

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**BENHAMIMED Islam**

**BIROUK Omar**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**Etude de la chaine d'adduction des communes GRAREM GOUGA et HAMALA, Daïra de GRAREM GOUGA Wilaya de MILA à partir du barrage de BENI-HAROUN.**

Soutenu le 03/07 /2019 devant le jury composé de :

- Président : **Mr NASRI, K.**
- Promoteur : **Mr YAKOUBI, M.**
- Examineur : **Mr SAOU, A.**

# *Remerciements*

*En premier lieu, nous remercions le bon dieu de m'avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous tenons également à exprimer nos plus vifs remerciements et notre gratitude à notre promoteur : Mr YAKOUBI pour ses orientations et ses conseils le long de l'élaboration de ce projet.*

*Nous tenant à témoigner notre reconnaissance aussi à tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont participé dans notre formation.*

*Nous remercions aussi aux membres du jury de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.*

*Nous remercions très chaleureusement tous les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**Islam & Omar**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*D'abord à ma chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.*

*A mon cher père, pour ces conseils, son soutien moral et matériels et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail*

*A ma chère grand mère Qui m'a accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé et de bonheur dans les deux vies.*

*Je dédie ce modeste travail également à :*

- + Mes tantes et oncles paternels et leurs conjoints*
- + Mes tantes et oncles maternels et leurs conjoints*
- + Mes chers frères et ma chère sœur*
- + Mon très cher binôme Omar et sa famille.*
- + Tous mes amis sans exception*
- + A tous ceux que j'aime et qui m'aiment de près ou de loin.*

**Islam**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*D'abord à ma chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.*

*A mon cher père, pour ces conseils, son soutien moral et matériels et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail*

*Je dédie ce modeste travail également à :*

- + Mon grand père et ma grande mère*
- + Mes tantes et oncles paternels et leurs conjoints*
- + Mes tantes et oncles maternels et leurs conjoints*
- + Mon cher frère*
- + Ma chère sœur, son mari et leurs petite fille « Sirino »*
- + Mon très cher binôme Islam et sa famille.*
- + Tous mes amis sans exception*
- + A tous ceux que j'aime et qui m'aiment de près ou de loin.*

**Omar**

# Sommaire

Introduction générale .....	1
Chapitre I : Présentation du site et Estimation des besoins	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de site d'étude.....	2
I.2.1. Situation géographique .....	3
I.2.1.1. Commune de GRAREM GOUGA.....	3
I.2.1.2. Commune de HAMALA.....	3
I.2.2. Situation géologique .....	4
I.2.3. Situation climatique .....	4
I.2.3.1. Commune de GRAREM GOUGA.....	4
I.2.3.2. Commune de HAMALA.....	5
I.2.4. Situation démographique .....	5
I.2.5. Situation hydraulique .....	5
I.2.5.1. Situation hydraulique actuelle et ressources en eau .....	5
I.2.5.2. Présentation du barrage de BENI HAROUN .....	6
I.3. Estimations des besoins en eau .....	8
I.3.1. Estimation de la population future .....	8
I.3.2. Estimation des différents besoins .....	9
I.3.2.1. Choix de la norme de consommation.....	9
I.3.2.1.1. Dotations unitaires domestiques.....	9
I.3.2.1.2. Consommation industrielle et équipement .....	9
I.3.2.2. Détermination de la consommation journalière des besoins domestique.....	10
I.3.2.3. Détermination des différents besoins .....	11
I.3.2.3.1. Besoins administratifs .....	11
I.3.2.3.2. Besoins commerciaux .....	11
I.3.2.3.3. Besoins industriels .....	12
I.3.2.4. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2044 .....	12
I.3.3. Majoration de la consommation moyenne journalière .....	13
I.3.3.1. Variation de la consommation journalière .....	14
I.3.3.1.1. Consommation maximale journalière et minimale journalière .....	14
I.3.4. Variation de la consommation horaire .....	16
I.3.4.1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{\max h}$ ) .....	16
I.3.4.2. Coefficient d'irrégularité minimal horaire ( $K_{\min h}$ ).....	18
I.3.4.3. Débit maximum horaire .....	19

# Sommaire

I.3. 4.4. Débit minimal horaire .....	19
I.4. Conclusion .....	20

## Chapitre II : Réservoirs

II.1.Introduction .....	21
II.2.Définition d'un réservoir .....	21
II.3. Rôle et utilités des réservoirs .....	21
II.4. Classification des réservoirs .....	21
II.4.1. Classification selon le matériau de constriction.....	21
II.4.2. Classification selon la situation des lieux .....	21
II.4.3.Classification selon la forme géométrique.....	22
II.4.4. Classification selon l'utilisation.....	22
II.5.Emplacement des réservoirs .....	22
II-6- Equipement des réservoirs .....	23
II.6.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée .....	23
II.6.2. Conduite de distribution ou de départ.....	23
II.6.3. Conduite de trop-plein .....	24
II.6.4. Conduite de vidange .....	24
II.6.5. Conduite by-pass .....	25
II.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	25
II.7. Détermination de la capacité du réservoir .....	26
II.7.1. Principe de calcul.....	26
II.8. Capacité des ouvrages existants.....	26
II.9. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction .....	27
II.9.1. Dimensionnement de la bache de la station de pompage .....	27
II.9.2. Dimensionnement des stations de reprise .....	28
II.9.3. Dimensionnement du réservoir principal de GRAREM GOUGA (R1) .....	28
II.9.4. Vérification les deux réservoirs de la première agglomération (GRAREM GOUGA) (R2 et R3).....	29
II.9.5. Vérification du réservoir de la deuxième agglomération (GRAREM GOUGA)(R4) .....	30
II.9.6. Dimensionnement du réservoir principal de HAMALA (R5) .....	31
II.9.7. Vérification du réservoir ELOUASSAF (deuxième agglomération de HAMALA R6 ).....	32
II.9.8. Dimensionnement des réservoirs projetés .....	34
II.10. Conclusion .....	35

