formule :

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

➤ **α<sub>min</sub>**: coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qu'est compris entre 0.4 et 0.6 (nous prenons α<sub>min</sub> = 0.5).

➤ **β<sub>min</sub>** : coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération. Il est représenté dans manuelle technique (Annexe I-2)

*Tableau II-12 : Tableau donnant le coefficient  $K_{\min h}$  en fonction du nombre d'habitants*

village	Nombre d'habitants	α <sub>min</sub>	β <sub>min</sub>	K <sub>min h</sub>
Chef lieu	9 757	0.5	0.4	0.2

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * (Q_{\max j} / 24)$$

$$Q_{\min h} = 0.2 \times (1\,977.01 / 24) = 16.47 \text{ m}^3/\text{h}$$

Soit :  $Q_{\max h} = 16.47 \text{ m}^3 / \text{h}$  ,  $Q_{\max h} = 4.575 \text{ l/s}$

## II-9. Variation des débits horaires

La variation des débits horaires pour agglomération chef lieu sera la suivante :

Tableau II-13 : Variation des débits horaires pour l'agglomération chef lieu

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max,j}=1977.01\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	( $\text{m}^3/\text{h}$ )	%	( $\text{m}^3/\text{h}$ )
0--1	01	19.77	1	19.77
1--2	01	19.77	2	39.54
2--3	01	19.77	3	59.31
3--4	01	19.77	4	79.08
4--5	02	39.54	6	118.62
5--6	03	59.31	9	177.93
6--7	05	98.85	14	276.78
7--8	6.5	128.5	20.5	405.28
8--9	6.5	128.5	27	533.78
9--10	5.5	108.73	32.5	642.51
10--11	4.5	88.96	37	731.47
11--12	5.5	108.73	42.5	840.2
12--13	07	138.39	49.5	978.59
13--14	07	138.39	56.5	1116.98
14--15	5.5	108.73	62	1225.71
15--16	4.5	88.96	66.5	1314.67
16--17	05	98.87	71.5	1413.54
17--18	6.5	128.5	78	1542.04
18--19	6.5	128.5	84.5	1670.54
19--20	5.0	98.85	89.5	1769.39
20--21	4.5	88.96	94	1858.35
21--22	03	59.31	97	1917.66
22--23	02	39.54	99	1957.2
23--24	01	19.77	100	1977.01
<b>Total</b>	<b>100</b>	1977.01		

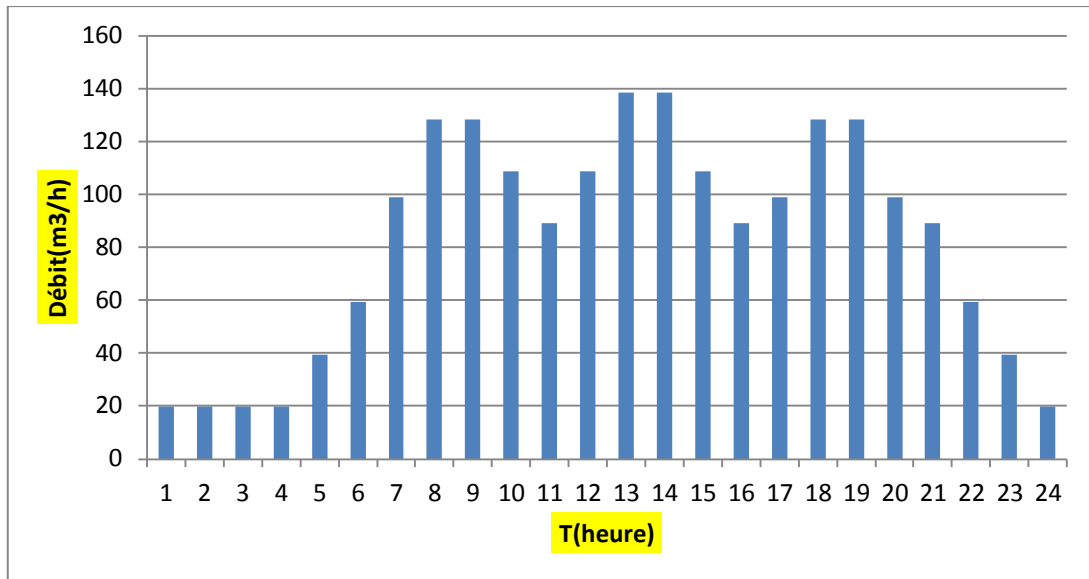


Figure (II-1) : Graphique de la consommation Totale

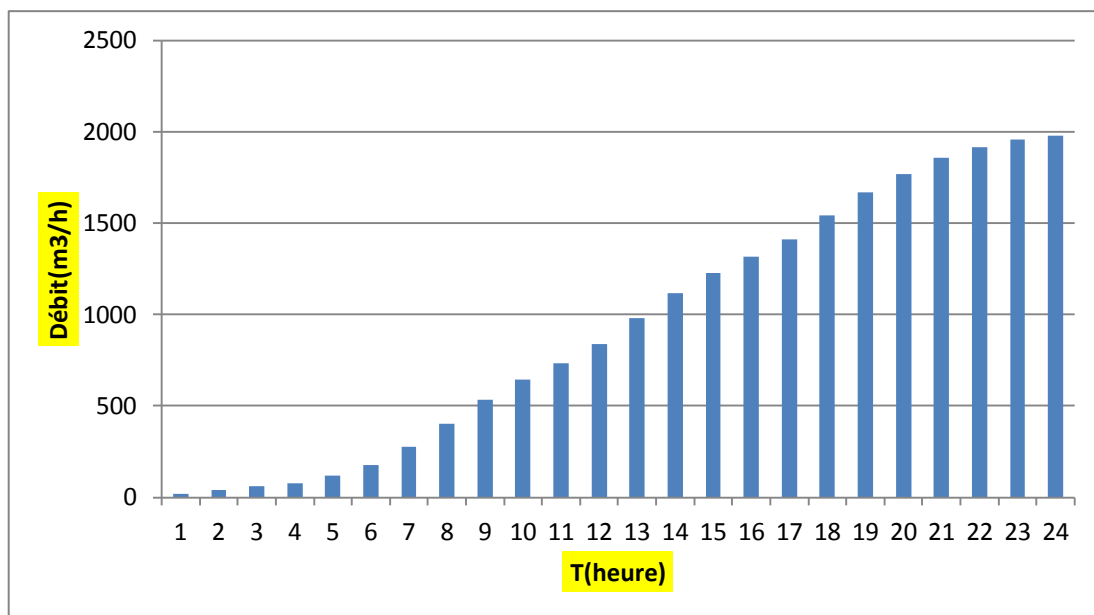


Figure (II-2) : Graphique de la consommation cumulée

**Remarque**

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de chaque agglomération, Pour notre cas on a choisit la répartition de la variant moins 10 000 habitant pour notre zone d'étude (puisque le nombre d'habitants à l'année 2041 dont la répartition est indiquée dans le tableau annexe (I-3).

**II-10. Conclusion**

Les débits qui peuvent être mobilisés à partir du forage et de 30l/s, sont largement suffisants pour satisfaire aux besoins de la population de chef lieu de Beni Maouche, soit un débit de 22.88l/s pour l'année 2041.

# Chapitre III

## Les réservoirs



### III-1. Introduction

Pour tout système d'AEP une autonomie de distribution d'eau aux populations est nécessaire. Cette autonomie est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50 % de la distribution maximale journalière, cette capacité d'eau stockée assure la distribution pendant au moins 12 heures en cas de défaillance des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

### III-2. Généralités

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage qui présentent les avantages suivants :

- Assure la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Jouent le rôle de relais.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore. [1]

### III-3. Emplacement du réservoir

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

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations ce qui est vérifié pour nos fractions.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à l'extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ceci est vérifié pour notre château d'eau.

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante. Et dans notre cas le réservoir existant se trouve à une cote qui satisfait les pressions.

### III-4. Classification et choix de type de réservoir

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterre
- Semi enterre
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

Le choix de type de réservoir se fait à savoir des avantages qu'ils présentent suivant:

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques.
- Etanchéité plus facile à exécuter.
- Conservation de l'eau à une température constante.

Pour notre étude il s'agit de réservoirs enterrée alimentés gravitaire ment. [5]

### III-5. capacité pratique des réservoirs

- La capacité calculée du réservoir , doit être arrondie aux capacité usuelles des réservoirs soit : 100 ;150 ;250 ;300 ;500 ;750 ;1000 ;1500 ;2000 m<sup>3</sup> etc.
- A cause des frais élevés pour la construction. L'exploitation et l'entretien des châteaux d'eau, leur volume dépasse rarement 1000 m<sup>3</sup> pour les petites et moyennes agglomérations, un bon ajustement du régime de pompage ou, éventuellement, l'utilisation simultanée d'autres réservoirs semi-enterrés permettent de réduire le volume nécessaire du château d'eau.
- La hauteur de l'eau dans la cuve doit être comprise entre 3 et 6 ; pour les agglomérations moyens. Toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau de l'ordre de 7a 8 m.

### III-6. Paramètre du dimensionnement

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions que lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes.

- Consommation journalière a l'horizon.

- Répartition journalière de la consommation.
- Un réservoir doit disposer d'une réserve de sécurité.
- Importance de la réserve d'incendie.
- Rendement du réseau de distribution.

### III-7. Equipement du réservoir

Les équipements de réservoir sont aussi à prévoir

- Une fenêtre d'aération (entrer et sortie de l'aire lors du remplissage et de la vidange).
- Un accès pour le nettoyage de la cuve.
- Une chambre de vanne.
- Un trop plein.
- Une galerie de vidange.
- Un by-pass entre l'adduction et la distribution.

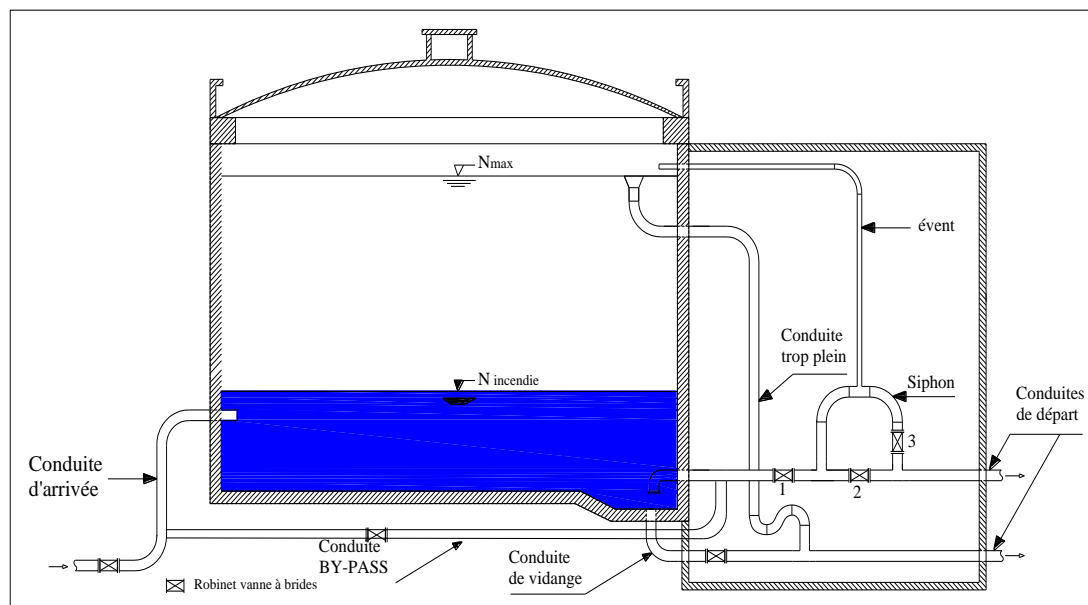


Figure III-1 : réservoir d'eau

#### III-7.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction, à ça débouche dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint, dans la cuve, son niveau maximal :

- Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire.
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction est par refoulement.

#### III-7.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2 m au-dessus du radier à fin d'éviter l'introduit dans le réseau distribution des boues ou des sables.

### III-7.3. Trop-plein

Elle est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans ce dernier atteint sa limite maximale en cas de panne dans le système d'arrêt de pompage.

### III-7.4. Vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet-vanne. On l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir.

### III-7.5. By-pass

En cas d'indisponibilité ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution.

## III-8. Détermination de la capacité du réservoir

Le réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

Il existe deux méthodes pour le calcul de la capacité des réservoirs :

1. Méthode graphique
2. Méthode analytique

### III-8.1. Méthode graphique

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extrêmes entre les deux courbes.

### III-8.2. Méthode analytique

Le volume de stockage d'un réservoir est déterminé par la formule suivante :

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

- $V_{\max}$  = volume maximale de stockage ( $m^3$ )
- $P\%$  : résidu maximal dans le réservoir en %
- $Q_{\max.j}$  = consommation maximale journalière en ( $m^3/j$ ).

On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; Cette différence est reportée dans la colonne des surplus et 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.

$$P\% = |R^+ \max| + |R^- \max|$$

### III-9. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir se calcule en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m<sup>3</sup>

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

Le dimensionnement de nos réservoirs est effectué dans les tableaux suivants, avec un régime de pompage de 20h/24h

### III-10. Dimensionnement de la cuve des réservoirs

#### III-10.1. Hauteurs des réservoirs

La hauteur de l'eau dans la cuve doit être comprise entre 3 et 6 m ; les hauteurs exagérées qui donneraient dans le réseau les variations des pressions trop grandes, sont à éviter. Toutefois, des réservoirs de grandes capacités des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau de l'ordre de 7 à 8 m.

#### III-10.2. Diamètres des réservoirs

La hauteur du réservoir étant connue, le diamètre sera calculé comme suit :

$$D = \sqrt[2]{\frac{4 \times V_{\text{total}}}{\pi \times H}}$$

- D : diamètre du réservoir (m).
- V : volume du réservoir (capacité) m<sup>3</sup>.
- H : hauteur du réservoir (m).

#### III-10.3. Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie

La hauteur de la réserve d'incendie se calcule suivant la formule suivante :

$$H_{\text{incendie}} = \frac{4 \times V_{\text{incendie}}}{\pi \times D^2}$$

- H<sub>incendie</sub> : la hauteur incendie (m).
- V<sub>incendie</sub> : volume d'incendie de réservoir (m<sup>3</sup>).
- D : diamètre du réservoir

### III.11. Dimensionnement du réservoir maila (chef lieu)

Ce réservoir assure la distribution en eau de chef lieu de Beni Maouche, dont le nombre d'habitants s'élève à 9 757 donnants lieux à K<sub>max h</sub> = 1,7. (Voire l'annexe II)

Tableau III-1 détermination la capacité du réservoir miala

Heure	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h			%
00-01	05	108	01	19.7707	4	-	4
01-02	05	108	01	19.7707	4	-	8
02-03	05	108	01	19.7707	4	-	12
03-04	05	108	01	19.7707	4	-	16
04-05	05	108	02	39.5414	3	-	19
05-06	05	108	03	59.3121	2	-	21
06-07	05	108	05	98.8535	-	-	
07-08	05	108	6.5	128.5095	-	-1.5	19.5
08-09	05	108	6.5	128.5095	-	-1.5	17
09-10	05	108	5.5	108.7388	-	-0.5	16.5
10-11	05	108	4.5	88.9681	0.5	-	16
11-12	05	108	5.5	108.7388	-	-0.5	15.5
12-13	05	108	07	138.3949	-	-2	13.5
13-14	05	108	07	138.3949	-	-2	11.5
14-15	05	108	5.5	108.7388	-	-0.5	11
15-16	05	108	4.5	88.9681	0.5	-	11.5
16-17	05	108	05	98.8535	-	-	
17-18	05	108	6.5	128.5095	-	-1.5	10.5
18-19	0.00	0.00	6.5	128.5095	-	-6.5	4
19-20	0.00	0.00	5.0	108.7388	-	-5	-1
20-21	0.00	0.00	4.5	88.9681	-	-4.5	-5.5
21-22	0.00	0.00	03	59.3121	-	-3	-7.5
22-23	05	108	02	39.5414	3	-	-4.5
23-24	05	108	01	19.7707	4	-	-0.5
<b>Total</b>	100	2 160	100	1977.01			

D'après dans tableau (III-1) on a :

$$P\% = |R^+ \max| + |R^- \max| = 21 + 7.5 = 28.5$$

$$V_{\max} = P\% \times (Q_{\max.j}) / 100 = 563.44$$

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{incendie}} = 563.44 + 120 = 683.44 \text{ m}^3$$

### Conclusion

Ce réservoir aura selon les normes une capacité de 750 m<sup>3</sup> par contre le réservoir existant est de capacité de 500 m<sup>3</sup> donc un réservoir de capacité de 250 m<sup>3</sup> devra être projeté pour satisfaire les besoins a l'horizon 2041.