# Sommaire

## Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction .....	36
III.2. Types d'adduction .....	36
III.2.1. Adduction gravitaire .....	36
III.2.2. Adduction par refoulement .....	36
III.2.3. Adduction mixte .....	36
III.3. Choix de tracé .....	36
III.3.1. Conditions techniques .....	36
III.3.2. Conditions économique .....	37
III.3.3. description du schéma d'adduction .....	37
III.4. Choix du type des conduites .....	37
III.4.1. Adduction par refoulement .....	38
III.4.2. Adduction gravitaire .....	38
III.5. Organes et accessoires de l'adduction .....	38
III.5.1. Organes de sectionnement .....	38
III.5.2. Organes de protection .....	39
III.5.3. Organes de régulation .....	40
III.5.4. Organes de branchement .....	40
III.6. Etude Technico-économique .....	40
III.7. Calcul hydraulique .....	41
III.7.1. Calcul du diamètre économique .....	41
III.7.1.1. Pour les conduites de refoulement .....	41
III.7.1.2. Pour les conduites gravitaires .....	41
III.7.2. Calcul de la vitesse .....	41
III.7.3. Calcul des pertes de charges .....	42
III.7.3.1. Calcul des pertes de charge linéaires $\Delta H_L$ .....	42
III.7.3.2. Perte de charge singulière $\Delta H_S$ .....	44
III.7.3.3. Pertes de charge totales $\Delta H_T$ .....	44
III.7.4. La Hauteur Manométrique Totale HMT .....	44
III.7.5. Puissance absorbée par la pompe .....	44
III.7.6. Énergie consommée par la pompe .....	44
III.7.7. Frais d'exploitation .....	45
III.7.8. Frais d'amortissement .....	45
III.7.9. Bilan économique .....	46

# Sommaire

III.8. Calcul de l'adduction .....	46
III.8.1. Adduction par refoulement.....	46
III.8.1.1. Tronçon SP1-SR1 .....	46
III.8.1.2. Tronçon SR1-R1.....	47
III.8.1.3. Tronçon SP2-SR2.....	49
III.8.1.4. Tronçon SR2-R5.....	50
III.8.2. Adduction gravitaire.....	52
III.8.2.1. Tronçon R1-R3.....	52
III.8.2.2. Tronçon R1-point bifurcation (PB1) .....	52
III.8.2.3. Tronçon PB1- R2.....	53
III.8.2.4. Tronçon PB1 - R4.....	54
III.8.2.5. Tronçon R1- SP2 .....	55
III.8.2.6. Tronçon R5- R6.....	55
III.9. Conclusion.....	56

## Chapitre IV : Pompes

IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Classification des pompes .....	58
IV.3. Choix des pompes .....	59
IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge .....	59
IV.4.1. la vitesse de rotation (N) .....	59
IV.4.2. Le débit de pompage (Q).....	59
IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT).....	59
IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration (Ha).....	59
IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement (Hr) .....	59
IV.4.3.3. Pertes de charges (Ja+Jr) .....	59
IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées :.....	60
IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe :.....	60
IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile (Pu) :.....	60
IV.4.5. Le rendement de la pompe :.....	60
IV.5. Les courbes caractéristiques :.....	60
IV.5.1. La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$ .....	60
IV.5.2. La courbe Rendement-Débit $\eta = f(Q)$ .....	60
IV.5.3. La courbe des Puissances absorbées-Débit $P_a = f(Q)$ .....	60

# Sommaire

IV.6. Couplage des pompes.....	60
IV.7. Le point de fonctionnement de la pompe :.....	61
IV.7.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré .....	61
IV.8. Etude de la cavitation :... ..	63
IV.9. Choix des pompes du projet :.....	65
IV.9.1. Conduite d'adduction SP1 vers STR1 : .....	66
IV.9.2. Conduite d'adduction STR1 vers R1 : .....	67
IV.9.3. Conduite d'adduction SP2 vers STR2 : .....	68
IV.9.4. Conduite d'adduction STR2 vers R5 : .....	69
IV.9. Conclusion .....	70

## Chapitre V : coup de bélier

V.1. Introduction .....	71
V.2. Causes du coup de bélier .....	71
V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	71
V.3.1. Les volants d'inertie .....	71
V.3.2. Les soupapes de décharge.....	72
V.3.3. Les ventouses.....	72
V.3.4. Les réservoirs d'air comprimé .....	73
V.3.5. Les cheminées d'équilibre .....	73
V.4. Etude du coup de bélier .....	74
V.4.1. Calcul de la célérité d'onde .....	74
V.4.2. La valeur numérique du coup de bélier .....	74
V.5. Application numérique du coup de bélier.....	76
V.5.1. Partie refoulement .....	76
V.5.2. Partie gravitaire .....	76
V.6. Conclusion.....	78

## Chapitre VI : Système d'information géographique (SIG)

VI.1. Introduction.....	79
VI.2. Présentation d'un système d'information géographique SIG.....	79
VI.2.1. Définition d'un système d'information géographique (SIG) .....	79
VI.2.2. Principales composantes d'un SIG.....	79
VI.2.3. Fonctionnalités d'un SIG .....	79

# Sommaire

VI.2.4. Utilité des SIG.....	80
VI.2.5. Les avantages d'un SIG .....	81
VI.2.6. Elaboration d'un SIG .....	81
VI.3. Présentation du logiciel MapInfo .....	81
VI.3.1. Définition .....	81
VI.3.2. Utilisation et possibilité du logiciel.....	81
VI.3.3. environnement du logiciel.....	82
VI.4. Création d'un SIG pour la zone GRAREM GOUGA, HAMALA.....	82
VI.4.1. Préparation du fond de la carte.....	82
VI.4.2. Création des tables .....	83
VI.4.3. Vectorisation du réseau d'adduction : .....	84
VI.5. La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable .....	86
VI.5.1. La gestion classique des réseaux d'AEP .....	86
VI.5.2. Gestion informatisée des réseaux d'AEP .....	86
VI.5.3. Gestion des réseaux d'AEP par SIG .....	86
VI.5.3.1. Requêtes SQL.....	86
VI.5.3.2. Analyse thématique .....	87
VI.6. Conclusion .....	89
 Conclusion générale .....	 92