- Diamètres de réservoir existant :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_{\text{total}}}{\pi \times H}} = D = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 4}} = 12.61 \text{ m}$$

On prend D = 16 m

- Diamètres de réservoir a projeté :

$$D = \sqrt[2]{\frac{4 \times V_{total}}{\pi \times H}} = D = \sqrt[2]{\frac{4 \times 250}{\pi \times 4}} = 8.92 \text{ m}$$

Hauteur de réservoir  $H = 4\text{m}$

### III.12. Dimensionnement du réservoir tampon de sidi sadek

Ce réservoir assure le refoulement gravitaire vers la station de reprise SR2 Avec un débit  $Q = 2592 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Tableau III-2 : Détermination de la capacité de réservoir tampon sidi sadek

Heure	Apport		Sortie		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	%	M3/h	%	M3/h			
00-01	05	129.6	4.17	108	0.83	-	0.83
01-02	05	129.6	4.17	108	0.83	-	1.66
02-03	05	129.6	4.17	108	0.83	-	2.49
03-04	05	129.6	4.17	108	0.83	-	3.32
04-05	05	129.6	4.17	108	0.83	-	4.15
05-06	05	129.6	4.17	108	0.83	-	4.98
06-07	05	129.6	4.17	108	0.83	-	5.81
07-08	05	129.6	4.17	108	0.83	-	6.64
08-09	05	129.9	4.17	108	0.83	-	7.47
09-10	05	129.6	4.17	108	0.83	-	8.3
10-11	05	129.6	4.17	108	0.83	-	9.13
11-12	05	129.6	4.17	108	0.83	-	9.96
12-13	05	129.6	4.17	108	0.83	-	10.79
13-14	05	129.6	4.17	108	0.83	-	11.62
14-15	05	129.6	4.17	108	0.83	-	12.45
15-16	05	129.6	4.17	108	0.83	-	13.28
16-17	05	129.6	4.17	108	0.83	-	14.11
17-18	05	129.6	4.17	108	0.83	-	<b>14.94</b>
18-19	0.00	129.6	4.17	108	-	-4.17	10.77
19-20	0.00	129.6	4.17	108	-	-4.17	6.6
20-21	0.00	0.00	4.17	108	-	-4.17	2.43
21-22	0.00	0.00	4.17	108	-	-4.17	<b>-1.74</b>
22-23	05	0.00	4.17	108	0.83	-	-0.83
23-24	05	0.00	4.17	108	0.83	-	0.00
	100	2592	100	2592			

D'après dans tableau (III-2) on a :

$$P\% = |R^+ \max| + |R^- \max| = 21 + 7.5 = 28.5$$

$$V_{\max} = P\% \times (Q_{\max, j}) / 100 = 563.44$$

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{incendie}} = 563.44 + 120 = 683.44$$

On prend un réservoir de  $750 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt[2]{\frac{4 \times V_{total}}{\pi \times H}} = D = \sqrt[2]{\frac{4 \times 750}{\pi \times 4}} = 15.45$$

On prend  $D = 16 \text{ m}$

La hauteur de réservoir est  $H = 4 \text{ m}$

### III.13. Dimensionnement des stations de reprise

La station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, elle permet le refoulement intermédiaire. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. Ce temps, généralement, est d'un quart d'heure (1/4 h).

Pour procéder à la détermination du volume de la station de reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{sr} = \frac{Q_{maxj} * T'}{20}$$

Avec :

$V_{sr}$  : Volume de la station de reprise [ $\text{m}^3$ ] ;

$Q_{maxj}$  : Débit entrant dans la station [ $\text{m}^3/\text{j}$ ] ;

$T'$  : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $T' = 0.25\text{h}$ ).

Tableau III.3 : Capacité du réservoir de la station de reprise SR

Les stations de reprise	Débit a refoule	Capacité de la SR	Capacité de la SR à projeté
SR1	2592	24.712	50
SR2	2592	24.712	50
SR3	2592	24.712	50
SR4	2592	24.712	50
SR5	2592	24.712	50
SR6	2592	24.712	50

### III-14. Conclusion

La capacité déterminée de réservoir de Miala est supérieur à la capacité de réservoir existant, ce qui nous amené à projeter un réservoir jumelé avec ce dernier.

Le choix de diamètre des conduites qui assure le cheminement de l'eau vers ce réservoir qui est l'objet de chapitre suivant.



# Chapitre IV

## Adduction

### **IV-1. Introduction**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, parfois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Nous devons examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, tout d'abord du point de vue technique puis économique. Etant donné les deux aspects sont liés entre eux, l'étude nous permettra de choisir la meilleure solution.

### **IV-2. Type d'adduction**

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

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

#### **IV-2.1. Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- À surface libre (non en charge).
- En charge (le plus rencontré).

#### **IV-2.2. Adduction par refoulement**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### **IV-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. [3]

### **IV-3. Choix du tracé**

Le choix des conduites d'adductions doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

Le tracé doit être le plus court possible entre les sources et le réservoir d'accumulation.

Aux points hauts du tracé, peuvent se présenter des bulles d'air difficile à évacuer ou des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.

Il serait préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter leurs poses et leurs exploitations (détection des fuites, tout dommage...) ainsi un accès rapide pour leurs entretiens et l'acheminement des matériaux. [4]

L'examen des conditions dans lesquelles seront établies ces canalisations, aussi bien au point de vue technico-économique.

#### **IV-4. La ligne piézométrique**

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau

Vertical connecté sur l'adduction.

#### **IV-5. L'air dans les tuyauteries**

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse.

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- La brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

#### **IV-6. Choix du type du matériau de la conduite [4]**

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD, et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés parce que le terrain est accidenté (rocheux).
- Une très faible rugosité
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant.

#### **IV-7. Tracé et dimensionnement d'une adduction**

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

#### **IV-8. Choix du site de stockage**

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- Etre plus près des usagers ;

## IV-9. Dimensionnement des conduites d'adduction

Trois données sont nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction :

- La caractéristique propre du site de prélèvement. Elles concernent les variations de débit (minima, maxima).
- Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification.
- L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement.
- Le profil en long du terrain naturel.

### IV-9.1 Calcul du diamètre économique

Pour dimensionner les conduites d'adduction on utilise une première approche de la méthode de

BONNIN et BRESS. Cette méthode permet de déterminer unique en fonction du débit.

Formule de BONNIN :  $D_{N1} = \sqrt{Q}$

Formule de BRESS :  $D_{N2} = 1.5 \sqrt{Q}$

Avec :

- **Q** : débit transitant dans la conduite en m<sup>3</sup>/s

On prendra tous les diamètres commercialisés compris entre  $D_{N1}$  et  $D_{N2}$  mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le cout sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre (0.5 - 1.5) m/s.

### IV-9.2 Les paramètres hydrauliques

#### IV-9.2.1 Calcul de la vitesse

$$Q = V \times S$$

Avec

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

- **V** : vitesse d'écoulement m/s.
- **Q** : débit transitant m<sup>3</sup>/s.
- **D** : diamètres intérieure de la conduite.

#### IV-9.2.2 Calcul les pertes de charges

- **Perte charge linéaire ( $H_L$ )**

Les pertes de charge linéaires représentent les pertes d'énergie dues aux frottements visqueux du fluide le long d'une conduite de section constante.

Elles sont données par la formule de darcy-weisbach :

$$H_L = j \times L$$

Avec

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D}$$

- **L** : longueur totale de la conduite (m).
- **λ** : coefficient de perte charge linéaire.
- **V** : vitesse moyenne de l'écoulement.
- **D** : diamètre de la conduite.

Le calcul des pertes de charge repose entièrement sur la détermination de ce coefficient **λ**.  
il est donné en fonction du nombre de Reynolds **Re** de la rugosité **K** du tuyau.

$$Re = \frac{\rho V D}{n} = \frac{V D}{\nu}$$

Avec

- **ρ** : masse volumique du fluide.
- **v** : vitesse moyenne.
- **D** : diamètre de la conduite.
- **n** : viscosité dynamique du fluide.
- **ν** : viscosité cinématique.

Pour l'eau

✚ A 20°C :  $n = 1.00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

✚ A 30°C :  $n = 0.08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Si

✚  $Re < 2000$  régime est laminaire.

✚  $2000 < Re < 3000$  régime est intermédiaire.

✚  $Re > 3000$  régime turbulent.

- **Calcul du coefficient des pertes de charge λ**

Est pour déterminer le coefficient des pertes de charge **λ** aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

✚ **Régime turbulent rugueux :**

Formule de NIKURDZE :  $\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2}$

✚ **Régime transitoire :**

Formule de COLEBROOK :  $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right]$

Avec

- **J** : pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.
- **$\lambda$**  : coefficient de pertes de charge.
- **D** : diamètre du tuyau en m.
- **V** : vitesse d'écoulement en m/s.
- **g** : accélération de la pesanteur en  $m^2/s$
- **L** : longueur de la conduite en m.
- **$K/D$**  : rugosité relative.
- **k** : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

❖ Pour le PEHD :

$$K = 0.01 \text{ mm si } D < 200 \text{ mm.}$$

$$K = 0.02 \text{ mm si } D > 200 \text{ mm.}$$

❖ Pour l'acier :

$$K = K_0 + (\alpha \times t)$$

Avec

•  **$K_0$**  : rugosité absolue des tuyaux neufs, elle varie entre 0.003 et 0.1 mm pour tous les tubes en acier soudés neuf.

•  **$\alpha$**  : coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de PETER LAMON

$$\alpha = 0.036$$

$$K = 0.1 + (0.036 \times 30) = 1.18$$

➤ **Les pertes de charge singulières ( $H_s$ ) :**

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets... etc, elles sont estimées à :

❖ 10 % des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_s = 0.1 \times H_L$$

❖ 15 % des pertes de charge linéaire pour l'acier :

$$H_s = 0.15 \times H_L$$

➤ **Les pertes de charges totales ( $H_T$ )**

Elle représente la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque Conduites de longueur L ; donc on aura.

❖ Pour le PEHD :

$$H_T = 1.10 \times H_L = 1.1 \times j \times L$$

❖ Pour l'acier :

$$H_T = 1.15 \times H_L = 1.15 \times j \times L$$

#### IV-10. Calcule de la hauteur manométrique totale d'élévation

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

Avec

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

$H_t$  : perte charge totale (m)

#### IV-11. Puissance absorbée par la pompe

$$P_n = g \times Q \times H_{mt} / \eta$$

Avec

$Q$  : débit transité ( $m^3/s$ )

$\eta$  : Rendement de la pompe (%), (Généralement en prend 75 %)

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

#### IV-12. Energie annuelle consommées par la pompe

$$E : P.T \text{ 365 (kw h).}$$

Avec

$T$  : nombre d'heures de pompage  $T = 20 \text{ h}$

$P$  : puissance absorbée par la pompe (kw)

#### IV-13. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = e. E \text{ (DA)}$$

Avec

$e$  : Prix d'un kw h =  $4.67 \text{ DA/kw h}$

$E$  : énergie annuelle consommée (KW.H)



#### IV-14. Frais d'amortissement

$$\mathbf{Fam = A.Pr (DA)}$$

Avec

A : annuité (%)

Pr : prix de reviens de la conduite :

$$\mathbf{Pr = Pu . L (DA)}$$

Avec

Pu : prix unitaire de la conduite (DA/ ml)

L : longueur de la conduite (m)

#### IV-15. L'annuité

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

$$= (0.08 / ((0.08+1)^{25} - 1)) + 0.08$$

$$= 0.0936 = 9.36 \%$$

**n** : Nombre d'année d'amortissement des conduites

**i** : Taux d'annuité ou d'actualisation, égale a 8%

#### IV-16. Calcul des diamètres économiques

##### IV-16.1. Pour les conduites de refoulement

##### IV-16.1.1 Conduite forage (Oued Bouselam) vers SRI (Sidi Sadek)

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 600 \text{ m}$$

$$H_g = 450 - 400 = 120 \text{ m}$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

##### Calcul de Hmt

Tableau IV-1: calcul de la (Hmt) pour la conduite (forage- SRI)

Re	D (m)	V (m/s)	J (m/ml)	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	Hmt	λ
191082	0.2	0.95	0.0166	9.96	10.95	130.99	0.0716
152866	0.25	0.61	0.0049	2.94	3.23	123.25	0.0648
121322	0.315	0.38	0.0014	0.84	0.92	120.93	0.0588

**Frais d'exploitation**

Tableau IV-2: calcul des Frais d'exploitation pour la conduite (forage- SRI)

D (m)	P (kw)	E (kwh)	e (Da)	Fexp (Da)
0.2	55.07	402069.64	4.67	1877665
0.25	51.82	378209.38	4.67	1766704
0.315	50.84	371154.60	4.67	1733292

**Frais d'amortissement**

Tableau IV-3: calcul des Frais D'amortissement pour la conduite (forage- SRI)

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Frais amortissement (Da)
0.2	916.21	600	0.09367878	51497
0.25	1157.17	600	0.09367878	66053
0.315	1920.67	600	0.09367878	107955

**Bilan**

Tableau IV-4: calcul le Bilan général pour la conduite (forage- SRI)

D (m)	0.2	0.25	0.315
Frais exploitation (Da)	1877665	1766704	1733292
Frais amortissement (Da)	51497	66053	107955
Bilan (Da)	1929162	1832757	1841247

Le bilan minimum est de 1832757 da

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.1.2 : Conduite SRI (sidi sadek) vers réservoir tampon (sidi sadek)**

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 615 - 450 = 165 \text{ m}$$

$$L = 850 \text{ m}$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

**Calcul de Hmt**

Tableau IV-5 : Calcul de la (Hmt) pour la conduite (SRI- RT)

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	Hmt (m)	λ
191082	0.2	0.95	0.0166	14.11	15.52	180.58	0.0716
152866	0.25	0.61	0.0049	4.16	4.58	169.62	0.0648
121322	0.315	0.38	0.0014	1.19	1.30	166.31	0.0588

**Frais d'exploitation**

Tableau IV-6 : calcul des frais d'exploitation pour la conduite (SR1- RT)

<b>D (m)</b>	<b>P (kw)</b>	<b>E (kwh)</b>	<b>e (Da)</b>	<b>Fexp (Da)</b>
0.2	75.92	554253.02	4.67	2588361
0.25	71.31	520592.65	4.67	2431167
0.315	69.92	510456.71	4.67	2383832

**Frais d'amortissement**

Tableau IV-7 : calcul des frais d'amortissement pour la conduite (SR1- RT)

<b>D (m)</b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>A</b>	<b>Frais amortissement (Da)</b>
<b>0.2</b>	916.21	850	0.09367878	72955
<b>0.25</b>	1175.17	850	0.09367878	93575
<b>0.315</b>	1920.67	850	0.09367878	152937

**Bilan**

Tableau IV-8 : calcul le bilan général pour la conduite (SR1- RT)

<b>D (m)</b>	<b>0.2</b>	<b>0.25</b>	<b>0.315</b>
<b>Frais exploitation (Da)</b>	2588361	2431167	2383832
<b>Frais amortissement (Da)</b>	72955	93575	152937
<b>Bilan (Da)</b>	2661316	2524742	2536769

Le bilan minimum est de 2524742DA

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.1.3: Conduite SR2 (indles) vers SR3 (Taghnit Ighil)**

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 625.81 - 592.88 = 32.93 \text{ m}$$

$$L = 220 \text{ m}$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

**Calcul de Hmt**

Tableau IV-9 : Calcul de la (Hmt) pour la conduite (SR2- SR3)

<b>Re</b>	<b>D (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>J (m/ml)</b>	<b>H<sub>L</sub></b>	<b>H<sub>T</sub></b>	<b>Hmt</b>	<b>λ</b>
<b>191082.803</b>	0.2	0.95	0.0166	3.65	4.01	<b>36.96</b>	0.071670776
<b>152866.242</b>	0.25	0.61	0.0049	1.07	1.18	<b>34.12</b>	0.064829521
<b>121322.414</b>	0.315	0.38	0.0014	0.30	0.33	<b>33.27</b>	0.058784464

**Frais d'exploitation**

Tableau IV-10 : calcul des frais d'exploitation pour la conduite (SR2- SR3)

D (m)	P (kw)	E (kwh)	e (Da)	Fexp (Da)
0.2	15.541	113511.665	4.67	530099
0.25	14.347	104799.571	4.67	489413
0.315	13.988	102176.152	4.67	477162

**Frais d'amortissement**

Tableau IV-11 : calcul des frais d'amortissement pour la conduite (SR2- SR3)

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Frais amortissement (Da)
<b>0.2</b>	916.21	220	0.09367878	18882
<b>0.25</b>	1175.17	220	0.09367878	24219
<b>0.315</b>	1920.67	220	0.09367878	39583

**Bilan**

Tableau IV-12 : calcul le bilan général pour la conduite (SR2-SR3)

D (m)	0.2	0.25	0.315
<b>Frais exploitation (Da)</b>	530099	489413	477162
<b>Frais amortissement (Da)</b>	18882	24219	39583
<b>Bilan (Da)</b>	548981	513633	516746

Le bilan minimum est de 513633 DA

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.1.4 : Conduite SR3 (Taghmit Ighil) vers SR4(Akour)**

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 813.16 - 625.81 = 187.35 \text{ m}$$

$$L = 1080$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

**Calcul de Hmt :**

Tableau IV-13 : Calcul de la (Hmt) pour la conduite (SR3- SR4)

Re	D (m)	V (m/s)	J (m/ml)	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	Hmt	λ
<b>191082.803</b>	0.2	0.95	0.0166	17.92	19.72	<b>207.15</b>	0.071670776
<b>152866.242</b>	0.25	0.61	0.0049	5.29	5.82	<b>193.22</b>	0.064829521
<b>121322.414</b>	0.315	0.38	0.0014	1.51	1.66	<b>189.02</b>	0.058784464

**Frais d'exploitation :***Tableau IV-14 : calcul des frais d'exploitation pour la conduite (SR3- SR4)*

D (m)	P (kw)	E (kwh)	e (Da)	Fexp (Da)
0.2	87.094	635790.636	4.67	2969142
0.25	81.235	593019.316	4.67	2769400
0.315	79.472	580145.765	4.67	2709280

**Frais d'amortissement :***Tableau IV-15 : calcul des frais d'amortissement pour la conduite (SR3- SR4)*

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Frais amortissement (Da)
<b>0.2</b>	916.21	1080	0.09367878	92695
<b>0.25</b>	1175.17	1080	0.09367878	118895
<b>0.315</b>	1920.67	1080	0.09367878	194320

**Bilan :***Tableau IV-16 : calcul le bilan général pour la conduite (SR3-SR4)*

D (m)	0.2	0.25	0.315
<b>Frais exploitation (Da)</b>	2969142	2769400	2709280
<b>Frais amortissement (Da)</b>	92695	118895	194320
<b>Bilan (Da)</b>	3061838	2888295	2903600

Le bilan minimum est de 2888295 DA

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.1.5: Conduite SR4(Akour) vers SR5 (Eldjabia)**

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 844 - 813.16 = 30.84$$

$$L = 1005 \text{ m}$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

**Calcul de Hmt***Tableau IV-17 : Calcul de la (Hmt) pour la conduite (SR4- SR5)*

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	HL	HT	Hmt (m)	$\lambda$
191082.	0.2	0.95	0.0166	16.68	18.35	49.27	0.0716
152866	0.25	0.61	0.0049	4.92	5.41	36.30	0.0648
121322	0.315	0.38	0.0014	1.40	1.54	32.40	0.0588

**Frais d'exploitation**

Tableau IV-18 : calcul des frais d'exploitation pour la conduite (SR4- SR5)

D (m)	P (kw)	E (kwh)	e (Da)	Fexp (Da)
0.2	20.71558052	151223.7378	4.67	706214
0.25	15.26374041	111425.305	4.67	520356
0.315	13.62206158	99441.04952	4.67	464389

**Frais d'amortissement**

Tableau IV-19 : calcul des frais d'amortissement pour la conduite (SR4- SR5)

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Frais amortissement (Da)
<b>0.2</b>	916.21	1005	0.09367878	86258
<b>0.25</b>	1175.17	1005	0.09367878	110638
<b>0.315</b>	1920.67	1005	0.09367878	180825

**Bilan**

Tableau IV-20 : calcul le bilan général pour la conduite (SR4-SR5)

D (m)	0.2	0.25	0.315
<b>Frais exploitation (Da)</b>	706214	520356	464389
<b>Frais amortissement (Da)</b>	86258	110638	180825
<b>Bilan (Da)</b>	792473	630995	645215

Le bilan minimum est de 630995 DA

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.1.6 : Conduite SR5 (Eldjabia) vers SR6 (Tizi Tezmamt)**

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 875 - 844 = 31\text{m}$$

$$L = 1325 \text{ m}$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

**Calcul de Hmt**

Tableau IV-21 : Calcul de la (Hmt) pour la conduite (SR5- SR6)

Re	D(m)	V (m/s)	j (m/m)	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	Hmt (m)	λ
191082	0.2	0.95	0.0166	47.72	52.49	83.72	0.0716
152866	0.25	0.61	0.0049	14.08	15.49	46.63	0.0648
121322	0.315	0.38	0.0014	4.02	4.42	35.46	0.0588

**Frais d'exploitation**

Tableau IV-22 : calcul des frais d'exploitation pour la conduite (SR5- SR6)

D (m)	P (kw)	E (kwh)	e (Da)	Fexp (Da)
0.2	35.20	256977.77	4.67	1200086
0.25	19.60	143126.53	4.67	668400
0.315	14.91	108843.21	4.67	508297

**Frais d'amortissement**

Tableau IV-23 : calcul des frais d'amortissement pour la conduite (SR5- SR6)

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Frais amortissement (Da)
<b>0.2</b>	916.21	2875	0.09367878	246759
<b>0.25</b>	1175.17	2875	0.09367878	316504
<b>0.315</b>	1920.67	2875	0.09367878	517287

**Bilan**

Tableau IV-24 : calcul le bilan général pour la conduite (SR5-SR6)

D (m)	0.2	0.25	0.315
<b>Frais exploitation (Da)</b>	1200086	668400	508297
<b>Frais amortissement (Da)</b>	246759	316504	517287
<b>Bilan (Da)</b>	1446845	984905	1025585

Le bilan minimum est de 984905 DA

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.1.7 : Conduite SR6 (Tizi Tezmamt) vers Réservoir MIALA**

$$Q = 30\text{l/s} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 1030 - 875 = 155\text{m}$$

$$L = 795.21 \text{ m}$$

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.173 \text{ m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.259 \text{ m}$$

**Calcul de Hmt**

Tableau IV-25 : Calcul de la (Hmt) pour la conduite (SR6- Réservoir miala)

Re	D (m)	V (m/s)	J (m/ml)	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	Hmt	λ
<b>191082.803</b>	0.2	0.95	0.0166	16.18	17.80	<b>169.58</b>	0.07167
<b>152866.242</b>	0.25	0.61	0.0049	4.77	5.25	<b>159.32</b>	0.06482
<b>121322.414</b>	0.315	0.38	0.0014	1.36	1.49	<b>156.23</b>	0.05878

**Frais d'exploitation**

Tableau IV-26 : calcul des frais d'exploitation pour la conduite (SR6- Réservoir miala)

D (m)	P (kw)	E (kwh)	e (Da)	Fexp (Da)
0.2	71.297	520474.500	4.67	2430616
0.25	66.983	488981.740	4.67	2283544
0.315	65.685	479502.872	4.67	2239278

**Frais d'amortissement**

Tableau IV-27 : calcul des frais d'amortissement pour la conduite (SR6- Réservoir miala)

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	A	Frais amortissement (Da)
<b>0.2</b>	916.21	2875	0.09367878	68252
<b>0.25</b>	1175.17	2875	0.09367878	87543
<b>0.315</b>	1920.67	2875	0.09367878	143079

**Bilan**

Tableau IV-28 : calcul le bilan général pour la conduite (SR6- Réservoir miala)

D (m)	0.2	0.25	0.315
<b>Frais exploitation (Da)</b>	2430616	2283544	2239278
<b>Frais amortissement (Da)</b>	68252	87543	143079
<b>Bilan (Da)</b>	2498868	2371088	2382357

Le bilan minimum est de 2371088 DA

Le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.61 m/s.

**IV-16.2 Pour la conduite gravitaire réservoir tampon (Sidi Sadek) vers SR2 (indless)****Caractéristique du tronçon**

- $Q = 30\text{l/s} = 0.03\text{ m}^3/\text{s}$
- Cote de départ : 615 m
- Cote d'arrivée : 592.88 m
- Charge disponible :  $H_d = 22.12\text{ m}$
- Longueur de la conduite : 2005 m

On opte pour les conduites en PEHD de pression de service de 10 bar soit 100 m pour éviter la surpression de l'eau dans les conduite ( $H_d = 22.12\text{ m} < 100\text{ m}$ )

**Calcule les pertes de charge unitaire J (m)**

$$J = \frac{H_d}{1.1 \times L} = \frac{22.12}{1.1 \times 2005} = 0.01\text{m/ml} = 10.02\text{ mm/ml}$$



D'après l'abaque des pertes de charge en prend  $D=200\text{mm}$  avec une vitesse acceptable  $V=1.4\text{ m/s}$  (voir l'annexe III) on trouve  $j=0.01\text{m/ml}$

$H_T=22.05\text{ m}$  et  $H_T < H_d$

#### IV-17. Récapitulatif des diamètres économiques

Tableau IV-29 Récapitulatif des diamètres économiques

Tronçon	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Forage – SR1	250	600
SR1 - RT	250	850
RT – SR2	250	2005
SR2 – SR3	250	220
SR3 – SR4	250	1080
SR4 – SR5	250	1005
SR5 – SR6	250	2875
SR6 – R Miala	250	795.21

#### IV-18. Conclusion

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivant :

- Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0.5 et 1.5 m/s.
- Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix du a la nature du terrain et les contraintes économique du pays.

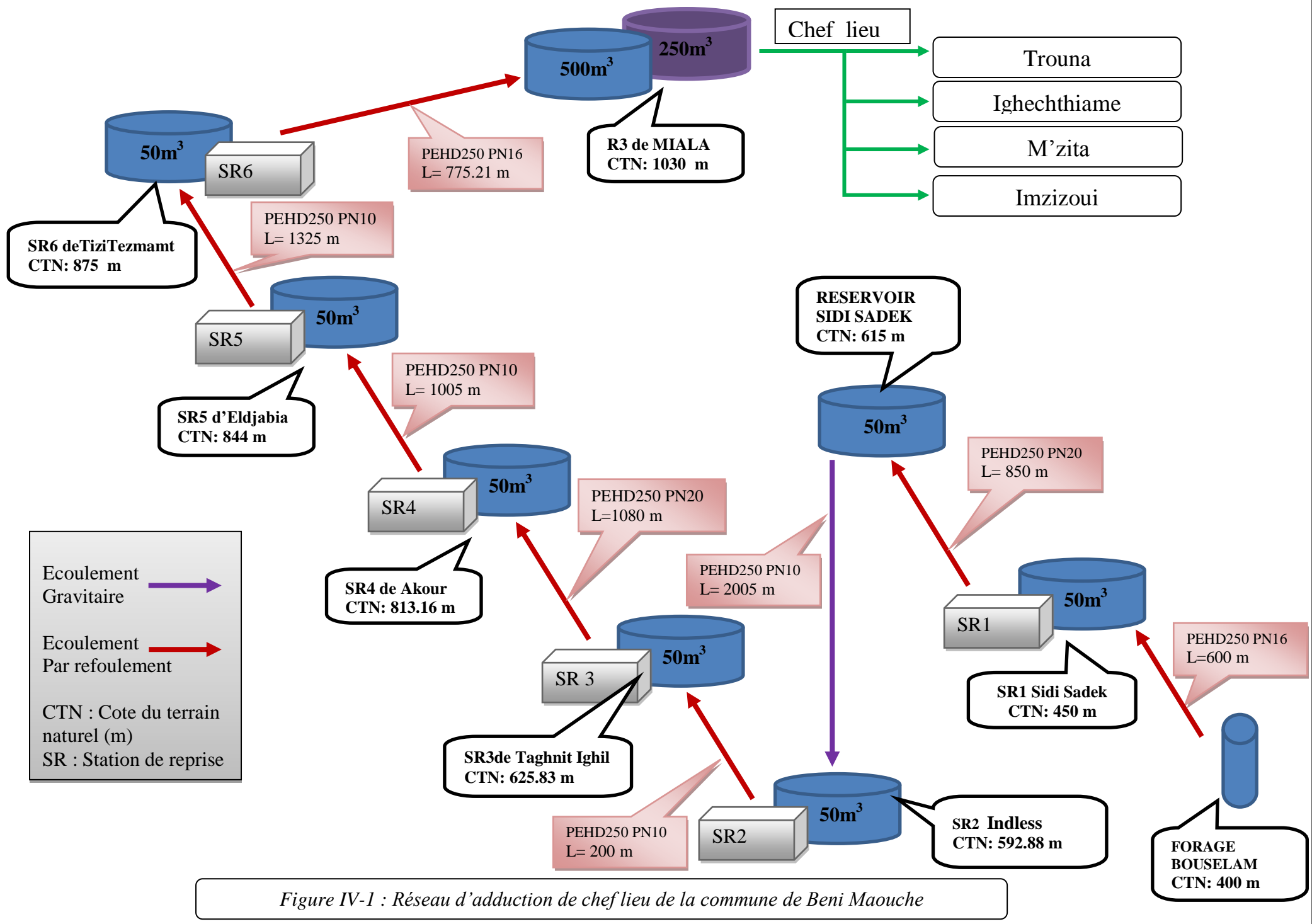


Figure IV-1 : Réseau d'adduction de chef lieu de la commune de Beni Maouche

# Chapitre V

## Réseau de distribution

### **V-1. Introduction**

Il s'agit à travers ce chapitre de décrire le fonctionnement hydraulique de notre réseau. L'acheminement de l'eau vers les usagers doit se faire en qualité et quantité et avec des pressions satisfaisantes.