## Liste des abréviations et symboles

- T : Taux d'accroissement de la population (%)  
n : nombre d'années séparent l'année de référence de l'horizon voulu  
 $P_n$  : population à l'horizon voulu  
 $P_0$  : population de l'année actuelle ou de référence  
 $Q_{\text{moy journalière}}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3 / j$ )  
 $q_i$  : Dotation journalière des consommateurs ( $l/j/hab.$ )  
 $N_i$  : Nombre de consommateurs. (Hab.)  
 $K_{\text{maxj}}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.  
 $Q_{\text{moyh}}$  : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ )  
 $Q_{\text{maxj}}$  : Débit maximal journalier ( $m^3/j$ )  
 $K_{\text{max h}}$  : Coefficient d'irrégularité horaire maximum  
 $\alpha_{\text{max}}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail  
 $\beta_{\text{max}}$  : coefficient dépend du nombre d'habitants  
 $\alpha_{\text{min}}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail  
 $\beta_{\text{min}}$  : coefficient dépend du nombre d'habitants  
 $Q_h$  : Le débit horaire ( $l/h$ )  
 $Q_{\text{max h}}$  : Débit maximal horaire ( $m^3/h$ )  
 $Q_{\text{min h}}$  : Débit minimal horaire ( $m^3/h$ )  
V maximal : volume maximal que peut contenir le réservoir ( $m^3$ )  
P% : résidu maximal dans le réservoir (%)  
R+ : valeur maximale dans le réservoir (%)  
R- : valeur minimale dans le réservoir (%)  
 $V_T$  : volume total du réservoir ( $m^3$ )  
 $V_{\text{inc}}$  : volume de la réserve d'incendie ( $m^3$ )  
D : diamètre (m)  
V : volume ( $m^3$ )  
H : hauteur (m)  
 $H_{\text{inc}}$  : Hauteur de la réserve d'incendie (m)  
S : surface ( $m^2$ )  
 $V_u$  : Volume utile (maximal de stockage pour la consommation) ( $m^3$ )  
 $V_{\text{bâche}}$  : Volume de la bâche de la station de pompage  
 $V_{\text{sr}}$  : Volume de la bâche de la station de reprise  
T' : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge  
 $P_{\text{max}}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%)  
J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau ( $m/m$ )  
L : Longueur de la conduite (m)  
V : Vitesse ( $m/s$ )  
g : Accélération de la pesanteur ( $g= 9,81 m/s^2$ )  
D : Diamètre de la conduite en mètre

## Liste des abréviations et symboles

- $V_{\min}$  : vitesse minimale d'écoulement qui est de 0,5 m/s  
 $V_{\max}$  : vitesse maximale d'écoulement qui est de 1,5 m/s  
 $D_{\min}$  : diamètre minimal d'écoulement en (m)  
 $D_{\max}$  : diamètre maximal d'écoulement en (m)  
Q : débit qui doit transiter dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s)  
 $\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.  
K : Rugosité absolue des tuyaux neufs  
 $\alpha$  : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER  
Re : Nombre de Reynolds  
 $H_L$  : Pertes de charge linéaires (m)  
 $H_S$  : Pertes de charge singulières (m)  
 $H_T$  : Pertes de charge totales (m)  
HMT : Hauteur manométrique (m)  
 $\rho$  : Masse volumique de l'eau = 1000 kg /m<sup>3</sup>  
ND : Niveau dynamique du plan de pompage(m)  
 $H_g$  : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau. (m)  
 $\eta$  : rendement de la pompe  
E : énergie consommée par la pompe (kWh)  
T : nombre d'heures de pompage (h)  
P : prix du kWh (DA)  
A : amortissement annuel de la conduite  
i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) (%)  
n : durée d'exploitation de la conduite  
 $F_{\text{amor}}$  : Les frais d'amortissement(DA)  
 $P_U$  : prix unitaire de la conduite (DA)  
 $F_{\text{exp}}$  : Les frais d'exploitation (DA)  
 $B_L$  : Le bilan (DA)  
PN : Pression nominale admissible (bar)  
CTP : Cote du trop-plein  
CR : Cote du radier  
 $H_g$  : Hauteur géométrique  
 $D_n$  : Diamètre normalisé (m)  
 $\Delta H_v$  : Les pertes de charge engendrées par la vanne  
 $\xi$  : le coefficient de perte de charge de la vanne  
 $\theta$  : L'angle d'inclinaison de la vanne  
PB : Le point de bifurcation  
 $\eta_p$  : Le rendement de la pompe  
 $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (Kw)  
R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)  
H : : hauteur d'élévation en (m)  
N : la vitesse de rotation  
 $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m)  
 $h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20°

## Liste des abréviations et symboles

$NPSH_d$  : charge nette disponible à l'aspiration de la pompe

$NPSH_r$  : charge nette requise à l'aspiration de la pompe

Ca: Cote d'aspiration en (m)

$T_v$  : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée en (m)

mce : mètre colonne d'eau

$\alpha$  : La célérité des ondes

$\alpha_{eq}$  : célérité équivalente du système

K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite

$V_0$  : Vitesse d'écoulement (m/s)

B : Valeur du coup de bélier (m)

$L_{eq}$  : longueur équivalente du système

$S_{eq}$  : représente la surface équivalente

$B_{eq}$  : La caractéristique équivalente de la pente

$D_{eq}$  : le diamètre équivalent

SIG: système d'information géographique

UTM: Universal Transverse Mercator

SQL: Structured Query Language

# Liste des Tableaux

## Chapitre I : Présentation du site et Estimation des besoins

Tableau (I. 1): Population (RGPH 2008) et population actuelle (2019).....	5
Tableau (I. 2) : ressources en eau actuelle de GRAREM GOUGA et HAMALA.....	6
Tableau (I. 3): Fiche technique du barrage Beni Haroun .....	7
Tableau (I. 4) : Estimation de la population future.....	8
Tableau (I. 5) : PNE 2010- Demande en eau par strate de population (Source : PNE 2010).....	9
Tableau (I. 6) : Table de coefficient de majoration « autres usages » (Source : PNE 2010).....	10
Tableau (I. 7) :Typologie Agglomérations / strates de population (Source : PNE 2010).....	10
Tableau (I. 8) : Détermination des besoins domestiques.....	11
Tableau (I. 9) : Déterminations des besoins administratifs .....	11
Tableau (I. 10) : Détermination des besoins commerciaux .....	11
Tableau (I. 11) : détermination des besoins industriels .....	12
Tableau (I. 12) : récapitulatif des différents besoins .....	12
Tableau (I. 13) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière .....	14
Tableau (I. 14) : Calcul de la consommation moyenne minimale et maximale journalière .....	15
Tableau (I. 15): les valeurs de $\beta_{\max}$ .....	16
Tableau (I. 16) : Valeurs du coefficient $K_{\max h}$ pour la zone d'étude .....	17
Tableau (I. 17): les valeurs de $\beta_{\min}$ .....	18
Tableau (I. 18) : Valeurs du coefficient $K_{\min h}$ pour la zone d'étude .....	18
Tableau (I. 19) : Variations des débits horaires.....	19