### **V-2. L'Alimentation en Eau Potable (AEP)**

L'Alimentation en Eau Potable comprend l'ensemble des opérations d'approvisionnement de la population en eau potable, depuis le prélèvement du milieu naturel jusqu'à l'abonné.

Nous distinguons plusieurs étapes dans le processus de production et de d'acheminement de l'eau. La première étape est le Captage, qui consiste à recueillir les eaux souterraines. Ensuite l'étape d'Adduction qui permet de transférer l'eau de la zone de captage jusqu'au réservoir et enfin vient la distribution vers l'abonné.

### **V-3. Structure du réseau AEP**

La structure du réseau AEP dépend de la localisation des abonnés, de leur importance et du niveau de demande à assurer. La structure traduit les dimensions des conduites, la capacité des réservoirs, le nombre de pompes et la puissance fournie. La structure du réseau tient compte d'éléments géographiques tels que : la dispersion des abonnés, la présence d'obstacles naturels, la présence de routes, chemin de fer, jardins, d'autres réseaux enterrés.

Tous ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement. Ces caractéristiques sont détaillées dans ce qui suit :

- un nœud initial et un nœud final
- une longueur donnée  $L$
- un diamètre  $d$
- un coefficient de rugosité traduisant la perte de charge
- une vanne : ouvert, fermé

L'écoulement de l'eau s'effectue du nœud disposant de la pression la plus élevée vers le nœud dont la pression est plus faible. La rugosité traduit la résistance de la conduite à l'écoulement de l'eau. Les parois internes des conduites au contact de l'eau créent un phénomène de friction qui s'accompagne de perte d'énergie due au frottement créant ainsi une perte de charge linéaire.[5]

## **V-4. Schématisation « topologie » du réseau AEP**

En termes de topologie, nous distinguons :

### **V-4-1. Les réseaux ramifiés**

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du réservoir 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.

### **V-4-2. Les réseaux maillés**

Comportant un certain nombre d'antennes en boucle et pouvant assurer la distribution en eau, cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car assurant une redondance dans l'acheminement de l'eau et limitant l'impact d'une rupture sur la desserte en eau. Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus d'antenne et ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.[6]

## **V-5. Conception d'un 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 les quels, nous avons :

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

## **V-6. Principe du tracé du réseau**

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les endroits où les besoins sont importants, c'est-à dire les quartiers ayant une forte densité de population.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution aux consommateurs.
- Tracer les conduites principales, parallèlement entre elles et doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Les conduites principales doivent être reliées entre elles, par des conduites secondaires pour former des boucles à fin d'alimenter l'intérieur des quartiers.

## V-7. Détermination des débits

Le système projeté dans la ville de Beni Maouche est le système de distribution avec un réservoir de tête. IL est caractérisé par les différents cas à savoir une simulation de calcul hydraulique pendant toute la journée C'est-à-dire 24 heures.

Dans ce chapitre, nous donnons uniquement les cas heures de pointe et heure de pointe plus incendie.

### V-7-1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau de distribution en utilisant le débit spécifique en l/s/ml.

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit:

$$Q_{sp} = Q_{maxh} / L$$

Avec :

$Q_{sp}$  : débit spécifique (l/s/ml).

$Q_{maxh}$  : débit maximum horaire calculé au chapitre III.

$L$  : somme des longueurs du réseau (= 22401 m)

### V-7-2. Détermination du débit en route

Le débit en route est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon :

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

$l_i$  : longueur du tronçon numéro (i), (m)

$Q_{ri}$  : débit du tronçon numéro (i), (l/s)

### V-7-3. Les débits nodaux

Les débits aux nœuds sont obtenus comme suit :

$$Q_{nd} = 0.5 Q_{ri}$$

$Q_{ri}$  : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$Q_{nd}$  : débit au nœud (l/s).

Les résultats de ses calculs sont représentés dans les tableaux n° V-1

Tableau V-1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.

N° du nœud	Tronçon	Longueur(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/ml)	Q <sub>route</sub> (l/s)	Q <sub>Nœud</sub> (l/s)
1	N1 - N2	238.49	0.00173	0.412	1.28
	N1 - N3	161.76		0.279	
	N1 - N4	375.47		0.649	
	N1 - N5	432.11		0.747	
	N1 - N6	272.89		0.472	
2	N2 - N1	238.49	0.00173	0.412	0.206
3	N3 - N1	161.76	0.00173	0.279	0.139
4	N4 - N1	375.47	0.00173	0.649	0.3245
5	N5 - N1	432.11	0.00173	0.747	0.373
6	N6 - N7	401.51	0.00173	0.694	1.03
	N6 - N1	272.82		0.471	
	N6 - N12	290.58		0.502	
	N6 - N17	229.36		0.396	
7	N7 - N6	401.51	0.00173	0.694	0.63
	N7 - N8	118.16		0.204	
	N7 - N9	212.60		0.367	
8	N8 - N7	118.16	0.00173	0.204	0.102
9	N9 - N10	67.89	0.00173	0.117	0.31
	N9 - N11	86.49		0.149	
	N9 - N7	212.60		0.367	
10	N10 - N9	67.89	0.00173	0.117	0.05
11	N11 - N9	86.49	0.00173	0.149	0.07
12	N12 - N6	290.58	0.00173	0.502	0.41
	N12 - N13	120.73		0.208	
	N12 - N14	74.64		0.129	
13	N13 - N12	120.73	0.00173	0.208	0.10
14	N14 - N12	74.54	0.00173	0.128	0.48
	N14 - N16	118.56		0.205	
	N14 - N15	372.67		0.644	
15	N15 - N14	372.67	0.00173	0.644	0.32
16	N16 - N14	118.56	0.00173	0.205	0.10
17	N17 - N6	229.36	0.001733	0.4	0.63
	N17 - N18	101.71		0.175	
	N17 - N19	405.12		0.7	
18	N18 - N17	101.71	0.00173	0.175	0.08
19	N19 - N17	404.12	0.00173	0.7	0.544
	N19 - N20	81.72		0.141	
	N19 - N21	142.92		0.247	
20	N20 - N19	81.72	0.00173	0.141	0.07

N° du nœud	Tronçon	Longueur(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/ml)	Q <sub>route</sub> (l/s)	Q <sub>Noeud</sub> (l/s)
21	N21 - N19	142.94	0.00173	0.247	0.12
22	N22 - N23	83.30	0.00173	0.144	0.23
	N22 - N32	110.93		0.191	
23	N23 - N22	83.30	0.00173	0.144	0.23
	N23 - N24	153.04		0.264	
	N23 - N25	30.93		0.053	
24	N24 - N23	153.04	0.00173	0.264	0.13
25	N25 - N23	30.93	0.00173	0.053	0.379
	N25 - N26	300.53		0.519	
	N25 - N27	107.81		0.186	
26	N26 - N25	300.53	0.00173	0.519	0.26
27	N27 - N25	107.81	0.00173	0.186	0.32
	N27 - N28	123.09		0.212	
	N27 - N29	145.67		0.252	
28	N28 - N27	123.09	0.00173	0.212	0.106
29	N29 - N27	145.67	0.00173	0.252	0.61
	N29 - N30	335.20		0.579	
	N29 - N31	225.43		0.389	
30	N30 - N29	335.2	0.00173	0.579	0.28
31	N31 - N29	225.43	0.00173	0.389	0.19
32	N32 - N22	110.93	0.00173	0.191	0.43
	N32 - N36	200.54		0.346	
	N32 - N33	190.64		0.329	
33	N33 - N32	190.64	0.00173	0.329	0.69
	N33 - N35	87.25		0.150	
	N33 - N34	523.10		0.904	
34	N34 - N35	523.10	0.00173	0.904	0.45
35	N35 - N33	87.25	0.00173	0.150	0.075
36	N36 - N32	200.54	0.00173	0.346	0.17
37	N37 - N38	457.76	0.00173	0.791	0.81
	N37 - N39	71.77		0.124	
	N37 - N44	410.16		0.709	
38	N38 - N37	457.76	0.00173	0.791	0.39
39	N39 - N38	71.77	0.00173	0.124	0.28
	N39 - N40	177.93		0.307	
	N39 - N41	75.23		0.130	
40	N40 - N39	177.93	0.00173	0.307	0.15
41	N41 - N39	75.23	0.00173	0.130	0.91
	N41 - N42	463.49		0.801	
	N41 - N43	518.67		0.897	



N° du nœud	Tronçon	Longueur(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/ml)	Q <sub>route</sub> (l/s)	Q <sub>Noeud</sub> (l/s)
42	N42 - N41	463.49	0.00173	0.801	0.40
43	N43 - N41	518.67	0.00173	0.897	0.44
44	N44 - N37	410.16	0.00173	0.709	0.49
	N44 - N45	53.41		0.092	
	N44 - N49	103.92		0.179	
45	N45 - N50	91.67	0.00173	0.158	0.25
	N45 - N44	53.41		0.092	
	N45 - N46	153.72		0.265	
46	N46 - N45	153.72	0.00173	0.265	0.32
	N46 - N51	166.79		0.288	
	N46 - N57	54.55		0.074	
47	N47 - N46	54.55	0.00173	0.094	0.32
	N47 - N52	88.37		0.152	
	N47 - N48	238.52		0.412	
48	N48 - N47	238.52	0.00173	0.412	0.20
49	N49 - N44	103.92	0.00173	0.179	0.08
50	N50 - N45	91.67	0.00173	0.158	0.07
51	N51 - N46	166.79	0.00173	0.288	0.14
52	N52 - N47	88.37	0.00173	0.152	0.07
53	N53 - N61	38.75	0.00173	0.067	1.05
	N53 - N56	107.04		0.185	
	N53 - N54	302.91		0.524	
	N53 - N55	161.61		0.279	
	N53 - N86	605.08		1.046	
54	N54 - N53	302.91	0.00173	0.524	0.26
55	N55 - N53	161.61	0.00173	0.279	0.13
56	N56 - N59	140.20	0.00173	0.242	0.38
	N56 - N57	195.53		0.338	
	N56 - N53	107.04		0.185	
57	N57 - N58	146.58	0.00173	0.253	0.43
	N57 - N60	158.52		0.274	
	N57 - N56	195.53		0.338	
58	N58 - N57	146.58	0.00173	0.253	0.12
59	N59 - N56	140.20	0.00173	0.242	0.12
60	N60 - N57	158.52	0.00173	0.274	0.13
61	N61 - N53	38.75	0.00173	0.067	0.3
	N61 - N63	127.37		0.220	
	N61 - N62	185.84		0.321	
62	N62 - N61	185.84	0.00173	0.321	0.16

N° du nœud	Tronçon	Longueur(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/ml)	Q <sub>route</sub> (l/s)	Q <sub>Nœud</sub> (l/s)
63	N63 - N61	127.37	0.00173	0.220	0.59
	N63 - N64	179.30		0.310	
	N63 - N72	384.29		0.664	
64	N64 - N65	260.70	0.00173	0.451	1.2
	N64 - N66	355.41		0.614	
	N64 - N63	179.30		0.310	
	N64 - N67	597.39		1.03	
65	N65 - N66	260.70	0.00173	0.451	0.22
66	N66 - N64	355.41	0.00173	0.614	0.30
67	N67 - N91	176.28	0.00173	0.304	1.11
	N67 - N68	514		0.889	
	N67 - N64	597.39		1.03	
68	N68 - N67	514	0.00173	0.88	0.7
	N68 - N69	305.50		0.528	
69	N69 - N71	277.53	0.00173	0.48	0.65
	N69 - N70	173.98		0.30	
	N69 - N68	305.5		0.528	
70	N70 - N69	173.98	0.00173	0.30	0.15
71	N71 - N69	277.53	0.00173	0.48	0.24
72	N72 - N75	236.07	0.00173	0.408	0.77
	N72 - N74	282.07		0.487	
	N72 - N63	384.29		0.664	
74	N74 - N76	542.44	0.00173	0.938	1.12
	N74 - N72	282.07		0.487	
	N74 - N77	472.82		0.817	
75	N75 - N72	236.07	0.00173	0.408	0.20
76	N76 - N74	542.4	0.00173	0.938	0.46
77	N77 - N79	166.90	0.00173	0.288	0.81
	N77 - N78	301.09		0.520	
	N77 - N74	472.82		0.817	
78	N78 - N77	301.09	0.00173	0.520	0.26
79	N79 - N77	166.77	0.00173	0.288	0.46
	N79 - N80	212.96		0.368	
	N79 - N81	162.90		0.281	
80	N80 - N79	212.96	0.00173	0.368	0.18
81	N81 N82	162.92	0.00173	0.281	0.67
	N81 N79	162.90		0.281	
	N81 N83	450.6		0.779	

N° du nœud	Tronçon	Longueur(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/ml)	Q <sub>route</sub> (l/s)	Q <sub>Noeud</sub> (l/s)
82	N82 - N81	162.92	0.00173	0.281	0.14
83	N83 - N81	450.60	0.00173	0.779	0.76
	N83 - N84	111.54		0.192	
	N83 - N85	327.02		0.565	
84	N84 - N83	111.54	0.00173	0.192	0.09
85	N85 - N83	327.02	0.00173	0.565	0.282
86	N86 - N53	605.08	0.00173	1.046	0.91
	N86 - N90	148.53		0.256	
	N86 - N87	309.89		0.536	
87	N87 - N86	309.89	0.00173	0.536	0.70
	N87 - N89	159.77		0.276	
	N87 - N88	341.54		0.59	
88	N88 - N87	341.54	0.00173	0.59	0.29
89	N89 - N87	159.77	0.00173	0.276	0.13
90	N90 - N86	148.53	0.00173	0.256	0.12
91	N91 - N67	176.28	0.00173	0.304	0.15

### VI-8. Étude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie [6]

Sauf disposition contraire, on prévoit réglementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de 60m<sup>3</sup>/h, soit 17 l/s pendant une durée de deux heures. C'est donc un volume de 120 m<sup>3</sup>, qui doit être mutuellement constitué et réservé à l'extinction des incendies. Le débit prévu nécessite réglementairement des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal égal à 100 mm.

Ce débit est ajouté au nœud N6. Ce débit est ajouté en cas où la consommation est maximale, c'est à dire à l'heure de pointe. Les résultats de ses calculs sont représentés dans les tableaux n° V-2

Tableau V-2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie. .

N° du nœud	Tronçon	Longueur(m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/ml)	Q <sub>route</sub> (l/s)	Q <sub>Noeud</sub> (l/s)
6	N6 - N7	401.51	0.00173	0.694	18.03
	N6 - N1	272.82		0.471	
	N6 - N12	290.58		0.502	
	N6 - N17	229.36		0.396	



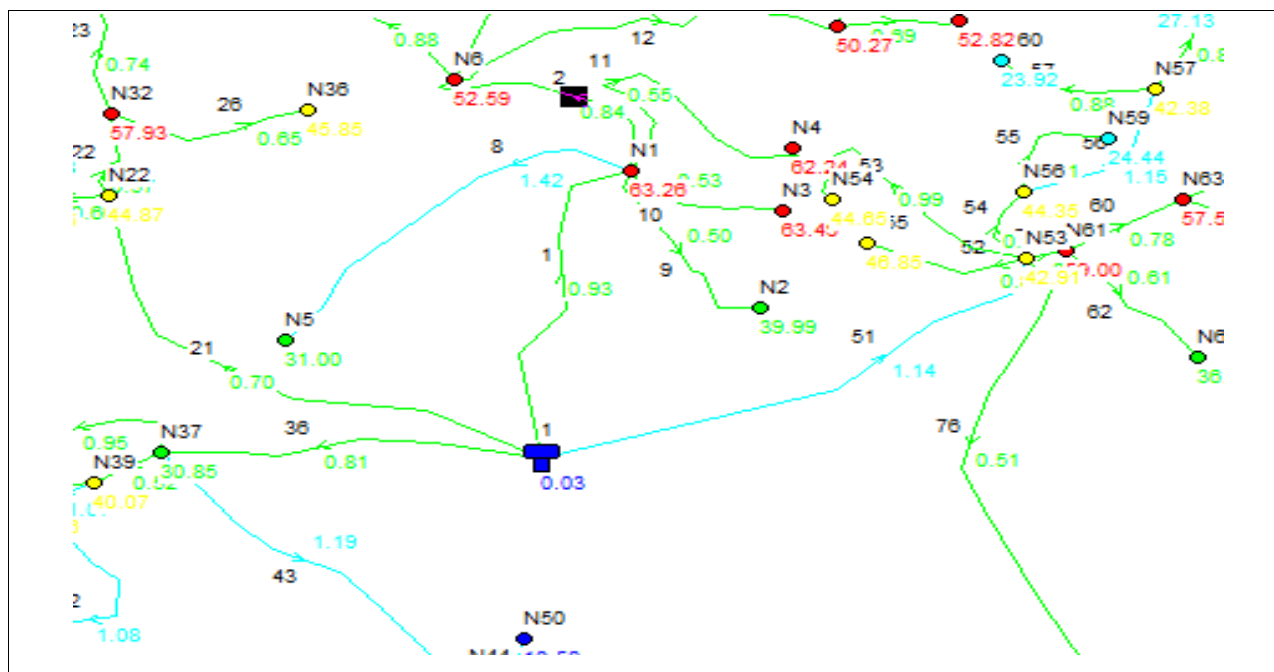


Figure (V.2) cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud (6) après changements des diamètres

### V-9.Détermination des diamètres avantageux dans le réseau

Pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), on se base sur le tableau suivant « tableau V-5 » qui donne les diamètres avantageux en fonction des débits limitent « tableau V- 6 ».[6]

Tableau V-5: Les diamètres avantageux en fonction des débits limitent

D (mm)	50	75	100	125	150	200
Q (l/s)	0 – 2.19	2.2 – 5.2	5.2 -9.1	9.1 – 13.8	13.8 – 23.6	23.6 - 44
D (mm)	250	300	350	400	500	
Q (l/s)	44 – 71	71 – 103	103 – 144	144 – 217	217 - 505	

Tableau V-6: Détermination des diamètres avantageux du réseau (cas de pointe)

ID Arc	Les nœuds de l'arc	Débit LPS	Diamètre avantageux
Tuyau 60	N63-N61	-13.81	150
Tuyau 59	N61-N53	-14.37	150
Tuyau 44	N44-N45	1.64	50
Tuyau 29	N23-N25	2.57	75
Tuyau 51	R-N53	20.08	150
Tuyau 1	NR-N1	8.84	100
Tuyau 9	N1-N2	0.25	50

<b>ID Arc</b>	<b>Les nœuds de l'arc</b>	<b>Débit LPS</b>	<b>Diamètre avantageux</b>
Tuyau 10	N1-N3	0.17	50
Tuyau 8	N1-N5	0.45	50
Tuyau 11	N1-N4	0.39	50
Tuyau 2	N1-N6	6.06	100
Tuyau 12	N6-N7	1.39	50
Tuyau 17	N6-N12	1.69	50
Tuyau 18	N12-N13	0.12	50
Tuyau 92	N14-N16	0.12	50
Tuyau 20	N14-N15	0.38	50
Tuyau 62	N61-N62	0.19	50
Tuyau 82	N63-N64	5.66	100
Tuyau 87	N64-N66	0.36	50
Tuyau 84	N67-N68	2.09	50
Tuyau 88	N68-N69	1.25	50
Tuyau 89	N69-N70	0.18	50
Tuyau 90	N69-N71	0.29	50
Tuyau 70	N79-N81	2.33	75
Tuyau 76	N53-N86	2.57	75
Tuyau 78	N86-N90	0.14	50
Tuyau 77	N86-N87	1.33	50
Tuyau 79	N87-N89	0.16	50
Tuyau 61	N63-N72	7.44	100
Tuyau 21	R-N22	5.46	100
Tuyau 26	N32-N36	0.2	50
Tuyau 22	N22-N32	2.18	50
Tuyau 28	N23-N24	0.16	50
Tuyau 30	N25-N26	0.31	50
Tuyau 31	N25-N27	1.81	50
Tuyau 32	N27-N28	0.13	50
Tuyau 33	N27-N29	1.3	50
Tuyau 35	N29-N30	0.34	50
Tuyau 34	N29-N31	0.23	50
Tuyau 27	N22-N23	3.01	75
Tuyau 41	N39-N40	0.18	50
Tuyau 38	N39-N41	2.1	50
Tuyau 39	N41-N42	0.48	50
Tuyau 36	R-N37	6.38	100
Tuyau 43	N37-N44	2.33	75
Tuyau 45	N45-N46	1.26	50

<b>ID Arc</b>	<b>Les nœuds de l'arc</b>	<b>Débit LPS</b>	<b>Diamètre avantageux</b>
Tuyau 49	N46-N51	0.17	50
Tuyau 91	N46-N47	0.71	50
Tuyau 50	N47-N52	0.08	50
Tuyau 46	N47-N48	0.24	50
Tuyau 24	N33-N34	0.54	50
Tuyau 42	N41-N43	0.53	50
Tuyau 48	N45-N50	0.08	50
Tuyau 47	N44-N49	0.1	50
Tuyau 52	N53-N55	0.16	50
Tuyau 53	N53-N54	0.31	50
Tuyau 54	N53-N56	1.42	50
Tuyau 56	N56-N57	0.82	50
Tuyau 55	N56-N57	0.14	50
Tuyau 57	N57-N60	0.16	50
Tuyau 58	N57-N58	0.14	50
Tuyau 13	N7-N8	0.12	50
Tuyau 14	N7-N9	0.52	50
Tuyau 15	N9-N10	0.06	50
Tuyau 16	N9-N11	0.08	50
Tuyau 3	N6-N16	1.73	50
Tuyau 7	N17-N18	0.1	50
Tuyau 4	N17-N19	0.88	50
Tuyau 6	N19-N20	0.08	50
Tuyau 5	N19-N21	0.14	50
Tuyau 63	N72-N75	0.24	50
Tuyau 67	N74-N77	4.38	75
Tuyau 68	N77-N78	0.31	50
Tuyau 71	N79-N80	0.22	50
Tuyau 69	N77-N79	3.1	75
Tuyau 72	N81-N82	0.17	50
Tuyau 73	N81-N83	1.36	50
Tuyau 74	N83-N84	0.11	50
Tuyau 75	N83-N85	0.34	50
Tuyau 66	N74-N76	0.55	50
Tuyau 85	N67-N91	0.18	50
Tuyau 37	N37-N39	2.62	75
Tuyau 86	N64-N65	0.26	50
Tuyau 83	N64-N67	3.6	75
Tuyau 19	N12-N14	1.08	50

ID Arc	Les nœuds de l'arc	Débit LPS	Diamètre avantageux
Tuyau 40	N37-N38	0.47	50
Tuyau 23	N32-N33	1.46	50
Tuyau 64	N72-N74	6.28	100
Tuyau 65	N87-N88	0.34	50
Tuyau 25	N33-N35	0.09	50

## V-10. Calcul de réseau

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel EPANET, Les résultats des simulations sont retranscrits par la suite, selon le mode de fonctionnement du réseau.

## V-11. Définition d'EPANET

C'est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau.

## V-12. Répartition définitive des débits et des pressions (Cas de pointe)

### V-12-1. Cas de pointe [8]

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau V- 6 ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau V- 7.

Tableau V-6 : État des Nœuds du Réseau (cas de point)

Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
N1	993.6	1.28	1053.32	59.72
N2	1012.46	0.206	1048.91	36.45
N3	988.94	0.139	1048.9	59.96
N4	988.17	0.324	1046.88	58.71
N5	950.12	0.373	977.59	27.47
N6	1003.32	1.03	1051.42	48.1
N7	999.89	0.63	1045.68	45.79
N8	989.59	0.102	1037.92	48.33
N9	986.92	0.31	1039.49	52.57
N10	989.23	0.05	1030.27	41.04



Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
N11	983.14	0.07	1017.41	34.27
N12	990.05	0.41	1045.43	55.38
N13	992.65	0.1	1037.8	45.15
N14	993.29	0.48	1044.77	51.48
N15	996.48	0.32	1038.52	42.04
N16	995.33	0.1	1037.27	41.94
N17	1006.23	0.63	1046.48	40.25
N18	1004.4	0.08	1042.22	37.82
N19	981.21	0.544	1038.95	57.74
N20	1005.34	0.07	1018.08	12.74
N21	1010.71	0.12	1026.24	15.53
N22	1010.42	0.23	1055.94	45.52
N23	1013.56	0.23	1055.47	41.91
N24	986.13	0.13	1039.66	53.53
N25	995.83	0.379	1054.05	58.22
N26	1017.47	0.26	1027.55	10.08
N27	995.78	0.32	1051.53	55.75
N28	982.01	0.106	1033.58	51.57
N29	1006.56	0.61	1045.92	39.36
N30	998.95	0.28	1011.9	12.95
N31	1007.8	0.19	1034.9	27.1
N32	996.68	0.43	1055.27	58.59
N33	998.48	0.69	1052.3	53.82
N34	989.01	0.45	1035.73	46.72
N35	993.16	0.075	1048.95	55.79
N36	1000.79	0.17	1047.3	46.51
N37	1024.95	0.81	1056.45	31.5
N38	1010.62	0.39	1028.55	17.93
N39	1015.41	0.28	1056.14	40.73
N40	1012.89	0.15	1050.53	37.64
N41	1007.78	0.91	1053.8	46.02
N42	993.85	0.4	1024.16	30.31
N43	982.88	0.44	1014.06	31.18
N44	1021.19	0.49	1040.94	19.75
N45	1029.72	0.25	1039.9	10.18
N46	1025.42	0.32	1038.08	12.66
N47	1019.09	0.32	1037.41	18.32
N48	1002.13	0.2	1024.57	22.44
N49	1016.23	0.08	1036.6	20.37
N50	1005.26	0.07	1016.5	11.24

Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
N51	1011	0.14	1033.46	22.46
N52	995.03	0.07	1014.84	19.81
N53	1010.9	1.05	1054.46	43.56
N54	982.44	0.26	1027.75	45.31
N55	990.26	0.13	1037.77	47.51
N56	1007.88	0.38	1052.89	45.01
N57	996.32	0.43	1039.36	43.04
N58	998.54	0.12	1026.33	27.79
N59	1015.33	0.12	1040.43	25.1
N60	998.41	0.13	1022.99	24.58
N61	994.63	0.3	1054.28	59.65
N62	1010.34	0.16	1047.69	37.35
N63	995.57	0.59	1053.73	58.16
N64	994.11	1.2	1052.63	58.52
N65	999.35	0.22	1047.19	47.84
N66	993.08	0.3	1039.41	46.33
N67	989.82	1.11	1047.84	58.02
N68	985.26	0.7	1041.56	56.3
N69	981.21	0.65	1030.6	49.39
N70	999.03	0.15	1025.12	26.09
N71	985.48	0.24	1023.79	38.31
N72	993.84	0.77	1052.15	58.31
N74	1012.04	1.12	1051.31	39.27
N75	1002.97	0.2	1039.45	36.48
N76	996.9	0.46	1033.4	36.5
N77	989.79	0.81	1049.52	59.73
N78	989.39	0.26	1040.94	51.55
N79	994.43	0.46	1048.51	54.08
N80	979.17	0.18	1039.1	59.93
N81	983.5	0.67	1042.34	58.84
N82	980.57	0.14	1037.82	57.25
N83	978.36	0.76	1036.2	57.84
N84	986.83	0.09	1030.4	43.57
N85	969.95	0.282	1024.8	54.85
N86	996.93	0.91	1051.89	54.96
N87	1005.97	0.7	1047.82	41.85
N88	996.18	0.28	1013.16	16.98
N89	998.5	0.13	1031.31	32.81
N90	990.37	0.12	1038.69	48.32
N91	992.09	0.15	1042.29	50.2

Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Réservoir	1058.58	0.00	1059.27	0.69

Tableau V-7: État des tronçons du Réseau (cas de pointe)

ID Arc	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
N63-N61	127.37	150	0.1	-13.81	0.78	4.31
N61-N53	38.75	150	0.1	-14.37	0.81	4.65
N44-N45	53.41	50	0.1	1.64	0.84	19.52
N23-N25	30.93	50	0.1	2.57	1.31	45.82
R-N53	546.16	150	0.1	20.08	1.14	8.79
NR-N1	415.56	100	0.1	8.84	1.13	14.3
N1-N2	238.49	25	0.1	0.25	0.5	18.5
N1-N3	161.76	20	0.1	0.17	0.53	27.36
N1-N5	432.11	20	0.1	0.45	1.42	175.27
N1-N4	375.47	30	0.1	0.39	0.55	17.16
N1-N6	272.89	100	0.1	6.06	0.77	6.96
N6-N7	401.51	50	0.1	1.39	0.71	14.32
N6-N12	290.58	50	0.1	1.69	0.86	20.62
N12-N13	120.73	20	0.1	0.12	0.68	63.23
N14-N16	118.56	20	0.1	0.12	0.68	63.23
N14-N15	372.67	30	0.1	0.38	0.54	16.77
N61-N62	185.84	20	0.1	0.19	0.61	35.5
N63-N64	179.3	100	0.1	5.66	0.72	6.14
N64-N66	355.41	25	0.1	0.36	0.73	37.21
N67-N68	514	60	0.1	2.09	0.74	12.22
N68-N69	305.5	40	0.1	1.25	0.99	35.88
N69-N70	173.98	20	0.1	0.18	0.57	31.49
N69-N71	277.53	25	0.1	0.29	0.59	24.54
N79-N81	162.9	50	0.1	2.33	1.19	37.89
N53-N86	605.08	80	0.1	2.57	0.51	4.26
N86-N90	148.53	20	0.1	0.14	0.81	88.87
N86-N87	309.89	50	0.1	1.33	0.68	13.14
N87-N89	159.77	20	0.1	0.16	0.88	103.28
N63-N72	384.29	120	0.1	7.44	0.66	4.11
R-N22	580.14	100	0.1	5.46	0.7	5.73
N32-N36	200.54	20	0.1	0.2	0.65	39.73
N22-N32	110.93	70	0.1	2.18	0.57	6.1
N23-N24	153.04	20	0.1	0.16	0.88	103.28
N25-N26	300.53	20	0.1	0.31	0.99	88.19
N25-N27	107.81	50	0.1	1.81	0.92	23.35