## Chapitre II : Réservoirs

Tableau (II. 1): Tableau donnant la capacité des réservoirs existants .....	27
Tableau (II. 2): Détermination analytique de la capacité du réservoir (R1).....	28
Tableau (II. 3): Vérification de la capacité du réservoir R2 et R3 .....	29
Tableau (II. 4): Vérification de la capacité du réservoir de R4 .....	30
Tableau (II. 5): Détermination analytique de la capacité du réservoir de R5.....	32
Tableau (II. 6): Vérification de la capacité du réservoir R6.....	33
Tableau (II. 7): Dimensionnement des réservoirs projetés.....	34
Tableau (II. 8): Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs. ....	35

## Chapitre III : Adduction

Tableau (III. 1) : Calcul de la HMT 1 .....	46
Tableau (III. 2) :Calcul des frais d'exploitation 1 .....	47
Tableau (III. 3) : Calcul des frais d'amortissement 1 .....	47
Tableau (III. 4) : Calcul du bilan global 1 .....	47
Tableau (III. 5) : Calcul de la HMT 2 .....	48
Tableau (III. 6) : Calcul des frais d'exploitation 2 .....	48
Tableau (III. 7) : Calcul des frais d'amortissement 2 .....	48
Tableau (III. 8) : Calcul du bilan global 2 .....	49
Tableau (III. 9) : Calcul de la HMT 3 .....	49

## Liste des Tableaux

Tableau (III. 10) : Calcul des frais d'exploitation 3 .....	50
Tableau (III. 11) : Calcul des frais d'amortissement 3 .....	50
Tableau (III. 12) : Calcul du bilan global 3 .....	50
Tableau (III. 13) : Calcul de la HMT 4 .....	51
Tableau (III. 14) : Calcul des frais d'exploitation 4 .....	51
Tableau (III. 15) : Calcul des frais d'amortissement 4 .....	51
Tableau (III. 16) : Calcul du bilan global 4 .....	51
Tableau (III. 17) : Calcul de la $\Delta HT$ du tronçon (R1-R3) .....	52
Tableau (III. 18) : Calcul de la $\Delta HT$ du tronçon (R1-PB1) .....	53
Tableau (III. 19) : Calcul de la $\Delta HT$ du tronçon (PB1-R2) .....	53
Tableau (III. 20) : Calcul de la $\Delta HT$ du tronçon (PB1- R4) .....	54
Tableau (III. 21) : Calcul de la $\Delta HT$ du tronçon (R1- SP2) .....	55
Tableau (III. 22) : Calcul de la $\Delta HT$ du tronçon (R5- R6) .....	56
Tableau (III. 23) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons .....	56

## Chapitre IV : Pompes

<i>Tableau (IV. 1): tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la températu.....</i>	<i>65</i>
--	-----------

## Chapitre V : Coup de bélier

Tableau (V. 1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement .....	76
Tableau (V. 2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire .....	76
Tableau (V. 3): Calcul de la célérité équivalente pour le (R1-R2) .....	77
Tableau (V. 4): Calcul de la célérité équivalente pour le (R1-R4) .....	77
Tableau (V. 5): valeurs numériques de coup de bélier pour les tronçons (R1-R2) et (R1-R4) .....	78

# Liste des Figures

## Chapitre I : Présentation du site et Estimation des besoins

Figure (I. 1): représentation de la zone d'étude.....	2
Figure (I. 2) : Situation géographique de la zone d'étude .....	4
Figure (I. 3): Evolution de la population aux différents horizons .....	9
Figure (I. 4) : Evolution du débit total de différentes catégories.....	13
Figure (I. 5): Evolution des débits moyens, minimaux et maximaux journaliers.....	16

## Chapitre II : Réservoirs

Figure (II. 1):Emplacement d'un réservoir.....	22
Figure (II. 2): Conduite d'adduction .....	23
Figure (II. 3): Conduite de distribution .....	24
Figure (II. 4): Conduite de trop-plein.....	24
Figure (II. 5): Conduite de by-pass.....	25
Figure (II. 6): Matérialisation de la réserve d'incendie.....	25

## Chapitre III : Adduction

Figure (III. 1) : Robinet vanne à opercule .....	38
Figure (III. 2) : Robinet vanne papillon.....	39
Figure (III. 3) : ventouse.....	39
Figure (III. 4) : clapet .....	40
Figure (III. 5) : Schéma générale des adductions .....	57

## Chapitre IV : Pompes

Figure (IV. 1): Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage. ....	62
Figure (IV. 2): Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré .....	63
Figure (IV. 3): calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	64
Figure (IV. 4): calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge. ....	64
Figure (IV. 5): Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge .....	65
Figure (IV. 6): Courbe caractéristiques de la pompe (SP1-STR1).....	66
Figure (IV. 7): Courbe caractéristiques de la pompe (STR1-R1).....	67
Figure (IV. 8): Les courbes caractéristiques de la pompe SP2 .....	68
Figure (IV. 9): Les courbes caractéristiques de la pompe STR2 .....	69

# Liste des Figures

## Chapitre V : Coup de bélier

Figure (V. 1): Volant d'inertie .....	72
Figure (V. 2): Soupape de décharge .....	72
Figure (V. 3): la ventouse.....	72
Figure (V. 4): Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de Surpression et de dépression .....	73
Figure (V. 5): Cheminées d'équilibre.....	74

## Chapitre VII : Système d'information géographique (SIG)

Figure (VI. 1) : Organigramme d'un SIG.....	80
Figure (VI. 2) : Interface de travail MapInfo.....	82
Figure (VI. 3) : carte de la zone d'étude.....	83
Figure (VI. 4) : Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (graphique) .....	84
Figure (VI. 5) : Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (numérique) .....	85
Figure (VI. 6) : Résultats d'une sélection RQL.....	87
Figure (VI. 7) : Les étapes de l'Analyse thématique (débit des conduite) .....	88
Figure (VI. 8) : résultats de l'Analyse thématique (débit des conduite).....	89
Figure (VI. 9) : Tracé du réseau d'adduction géo-référencé de la zone d'étude .....	90
Figure (VI. 10) : Le réseau d'adduction de la zone d'étude .....	91

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

## **Introduction générale :**

L'eau constitue un élément essentiel dans la vie et l'activité humaine, elle devient de plus en plus une richesse, mais menacée à cause de sa mauvaise gestion, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable, là où de grandes quantités sont perdues dans ce dernier.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre sujet de notre mémoire de fin d'études, dans lequel nous essayerons de projeter une nouvelle chaîne d'alimentation en eau potable de deux communes, GRAREM GOUGA et HAMALA, au nord de la wilaya de Mila. Elle consistera en l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable qui permettra de répondre aux besoins de la population à l'horizon projeté.

Les deux communes seront alimentées à partir de barrage de BENI HAROUN.

Pour cela, nous débuterons notre travail par une description du site, à savoir : la situation géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique, tout en estimant le nombre d'habitants et les différents besoins en eau aux divers horizons, court, moyen et long terme, suivant les données acquises auprès de l'APC de GRAREM GOUGA, et cela dans le but d'établir des besoins à satisfaire à long terme.

En second lieu, il sera procédé au dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

Le troisième chapitre consistera essentiellement en le dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

Le quatrième chapitre portera sur le calcul des pompes, il consistera en le choix des pompes adéquates, qui répondront aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement.

Dans le cinquième chapitre, nous établirons des moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion,

Enfin, dans le dernier chapitre, on terminera par l'élaboration d'un système d'information géographique servant de base de données destinée à faciliter la tâche de la gestion de ce patrimoine ainsi que l'utilisation de quelques techniques de gestion par SIG.

On terminera finalement avec conclusion générale.

# Chapitre I

## Présentation du site et Estimations des besoins

# Chapitre I

## Présentation du site et estimation des besoins

### I.1. Introduction

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la commune de GRAREM GOUGA qui est divisée en deux agglomérations, la première est l'agglomération chef-lieu (ville de GRAREM GOUGA) et la deuxième agglomération "Anouche-Ali et Sibari", et la commune de HAMALA qui est divisée en trois agglomérations : la première est l'agglomération chef-lieu (HAMALA), la deuxième et la troisième sont "El Ouessaf" et "Cheglibi Makhlouf".

Pour cela, nous avons débuté ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude.

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels, le premier point est consacré à la présentation de l'aire d'étude du point de vue géographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique; et le deuxième point est consacré à estimer les besoins en eau qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

### I.2. Présentation de site d'étude

L'aire d'étude correspond au nord de la wilaya de Mila, qui s'étend de GRAREM GOUGA à HAMALA

La région d'étude est représentée dans la figure (I.1) ci-dessous :

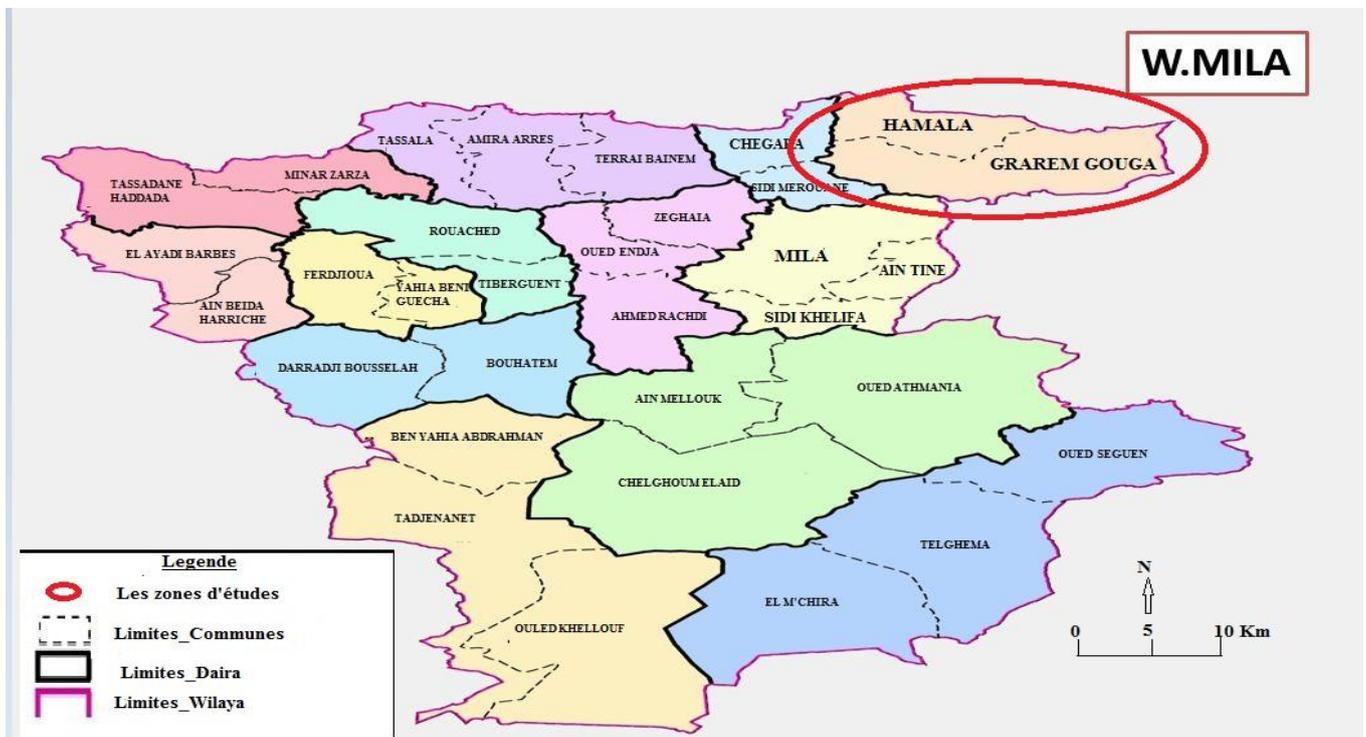


Figure (I. 1): représentation de la zone d'étude

#### I.2.1. Situation géographique

##### I.2.1.1. Commune de GRAREM GOUGA

GRAREM GOUGA est une commune située à environ 10.8 km au nord de MILA, chef-lieu de la Wilaya. Elle se trouve à la parallèle  $36^{\circ} 30' 60''$  de latitude Nord et au méridien  $60^{\circ} 13' 21''$  de longitude Est.