ID Arc	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
N27-N28	123.09	20	0.1	0.13	0.96	145.89
N27-N29	145.67	40	0.1	1.3	1.03	38.55
N29-N30	335.2	20	0.1	0.34	1.07	101.48
N29-N31	225.43	20	0.1	0.23	0.73	48.89
N22-N23	83.3	80	0.1	3.01	0.6	5.71
N39-N40	177.93	20	0.1	0.18	0.57	31.49
N39-N41	75.23	50	0.1	2.1	1.07	31.06
N41-N42	463.49	25	0.1	0.48	0.98	63.96
R-N37	365.55	100	0.1	6.38	0.81	7.7
N37-N44	410.16	50	0.1	2.33	1.19	37.81
N45-N46	153.72	50	0.1	1.26	0.64	11.84
N46-N51	166.79	20	0.1	0.17	0.53	27.72
N46-N47	54.55	40	0.1	0.71	0.56	12.36
N47-N52	88.37	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N47-N48	238.52	20	0.1	0.24	0.76	53.81
N33-N34	523.1	30	0.1	0.54	0.76	31.68
N41-N43	518.67	25	0.1	0.53	1.08	76.63
N45-N50	91.67	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N44-N49	103.92	20	0.1	0.1	0.54	41.83
N53-N55	161.61	20	0.1	0.16	0.88	103.28
N53-N54	302.91	20	0.1	0.31	0.99	88.19
N53-N56	107.04	50	0.1	1.42	0.72	14.74
N56-N57	195.53	30	0.1	0.82	1.15	69.18
N56-N57	140.2	20	0.1	0.14	0.81	88.87
N57-N60	158.52	20	0.1	0.16	0.88	103.28
N57-N58	146.58	20	0.1	0.14	0.81	88.87
N7-N8	118.16	20	0.1	0.12	0.69	65.6
N7-N9	212.6	30	0.1	0.52	0.73	29.09
N9-N10	67.89	20	0.1	0.06	0.76	135.8
N9-N11	86.49	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N6-N16	229.36	50	0.1	1.73	0.88	21.57
N17-N18	101.71	20	0.1	0.1	0.54	41.83
N17-N19	405.12	40	0.1	0.88	0.7	18.59
N19-N20	81.72	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N19-N21	142.94	20	0.1	0.14	0.81	88.87
N72-N75	236.07	20	0.1	0.24	0.76	53.81
N74-N77	472.82	100	0.1	4.38	0.56	3.79
N77-N78	301.09	25	0.1	0.31	0.64	28.48
N79-N80	212.96	20	0.1	0.22	0.69	44.19
N77-N79	166.77	80	0.1	3.1	0.62	6.05

ID Arc	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
N81-N82	162.96	20	0.1	0.17	0.53	27.72
N81-N83	450.6	50	0.1	1.36	0.69	13.63
N83-N84	111.54	20	0.1	0.11	0.61	52
N83-N85	344	25	0.1	0.34	0.69	33.14
N74-N76	542.44	30	0.1	0.55	0.78	33.02
N67-N91	176.28	20	0.1	0.18	0.57	31.49
N37-N39	71.77	80	0.1	2.62	0.52	4.41
N64-N65	260.7	25	0.1	0.26	0.54	20.89
N64-N67	597.39	80	0.1	3.6	0.72	8.02
N12-N14	74.64	50	0.1	1.08	0.55	8.88
N37-N38	457.76	25	0.1	0.47	0.95	60.97
N32-N33	190.64	50	0.1	1.46	0.74	15.57
N72-N74	282.07	120	0.1	6.28	0.56	2.99
N87-N88	341.54	20	0.1	0.34	1.07	41.48
N33-N35	90.18	20	0.1	0.09	0.51	37.15

### V-12-2. Cas de pointe plus incendie

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau n° V-8, ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau V-9.

Tableau V- 8: État des Nœuds du Réseau (cas de pointe plus incendie)

Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
N1	993.6	1.28	1056.86	63.26
N2	1012.46	0.206	1052.45	39.99
N3	988.94	0.139	1052.43	63.49
N4	988.17	0.324	1050.41	62.24
N5	950.12	0.373	981.12	31
N6	1003.32	18.03	1055.91	52.59
N7	999.89	0.63	1050.16	50.27
N8	989.59	0.102	1042.41	52.82
N9	986.92	0.31	1043.97	57.05
N10	989.23	0.05	1034.75	45.52
N11	983.14	0.07	1021.89	38.75
N12	990.05	0.41	1049.92	59.87
N13	992.65	0.1	1042.28	49.63
N14	993.29	0.48	1049.25	55.96
N15	996.48	0.32	1043	46.52
N16	995.33	0.1	1041.76	46.43
N17	1006.23	0.63	1050.96	44.73

Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
N18	1004.4	0.08	1046.71	42.31
N19	981.21	0.544	1043.43	62.22
N20	1005.34	0.07	1022.56	17.22
N21	1010.71	0.12	1030.72	20.01
N22	1010.42	0.23	1055.29	44.87
N23	1013.56	0.23	1054.81	41.25
N24	986.13	0.13	1039	52.87
N25	995.83	0.379	1053.39	57.56
N26	1017.47	0.26	1026.89	9.42
N27	995.78	0.32	1050.87	55.09
N28	982.01	0.106	1032.92	50.91
N29	1006.56	0.61	1045.26	38.7
N30	998.95	0.28	1011.24	12.29
N31	1007.8	0.19	1034.24	26.44
N32	996.68	0.43	1054.61	57.93
N33	998.48	0.69	1051.64	53.16
N34	989.01	0.45	1035.07	46.06
N35	993.16	0.075	1048.29	55.13
N36	1000.79	0.17	1046.64	45.85
N37	1024.95	0.81	1055.8	30.85
N38	1010.62	0.39	1027.89	17.27
N39	1015.41	0.28	1055.48	40.07
N40	1012.89	0.15	1049.88	36.99
N41	1007.78	0.91	1053.14	45.36
N42	993.85	0.4	1023.5	29.65
N43	982.88	0.44	1013.4	30.52
N44	1021.19	0.49	1040.29	19.1
N45	1029.72	0.25	1039.24	9.52
N46	1025.42	0.32	1037.42	12
N47	1019.09	0.32	1036.75	17.66
N48	1002.13	0.2	1023.91	21.78
N49	1016.23	0.08	1035.94	19.71
N50	1005.26	0.07	1015.84	10.58
N52	995.03	0.07	1014.19	19.16
N53	1010.9	1.05	1053.81	42.91
N54	982.44	0.26	1027.09	44.65
N55	990.26	0.13	1037.11	46.85
N56	1007.88	0.38	1052.23	44.35
N57	996.32	0.43	1038.7	42.38
N58	998.54	0.12	1025.67	27.13

Nœud	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
N59	1015.33	0.12	1039.77	24.44
N60	998.41	0.13	1022.33	23.92
N61	994.63	0.3	1053.63	59
N62	1010.34	0.16	1047.03	36.69
N63	995.57	0.59	1053.08	57.51
N64	994.11	1.2	1051.98	57.87
N65	999.35	0.22	1046.53	47.18
N66	993.08	0.3	1038.75	45.67
N67	989.82	1.11	1047.19	57.37
N68	985.26	0.7	1040.91	55.65
N69	981.21	0.65	1029.94	48.73
N70	999.03	0.15	1024.47	25.44
N71	985.48	0.24	1023.13	37.65
N72	993.84	0.77	1051.5	57.66
N74	1012.04	1.12	1050.65	38.61
N75	1002.97	0.2	1038.79	35.82
N76	996.9	0.46	1032.74	35.84
N77	989.79	0.81	1048.86	59.07
N78	989.39	0.26	1040.29	50.9
N79	994.43	0.46	1047.85	53.42
N80	979.17	0.18	1038.44	59.27
N81	983.5	0.67	1041.68	58.18
N82	980.57	0.14	1037.16	56.59
N83	978.36	0.76	1035.54	57.18
N84	986.83	0.09	1029.74	42.91
N85	969.95	0.282	1024.14	54.19
N86	996.93	0.91	1051.23	54.3
N87	1005.97	0.7	1047.16	41.19
N88	996.18	0.28	1012.5	16.32
N89	998.5	0.13	1030.66	32.16
N90	990.37	0.12	1038.03	47.66
N91	992.09	0.15	1041.64	49.54
Réservoir 1	1058.58	0.00	1058.61	0.03

Tableau V-9: État des tronçons du Réseau (cas de pointe plus incendie)

ID Arc	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
N63-N61	127.37	150	0.1	-13.81	0.78	4.31
N61-N53	38.75	150	0.1	-14.37	0.81	4.65

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
N44-N45	53.41	50	0.1	1.64	0.84	19.53
N23-N25	30.93	50	0.1	2.57	1.31	45.82
R-N53	546.16	150	0.1	20.08	1.14	8.79
NR-N1	415.56	200	0.1	29.24	0.93	4.21
N1-N2	238.49	25	0.1	0.25	0.5	18.5
N1-N3	161.76	20	0.1	0.17	0.53	27.36
N1-N5	432.11	20	0.1	0.45	1.42	175.27
N1-N4	375.47	30	0.1	0.39	0.55	17.16
N1-N6	272.89	200	0.1	26.46	0.84	3.48
N6-N7	401.51	50	0.1	1.39	0.71	14.32
N6-N12	290.58	50	0.1	1.69	0.86	20.62
N12-N13	120.73	20	0.1	0.12	0.68	63.23
N14-N16	118.56	20	0.1	0.12	0.68	63.23
N14-N15	372.67	30	0.1	0.38	0.54	16.77
N61-N62	185.84	20	0.1	0.19	0.61	35.5
N63-N64	179.3	100	0.1	5.66	0.72	6.14
N64-N66	355.41	25	0.1	0.36	0.73	37.21
N67-N68	514	60	0.1	2.09	0.74	12.22
N68-N69	305.5	40	0.1	1.25	0.99	35.88
N69-N70	173.98	20	0.1	0.18	0.57	31.49
N69-N71	277.53	25	0.1	0.29	0.59	24.54
N79-N81	162.9	50	0.1	2.33	1.19	37.89
N53-N86	605.08	80	0.1	2.57	0.51	4.26
N86-N90	148.53	20	0.1	0.14	0.81	88.87
N86-N87	309.89	50	0.1	1.33	0.68	13.14
N87-N89	159.77	20	0.1	0.16	0.88	103.28
N63-N72	384.29	120	0.1	7.44	0.66	4.11
R-N22	580.14	100	0.1	5.46	0.7	5.73
N32-N36	200.54	20	0.1	0.2	0.65	39.73
N22-N32	110.93	70	0.1	2.18	0.57	6.1
N23-N24	153.04	20	0.1	0.16	0.88	103.28
N25-N26	300.53	20	0.1	0.31	0.99	88.19
N25-N27	107.81	50	0.1	1.81	0.92	23.35
N27-N28	123.09	23	0.1	0.13	0.96	145.89
N27-N29	145.67	40	0.1	1.3	1.03	38.55
N29-N30	335.2	20	0.1	0.34	1.07	101.48
N29-N31	225.43	20	0.1	0.23	0.73	48.89
N22-N23	83.3	80	0.1	3.01	0.6	5.71
N39-N40	177.93	20	0.1	0.18	0.57	31.49
N39-N41	75.23	50	0.1	2.1	1.07	31.06
N41-N42	463.49	25	0.1	0.48	0.98	63.96



ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
R-N37	365.55	100	0.1	6.38	0.81	7.7
N37-N44	410.16	50	0.1	2.33	1.19	37.81
N45-N46	153.72	50	0.1	1.26	0.64	11.84
N46-N51	166.79	20	0.1	0.17	0.53	27.72
N46-N47	54.55	40	0.1	0.71	0.56	12.36
N47-N52	88.37	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N47-N48	238.52	20	0.1	0.24	0.76	53.81
N33-N34	523.1	30	0.1	0.54	0.76	31.68
N41-N43	518.67	25	0.1	0.53	1.08	76.63
N45-N50	91.67	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N44-N49	103.92	25	0.1	0.1	0.54	41.83
N53-N55	161.61	25	0.1	0.16	0.88	103.28
N53-N54	302.91	20	0.1	0.31	0.99	88.19
N53-N56	107.04	50	0.1	1.42	0.72	14.74
N56-N57	195.53	30	0.1	0.82	1.15	69.18
N56-N57	140.2	25	0.1	0.14	0.81	88.87
N57-N60	158.52	25	0.1	0.16	0.88	103.28
N57-N58	146.58	25	0.1	0.14	0.81	88.87
N7-N8	118.16	25	0.1	0.12	0.69	65.6
N7-N9	212.6	30	0.1	0.52	0.73	29.09
N9-N10	67.89	20	0.1	0.06	0.76	135.8
N9-N11	86.49	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N6-N16	229.36	50	0.1	1.73	0.88	21.57
N17-N18	101.71	25	0.1	0.1	0.54	41.83
N17-N19	405.12	40	0.1	0.88	0.7	18.59
N19-N20	81.72	20	0.1	0.08	1.07	255.34
N19-N21	142.94	25	0.1	0.14	0.81	88.87
N72-N75	236.07	20	0.1	0.24	0.76	53.81
N74-N77	472.82	100	0.1	4.38	0.56	3.79
N77-N78	301.09	25	0.1	0.31	0.64	28.48
N79-N80	212.96	20	0.1	0.22	0.69	44.19
N77-N79	166.77	80	0.1	3.1	0.62	6.05
N81-N82	162.96	20	0.1	0.17	0.53	27.72
N81-N83	450.6	50	0.1	1.36	0.69	13.63
N83-N84	111.54	25	0.1	0.11	0.61	52
N83-N85	344	25	0.1	0.34	0.69	33.14
N74-N76	542.44	30	0.1	0.55	0.78	33.02
N67-N91	176.28	20	0.1	0.18	0.57	31.49
N37-N39	71.77	80	0.1	2.62	0.52	4.41
N64-N65	260.7	25	0.1	0.26	0.54	20.89
N64-N67	597.39	80	0.1	3.6	0.72	8.02

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge m/km
N12-N14	74.64	50	0.1	1.08	0.55	8.88
N37-N38	457.76	25	0.1	0.47	0.95	60.97
N32-N33	190.64	50	0.1	1.46	0.74	15.57
N72-N74	282.07	120	0.1	6.28	0.56	2.99
N87-N88	341.54	20	0.1	0.34	1.07	101.48
N33-N35	90.18	25	0.1	0.09	0.51	37.15

### V-13. Interprétation des Résultats

La simulation du réseau à travers le logiciel EPANET, nous a permis de Dégager les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du Réseau ; en assurant une pression minimale de 10 (m) au niveau de tous les nœuds, Sans dépasser les 60 (m) à l'heure de pointe , et en restant en dessous de 60 (m) en Heure de consommation réduite. Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui Se situent entre la marge de 0.5 à 1.5 m/s « pendant l'heure de pointe » et cela pour Éviter l'accumulation des dépôts solides, l'érosion des conduites et l'effet de régime transitoire. L'annexe N° IV montre les diverses simulations dans le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.

### V-14. Equipement du réseau de distribution

#### V-14- 1- Type de canalisation

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 20mm et 500 mm.

#### V-14- 2. Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

##### V-14- 2-1. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » ; celle ci est introduite dans une bouche a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

##### V-14- 2-2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites d'un diamètre minimal de 100 mm capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques d'incendies.