Administrativement, la commune de GRAREM GOUGA est [1]:

- Au Nord par la commune de BENI OULBENE (wilaya de SKIKDA), la commune de GHEBALA (wilaya de JIJEL) et la commune de HAMALA (wilaya de MILA) ;
- A l'Ouest par la commune de CHIGARA et SIDI MEROUANE (wilaya de MILA) ;
- Au Sud par la commune de Mila, MSSAOUD BOUDJERIOU (wilaya de CONSTANTINE) ;
- A l'Est par la commune de BENI H'MIDENE (wilaya de CONSTANTINE) ;

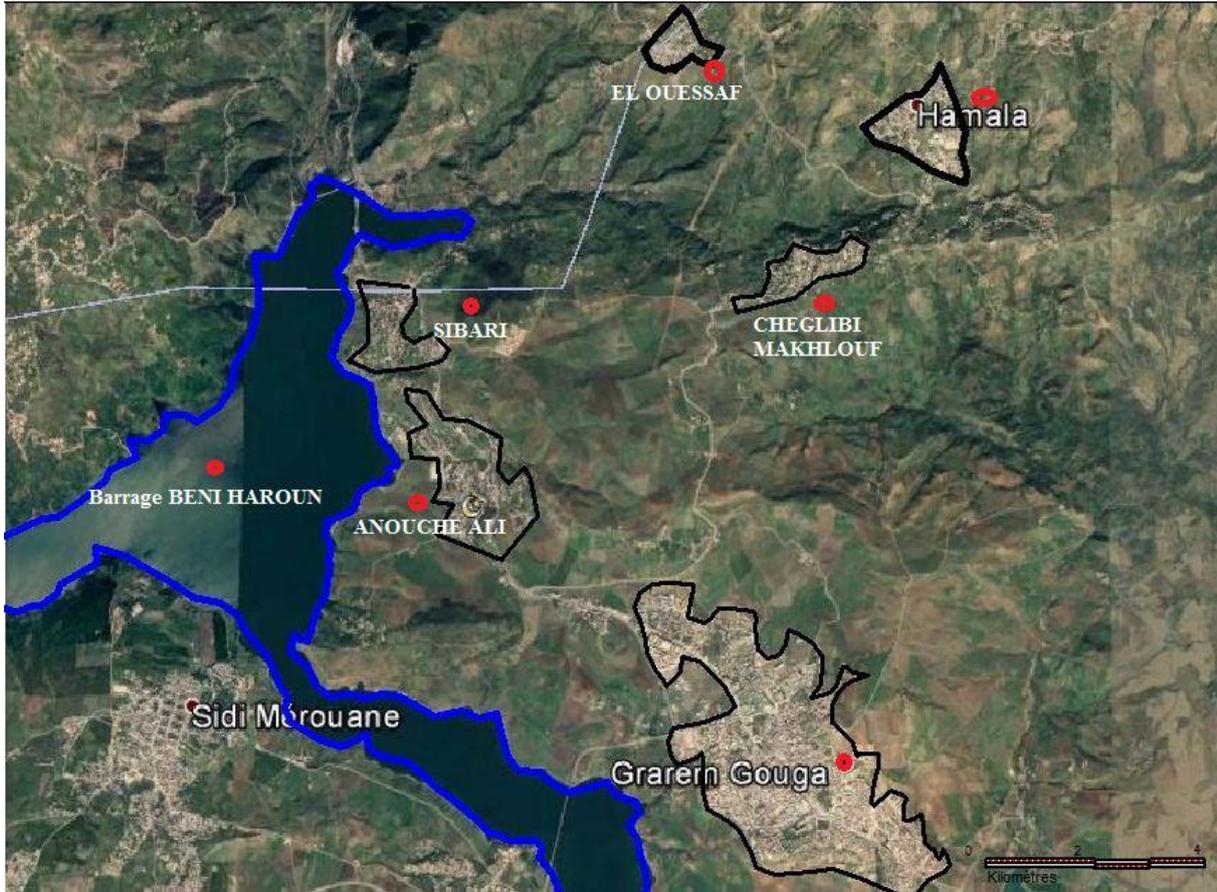
##### I.2.1.2. Commune de HAMALA

HAMALA est une commune située à environ 11 km au nord de MILA chef-lieu de la Wilaya. Elle se trouve à la parallèle  $36^{\circ} 34' 18''$  de latitude Nord et au méridien  $60^{\circ} 20' 24''$  de longitude Est. Administrativement, la commune de HAMALA est limitée par [1] :

- Au Nord par la commune de CHEBALA et SIDI MAAROUF (wilaya de JIJEL);
- A l'Ouest par la commune de CHIGARA (wilaya de MILA) ;
- Au Sud et à l'Est par la commune de GRAREM GOUGA (wilaya de MILA) ;

# Chapitre I

## Présentation du site et estimation des besoins



*Figure (I. 2) : Situation géographique de la zone d'étude*

### I.2.2. Situation géologique

Le secteur d'étude fait partie de la chaîne Alpine de l'Algérie nord orientale. Cette dernière constitue un tronçon des chaînes plissées d'Afrique du nord, les Maghrébines, qui vont du Rif (Maroc) à la Sicile (Italie) en passant par l'Algérie et la Tunisie. [1]

### I.2.3. Situation climatique

#### I.2.3.1. Commune de GRAREM GOUGA

Le climat y est chaud et tempéré. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à GRAREM GOUGA qu'elles ne le sont en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. Sur l'année, la température moyenne à GRAREMGOUGA est de 17.0 °C.

Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 785 mm

Les précipitations varient de 131 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. La température moyenne au court de l'année est de 17.1 °C.

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

Au mois d'Aout, la température moyenne est de 26.2 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 9.1 °C. [1]

#### ***1.2.3.2. Commune de HAMALA***

Un climat tempéré chaud est présent à HAMALA. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à HAMALA qu'elles ne le sont en été. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa. Sur l'année, la température moyenne à HAMALA est de 15.2 °C.

La moyenne des précipitations annuelles atteints 941 mm.

La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 156 mm. Une variation de 17.3 °C est enregistrée sur l'année

Avec une température moyenne de 24.5 °C, le mois d'Aout est le plus chaud de l'année. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 7.2 °C. [1]

#### **1.2.4. Situation démographique**

La population dans les deux communes d'étude selon le RGPH-ONS 2008 et la population actuelle (2019) sont données dans le tableau (I. 1) ci-dessous.

D'après les renseignements fournis par le Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme (le PDAU) de la wilaya de MILA, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est de 1.5 % pour la commune de la GRAREM GOUGA et 1.6 % pour la commune de HAMALA. [2]

***Tableau (I. 1): Population (RGPH 2008) et population actuelle (2019)***

<b>Commune</b>	<b>Population (2008)</b>	<b>Taux d'accroissement moyen (%)</b>	<b>Population actuelle (2019)</b>
<b>GRAREM GOUGA</b>	<b>42062</b>	<b>1.5</b>	<b>49547</b>
<b>HAMALA</b>	<b>11213</b>	<b>1.6</b>	<b>13352</b>

#### **1.2.5. Situation hydraulique**

##### ***1.2.5.1. Situation hydraulique actuelle et ressources en eau***

Les deux communes de la GRAREM GOUGA et HAMALA sont alimentées en eau potable à partir de sources souterraines et superficielles.

La consistance de ces ouvrages de production est représentée dans de **Tableau (I. 2)** suivant

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

**Tableau (I. 2) : ressources en eau actuelle de GRAREM GOUGA et HAMALA.**

<i>LA COMMUNE</i>	<i>LA SOURCE</i>	<i>LA CAPACITE EN ( m<sup>3</sup>/j)</i>
<b>GRAREM GOUGA</b>	<i>La source de BADSI</i>	<b>850</b>
	<i>La source AIN GEMRA</i>	<b>432</b>
	<i>(01) forage</i>	<b>800</b>
	<b>Station de traitement AIN TINN</b>	<b>5000</b>
<b>HAMALA</b>	<i>(09) source souterrain</i>	<b>900</b>

D'après la direction des ressources en eau de la Wilaya de MILA, la plus part des ressources souterraines de la commune de GRAREM GOUGA et la commune HAMALA sont détériorées à cause du manque d'entretien, elles deviennent insuffisantes pour répondre aux besoins de ces communes,

Pour cela, la DRE propose une nouvelle source pour couvrir les besoins des deux communes. Cette source est le barrage de BENI HAROUN.

#### ***1.2.5.2. Présentation du barrage de BENI HAROUN [3]***

Le barrage de BENI HAROUN est un grand complexe hydraulique stratégique en Algérie. le site du barrage est situé dans la Wilaya de Mila, au nord-est de l'Algérie sur l'Oued El Kebir, à une quarantaine de kilomètres de son embouchure dans la mer méditerranée.

La retenue créée par le barrage se trouve au Sud de ce dernier. Elle est située à environ 40 km au Nord / Nord - ouest de la ville de Constantine et à 350 km à l'Est d'Alger.

Le barrage est situé à l'extrémité amont de la gorge calcaire-marneuse de Béni Haroun et à environ 4 km du confluent de l'Oued Rhumel et de l'Oued Enndja.

la superficie intéressant le barrage de Béni Haroun est de 6.595 km<sup>2</sup>.

Le barrage a été mis en service au cours de l'année 2005.

En juin 2011, il a atteint un niveau des plus élevés depuis le début de son remplissage graduel en 2005 en atteignant le volume de 851 millions de mètres cubes.

Au 07 février 2012, le barrage a atteint un niveau record de 900 millions de m<sup>3</sup> et devrait augmenter dans les jours suivants, le déversement du surplus était envisagé.

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

Au 11 février 2012, le barrage a atteint la barre des 990 millions de m<sup>3</sup>.

Au 12 février 2012, le barrage a atteint un pic historique jamais réalisé depuis sa mise en service à ce jour : 1 milliard de m<sup>3</sup>, dépassant ainsi de 40 millions m<sup>3</sup> sa capacité théorique (960 millions m<sup>3</sup>).

*Tableau (I. 3): Fiche technique du barrage Beni Haroun*

<b>RN</b>	<b>PHE</b>	<b>NME</b>	<b>VTM</b> (110-172)	<b>VU</b>	<b>VT</b>	<b>SR</b> (côte 172)	<b>SR</b> (côte 200)
<b>200.00 m</b>	<b>214.80 m</b>	<b>172.00 m</b>	<b>263.5 hm<sup>3</sup></b>	<b>735.5 hm<sup>3</sup></b>	<b>997.9 hm<sup>3</sup></b>	<b>1392 Ha</b>	<b>3768 Ha</b>

**RN** = Niveau normal

**PHE** = Niveau des plus hautes eaux

**NME** = Niveau minimum d'exploitation

**VTM** = Volume de la tranche morte

**VU** = Volume utile

**VT** = Volume total

**SR** = Surface retenue

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

#### I.3. Estimations des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre

##### I.3.1. Estimation de la population future

Le nombre d'habitant estimé pour l'année 2019 et l'horizon 2044 suit la loi d'accroissements géométrique donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (\text{I. 1})$$

Avec :

- $P_n$ : la population à l'horizon de calcul ;
- $P_0$  : la population de l'année de référence ;
- $T$  : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage;
- $n$  : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est de 1.5 % pour la commune de la GRAREM GOUGA et 1.6 % pour la commune de HAMALA. [2]

Les résultats de calcul de la population pour différents horizons sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (I. 4) : Estimation de la population future*

COMMUNE		Population (2008)	Population actuelle (2019)	Population actuelle (2044)
GRAREM GOUGA	1 <sup>er</sup> agglomération	29356	34580	50174
	2 <sup>eme</sup> agglomération	12706	14967	21716
	Total	42062	49547	71890
HAMALA	1 <sup>er</sup> agglomération	4266	5080	7554
	2 <sup>eme</sup> agglomération	3901	4645	6908
	3 <sup>eme</sup> agglomération	3046	3627	5394
	Total	11213	13352	19856
TOTAL		53275	62899	91746