**V-14- 2-3. Clapets**

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

**V-14- 2-4. Robinets de vidange**

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

**V-14- 2-5. Pièces spéciales de raccord**

- Les Tés : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- Les coudes : utilisés en cas de changement de direction.
- Les cônes de réduction : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

**V -15. Gestion et maintenance des réseaux**

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps qui due soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (changement de pression), soit au chut de rendement de réseau par des coupures intempestives...). pour cela une gestion et une maintenance régulières sont indispensables. la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

La maintenance, de son coté, est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évaluer l'état réel des dispositifs technique d'un système d'alimentation en eau potable, en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

**V-16. Conclusion**

Après l'étude de la consommation de la commune Beni Maouche, on a pu déterminer les Débits maximum horaires pour le dimensionnement du réseau, et on déterminé Encore les débits transitant dans les conduites ainsi que les débits nodaux. Les dimensionnement ont été réalisés à l'aide du logiciel EPANET.

# Chapitre VI

## pose des conduites

## VI-1. Introduction

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux surpressions éventuelles, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et l'agressivité du sol. La pose des conduites est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

## VI-2. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution du tranché, on doit tenir compte des normes suivantes :

La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur.

La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol.

Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément ; on doit prévoir un espacement de 30 cm de part et d'autre de la conduite et établir des niches au droit des joints.

La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froids. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.

Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm.

Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. A partir de la hauteur fixée précédemment, le remblaiement se poursuit manuellement.

En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion (Figure (VI.3)).

## VI-3. Pose des conduites [2]

La pose se fera par l'intermédiaire d'un engin de pose, en débutant les travaux par le point le plus haut afin de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration s'il y a lieu. On les descendra lentement et attentivement pour ne pas endommager le revêtement, et elles doivent être posées en file bien alignées. Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de mottes

de terre, en évitant les calages au moyen de matériaux risquant de détériorer la couche protectrice.

La pose se fait seulement après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus. La conduite doit épouser le lit de pose dans toute sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au dessous et qu'elle n'est pas en contact avec des grosses pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement.

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon en attente à l'aide de tampons solidement fixés, pour éviter l'introduction des corps étrangers.

### VI-3.1- Largeur et profondeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte et le compactage du remblai (Figure (VI.3)).

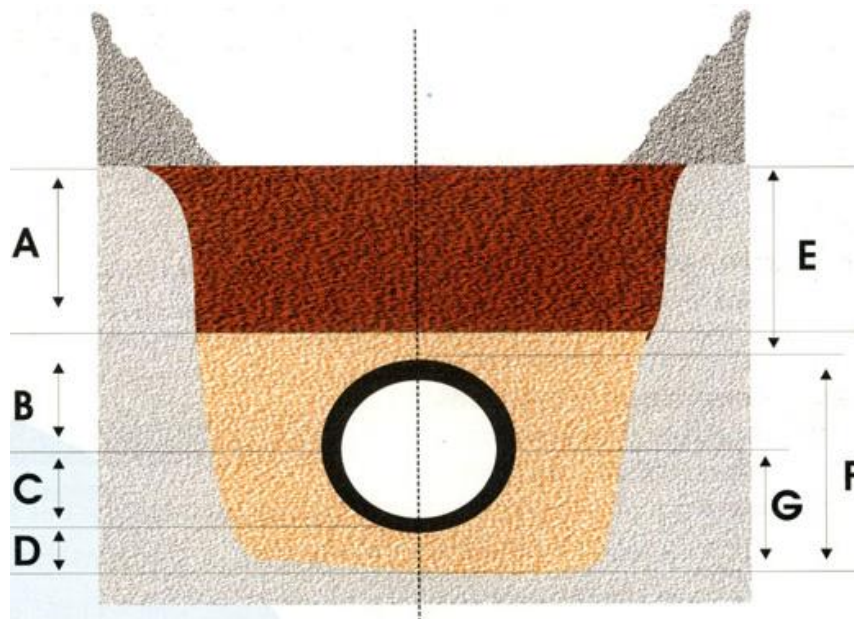


Figure (VI-1) : Pose de la conduite en tranchée

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui

### VI-3.2. Stabilisation des conduites [1]

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton.

On distingue :

- ❖ Butée sur coude horizontal (Figure (VI-2)).
- ❖ Butée sur coude vertical (Figure (VI-3)).
- ❖ Butée sur branchement (Figure (VI-4)).
- ❖ Butée sur un cône.

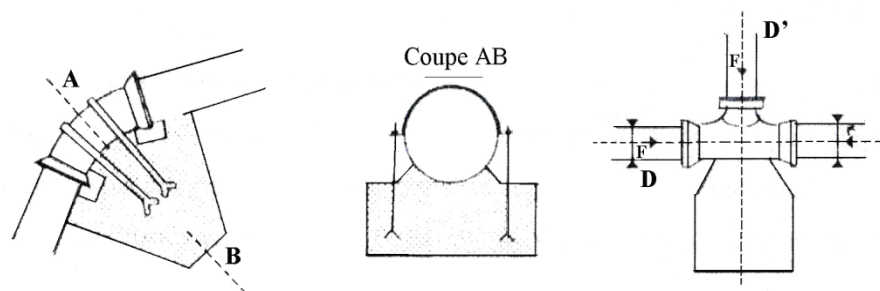


Figure (VI-2) : Butée sur coude horizontal

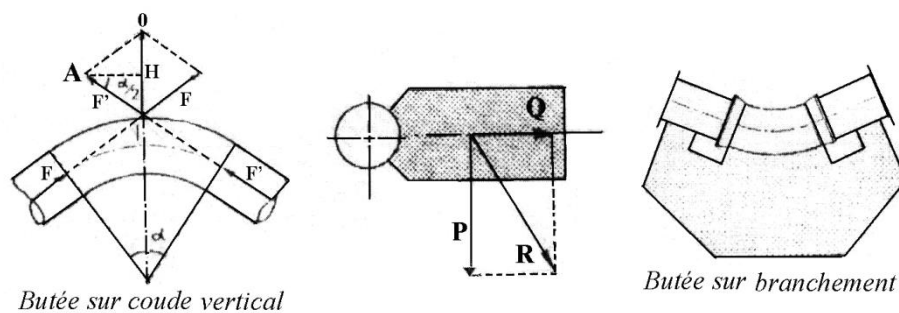


Figure (VI-3) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

## VI-4. Travaux spéciaux

### VI-4.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse de diamètre supérieure dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (VII.6)).

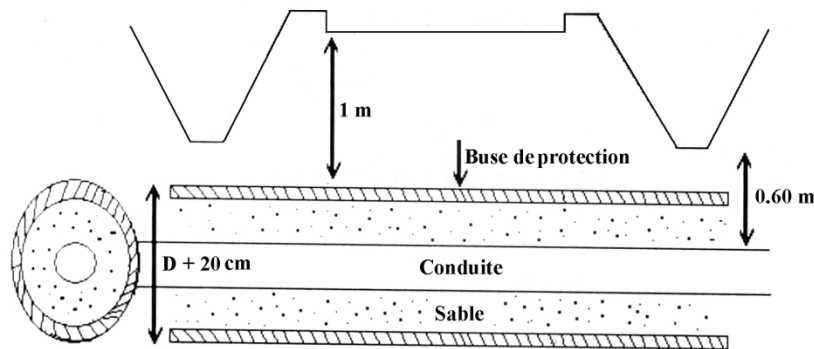


Figure (VI-4) : Protection spéciale pour la traversée de route

#### VI-4.2. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un.

#### VI-4.3. Mise en eau et épreuve

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa.

La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la «Pression Maximale de Fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 MPa à l'aide d'une vanne de purge.

L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur.

#### VI-4.4. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.



**VI-5. Conclusion**

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

Et Quelque soit ce système, il est nécessaire de doter de plusieurs accessoires sur tout sa longueur aussi pour assurer le bon fonctionnement du réseau et aussi pour protéger la conduite.

# Conclusion générale

## Conclusion générale

L'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable nécessite une étude approfondie du point de vue technico-économique dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir :

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ Répartition rationnelle de l'eau et son acheminement à moindre coût.

Ces exigences dépendent de la topographie de la région et des ressources mobilisées. Dans cette étude, malgré l'absence de certaines données, nous avons essayé de mettre ces différents paramètres et d'y apporter des résolutions convenables, ce qui nous a permis d'élaborer notre étude.

Après l'étude des besoins de cette zone à long terme, il s'est avéré nécessaire de réaliser un réservoir de 250m<sup>3</sup> pour assurer les besoins de cette zone car le débit est estimé à 22.8 l/s

La nature de relief exige l'implantation d'un réservoir au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompage.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec une vitesse acceptable.

Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD, pour les avantages qu'il présente.

Pour le dimensionnement des conduites de distribution nous avons choisi le diamètre varié entre (20÷200) mm en PEHD.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse être utile à l'étude finale de l'alimentation en eau potable de chef-lieu de Beni Maouche.

# Bibliographie

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A.DUPONT :« Hydraulique urbaine » Edition EYROLLES, Tome II, 1979, paris
- [2] J .BONNIN :« Aide-Mémoire d'hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importance » Edition EYROLLES, 1977, paris.7
- [3] OUAZEN.E et REKAL. B <<Alimentation en eau potable de la commune de Bouhamza à partir de barrage Tichy-haf w. Bejaia >> mémoire fin d'étude, université Bejaia
- [4] BENGANA. T << Etude de la chain d'adduction de la commune de Tifra a partir de barrage de tichy-haf de wilaya de Bejaia >> mémoire fin d'étude, université de Bejaia
- [5] BOULALI. A, << Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Ain Romana par les eaux des sources malakhal et yesmet daïra de Mouzaia >> mémoire fin d'étude E.N.S.H, 2010
- [6] ABDERRAHMANI.B << Alimentation en eau potable de la ville Ain Tedeles W. Mostaganem >> mémoire fin d'études juillet E.N.S.H, 2008
- [7] Données : Equipements existants, service technique, APC de Beni Maouche et la subdivision d'hydraulique de Beni Maouche.
- [8] Logiciel EPANET.

# Annexes

*Annexe I-1 : tableau de variation de  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants*

<b>Nombre d'habitants X 1000</b>	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	100
<b><math>\beta_{max}</math></b>	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,10

*Annexe I-2 : tableau de variation de  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants*

<b>Nombre d'habitants X 1000</b>	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	100
<b><math>\beta_{min}</math></b>	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.7

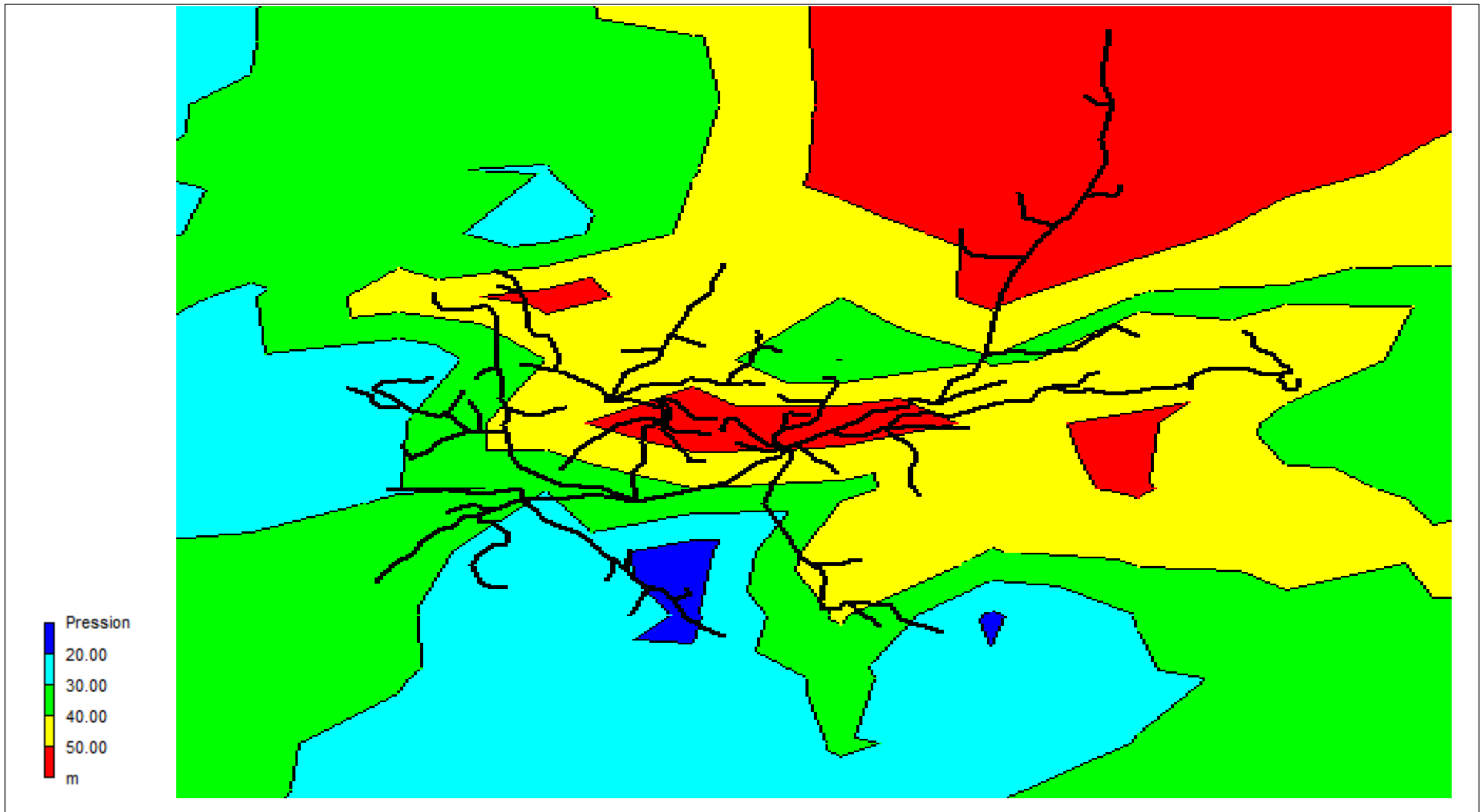
*Annexe I-3 : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants*

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



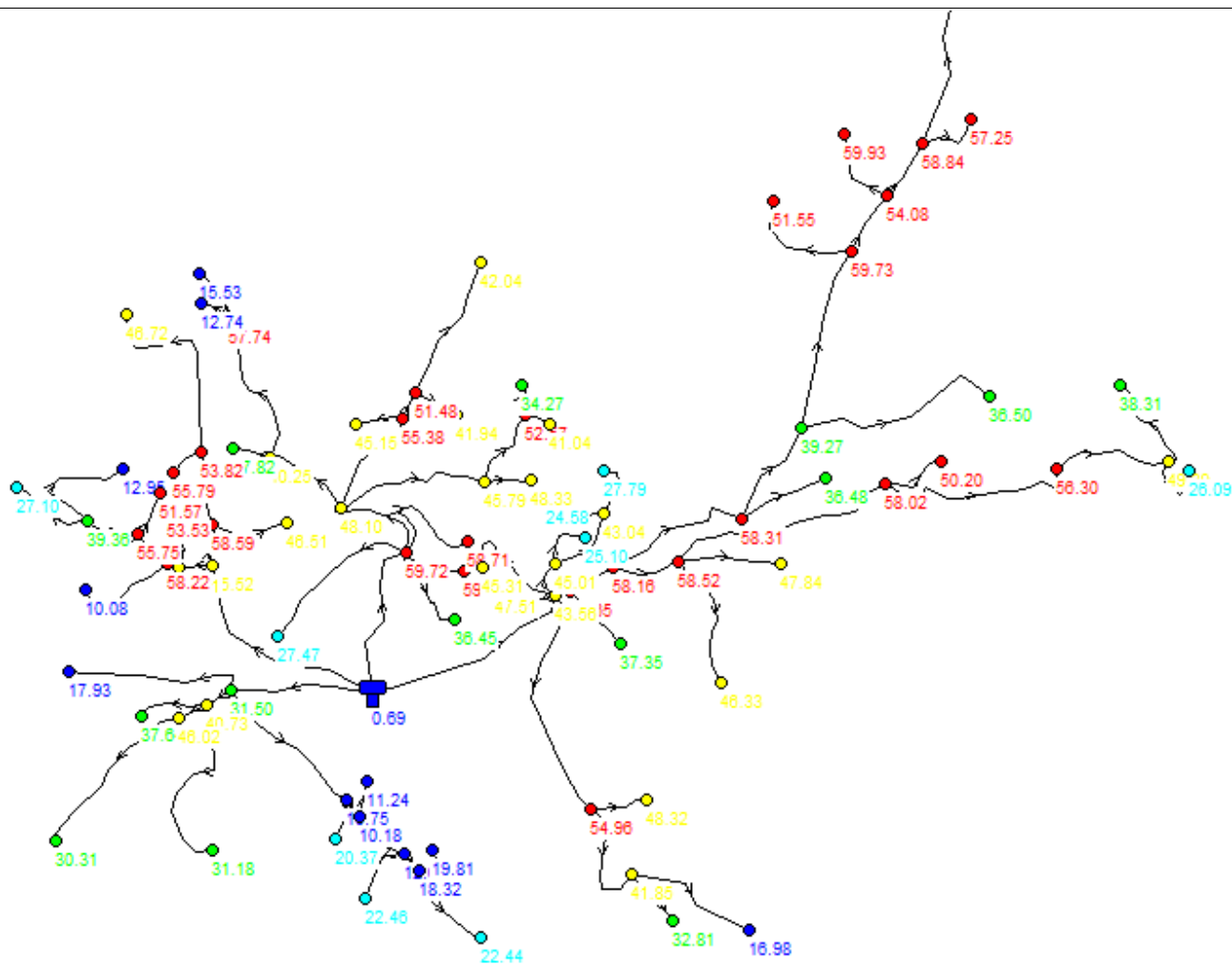
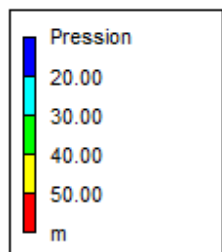
*Annexe II : débit des agglomérations selon la valeur du coefficient de variation du débit horaire*

Heure	Débit des agglomérations selon la valeur du coefficient de variation du débit horaire											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
<b>00-01</b>	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	<b>1.00</b>	0.90	0.85	0.75	0.60
<b>01-02</b>	3.45	3.25	3.25	3.20	5.65	2.10	1.50	<b>1.00</b>	0.90	0.85	0.75	0.60
<b>02-03</b>	3.45	3.30	2.90	3.50	2.20	1.85	1.50	<b>1.00</b>	0.90	0.85	1.00	1.20
<b>03-04</b>	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	<b>1.00</b>	1.00	1.00	1.00	2.00
<b>04-05</b>	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	<b>2.00</b>	1.35	2.70	3.00	3.50
<b>05-06</b>	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	<b>3.00</b>	3.85	4.70	5.50	3.50
<b>06-07</b>	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	<b>5.00</b>	5.20	5.35	5.50	4.50
<b>07-08</b>	4.40	4.45	4.65	4.90	5.20	5.30	5.50	<b>6.50</b>	6.20	5.85	5.50	10.2
<b>08-09</b>	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	<b>6.50</b>	5.50	4.50	3.50	8.80
<b>09-10</b>	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	<b>5.50</b>	5.85	4.20	3.50	6.50
<b>10-11</b>	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	<b>4.50</b>	5.00	5.50	6.00	4.10
<b>11-12</b>	4.55	4.60	4.60	4.70	2.25	5.70	6.25	<b>5.50</b>	6.50	7.50	8.50	4.10
<b>12-13</b>	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	<b>7.00</b>	7.50	7.90	8.50	3.50
<b>13-14</b>	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	<b>7.00</b>	6.70	6.35	6.00	3.50
<b>14-15</b>	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	<b>5.50</b>	5.35	5.20	5.00	4.70
<b>15-16</b>	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	<b>4.50</b>	4.65	4.80	5.00	6.20
<b>16-17</b>	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	<b>5.00</b>	5.50	4.00	3.50	10.4
<b>17-18</b>	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	<b>6.50</b>	5.50	4.50	3.50	9.40
<b>18-19</b>	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.95	5.00	<b>6.50</b>	6.30	6.20	6.00	7.30
<b>19-20</b>	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	<b>5.50</b>	5.35	5.70	6.00	1.60
<b>20-21</b>	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	<b>4.50</b>	4.00	5.50	6.00	1.60
<b>21-22</b>	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	<b>3.00</b>	3.00	3.00	3.00	1.00
<b>22-23</b>	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	<b>2.00</b>	2.00	2.00	2.00	0.60
<b>23-24</b>	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	4.10	1.50	<b>1.00</b>	1.00	1.00	1.00	0.60
<b>Total</b>	100	100	100	100	100	100	100	<b>100</b>	100	100	100	100



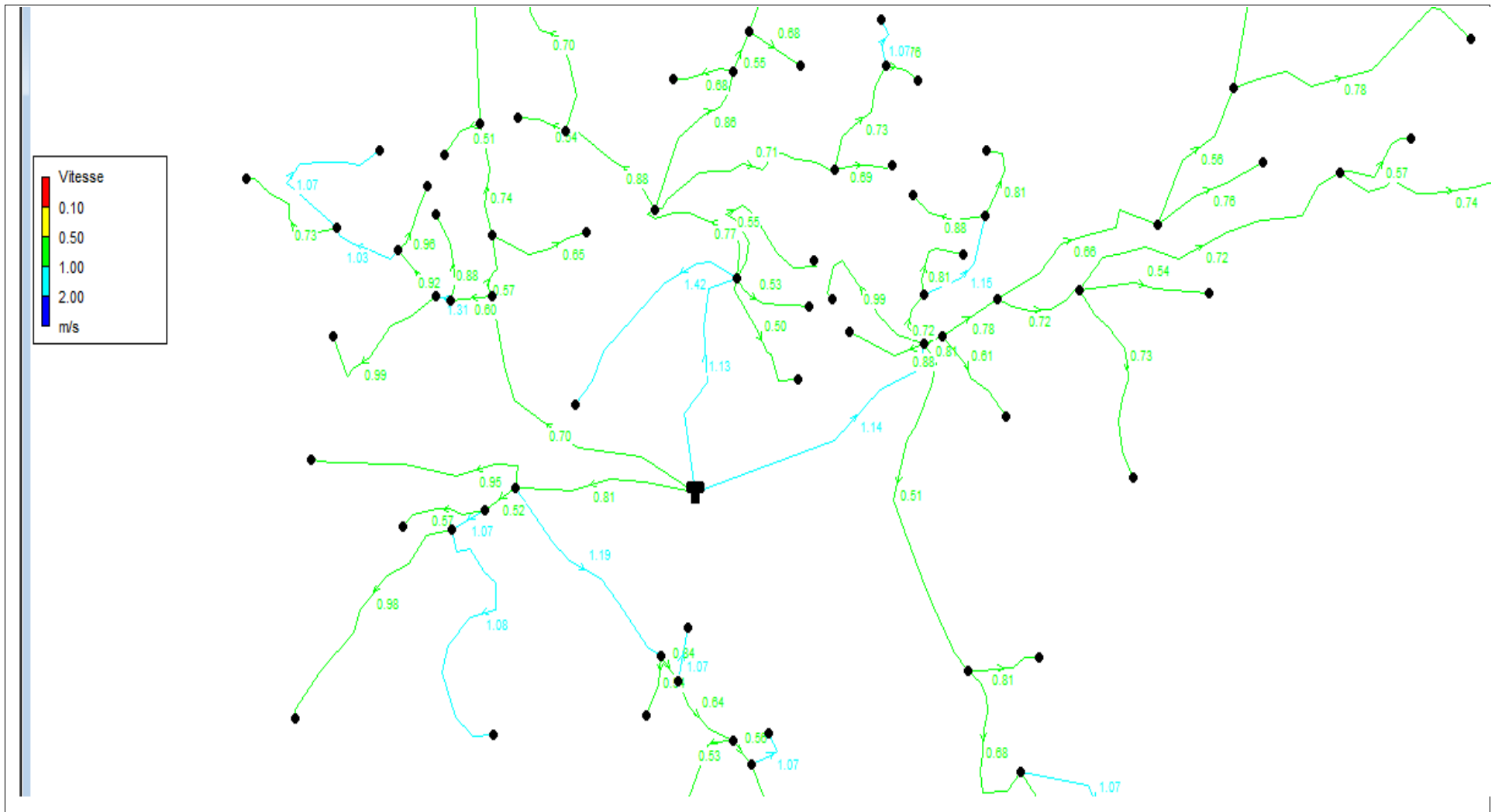
*Annexe IV-1 : Courbe de niveau pression dans le cas de pointe*

# Annexe



Annexe IV-2 : Pression des nœuds dans le cas de pointe après simulation

## Annexe



Annexe IV-3 : Vitesse du réseau dans le cas de pointe après simulation

## ملخص:

أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمركز بلدية بني معوش , هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التزويد و منشأة التخزين و أنابيب النقل من الآبار إلى الخزان من أجل الاستجابة النوعية والكمية للطلبات المتزايدة للسكان. بلدية بني معوش تقع في منطقة جبلية تتميز بتضاريس وعرة و ذات مناخ معتدل.

### **RESUME :**

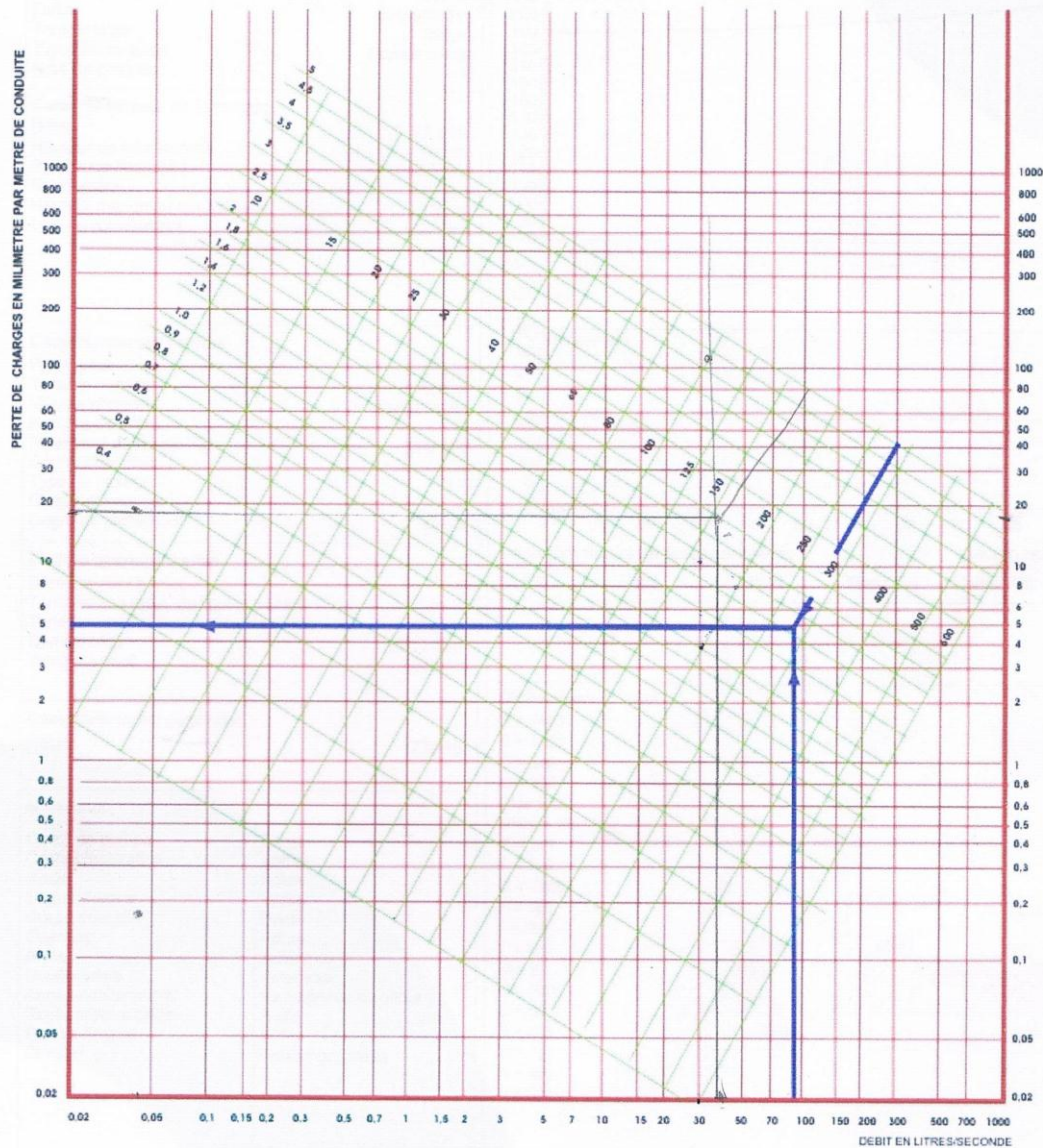
Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable de chef lieu de Beni Maouche, cette étude a pour objet de dimensionné le réseau de distribution, l'ouvrage de stockage et l'adduction a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

La commune de Beni Maouche appartient à un espace montagneux, Présente un relief très élevés, et très accidenté, et un climat méditerranéen.

### **ABSTRACT:**

The memory of our last studies consist to study the system to feed out of drinking water of right place of Beni Maouche, this study is for object to dimensioning of the network distribution, nonfiction of stocking and the adduction in order to answer qualitively and Quantitatively to the growing needs of the population.

The town of Beni Maouche belongs to a mountainous area, Presented avery students relief and very rugged, and a Mediterranean climate.

Annexe III : **Abaque des pertes de charge**
**ABaque POUR CALCUL DES PERTES DE CHARGE  
DANS LES TUYAUX D'ADDUCTION ET DISTRIBUTION D'EAU  
EN POLYETHYLENE**


Cet abaque a été établi en considérant les diamètres intérieurs des tuyaux

**Mode d'emploi de l'abaque :**

Détermination de la perte de charge pour un diamètre  $D_1$  et un débit  $Q_0$  donnés.

On trace une verticale qui passe par  $Q_0$  jusqu'au point d'intersection avec la droite  $D_1$ , de ce point on trace une horizontale qui coupe l'échelle des pertes de charge à la valeur recherchée.

**Exemple :** pour un débit  $Q_0 = 90$  l/s, une conduite  $D_1 = 290,8$  mm ( $D_e$  315, ép. 12,1)

- la perte de charge  $J_0$  est de : 5 mm/m.
- la vitesse d'écoulement  $V_0$  est voisine de : 1,45 m/s.