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

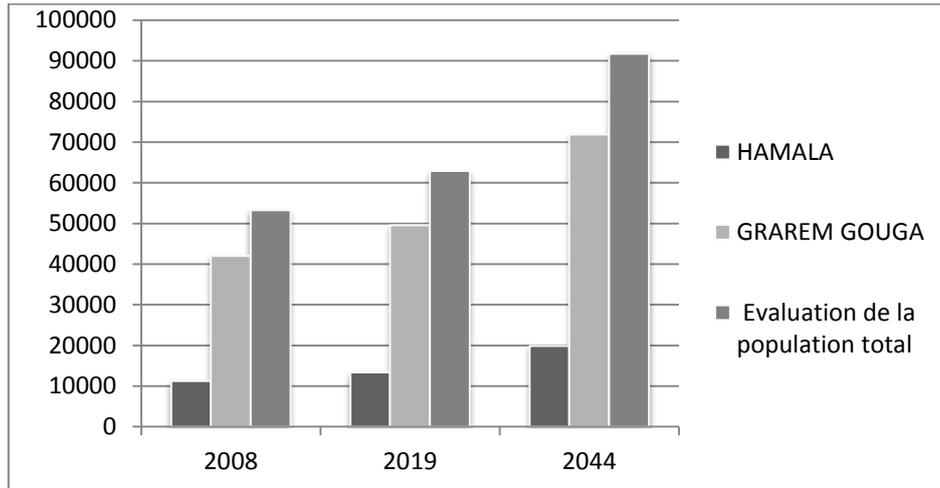


Figure (I. 3): Evolution de la population aux différents horizons

### I.3.2. Estimation des différents besoins :

#### I.3.2.1. Choix de la norme de consommation

##### I.3.2.1.1. Dotations unitaires domestiques

L'eau de consommation domestique comprend toute l'eau utilisée dans les résidences pour des usages aussi variés que l'hygiène personnelle, la lessive et l'arrosage des pelouses. Selon **PNE (2010) Plan National de l'Eau** : Volet eau potable et industrielle, évaluation de la demande en eau, rapport méthodologique.

Le **PNE (2010)** propose une valeur de la demande en eau domestique selon une stratification par taille de l'agglomération desservie. [4]

Tableau (I. 5) : PNE 2010- Demande en eau par strate de population (Source : PNE 2010).

Strate	Demande en eau
>50000 habitants	180 l/j/hab
De 20000 à 50000 habitants	160 l/j/hab
De 10000 à 20000 habitants	100 l/j/hab
< 10000 habitants	85 l/j/hab

D'après le tableau ci-dessus, nous adopterons pour la commune de GRAREM GOUGA une dotation de 180 l/hab/j et pour la commune de HAMALA une dotation de 100 l/hab/j.

##### I.3.2.1.2. Consommation industrielle et équipement

Etant donné l'absence de données fiables sur les volumes effectivement consommés par les établissements industriels, et la capacité des équipements (étatique, privé), et selon **PNE (2010)** : les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat/petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'utilisateurs. [4]

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

**Tableau (I. 6) : Table de coefficient de majoration « autres usages » (Source : PNE 2010).**

Type d'agglomération	Taux Administration(%)	Taux Commerce(%)	Taux Artisanat et petite industrie(%)	Taux total (%)
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi Urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

**Tableau (I. 7) : Typologie Agglomérations / strates de population (Source : PNE 2010).**

DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles	Villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit (supérieur)	100.000<pop.<300.000 habitants
L'urbain	20.000<pop.<100.000 habitants
Semi urbain	5.000<pop.<20.000 habitants
Semi rural	3.000<pop.<5.000 habitants
Rural aggloméré	600(100 unité d'habitation)<pop<habitants
Rural éparse	Population inférieure à 600 habitants

D'après le tableau (I.7) et le nombre d'habitant :  
 Pour la zone d'étude GRAREM GOUGA est une zone urbaine ;  
 Pour la zone d'étude HAMALA est une zone semi urbaine ;

#### ***1.3.2.2. Détermination de la consommation journalière des besoins domestique***

La consommation journalière des besoins domestiques se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy journalière}} = q * N / 1000 \quad (I.2)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy journalière}}$  : Consommation moyenne journalière des consommations en  $m^3/j$ .
- $q$  = Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j.hab.
- $N$  : Nombre de consommateurs.

Les besoins en eau de la population de la commune GRAREM GOUGA et la commune HAMALA sont illustrés dans le tableau suivant :

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

**Tableau (I. 8) : Détermination des besoins domestiques**

Commune		population		Dotation (l/j/hab)	Besoin (m <sup>3</sup> /j)	
		2019	2044		2019	2044
GRAREM GOUGA	1 <sup>ere</sup> agglomération	34580	50174	180	6224,4	9031,32
	2 <sup>eme</sup> agglomération	14967	21716	180	2694,06	3908,88
	<b>Total</b>	<b>49547</b>	<b>71890</b>	<b>180</b>	<b>8918,46</b>	<b>12940,2</b>
HAMALA	1 <sup>ere</sup> agglomération	5080	7554	100	508	755,4
	2 <sup>eme</sup> agglomération	4645	6908	100	464,5	690,8
	3 <sup>eme</sup> agglomération	3627	5394	100	362,7	539,4
	<b>Total</b>	<b>13352</b>	<b>19856</b>	<b>100</b>	<b>1335,2</b>	<b>1985,6</b>

### I.3.2.3. Détermination des différents besoins

#### I.3.2.3.1. Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (I. 9) : Déterminations des besoins administratifs**

Commune		Q domestiques (m <sup>3</sup> /j)		Q administratifs (m <sup>3</sup> /j)	
		2019	2044	2019	2044
GRAREM GOUGA	1 <sup>er</sup> agglomération	6224,4	9031,32	1244,88	1806,264
	2 <sup>eme</sup> agglomération	2694,06	3908,88	538,812	781,776
	<b>Total</b>	<b>8918,46</b>	<b>12940,2</b>	<b>1783,692</b>	<b>2588,04</b>
HAMALA	1 <sup>er</sup> agglomération	508	755,4	76,2	113,31
	2 <sup>eme</sup> agglomération	464,5	690,8	69,675	103,62
	2 <sup>eme</sup> agglomération	362,7	539,4	54,405	80,91
	<b>Total</b>	<b>1335,2</b>	<b>1985,6</b>	<b>200,28</b>	<b>297,84</b>

#### I.3.2.3.2. Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (I. 10) : Détermination des besoins commerciaux**

Commune		Q domestiques (m <sup>3</sup> /j)		Q commerciaux (m <sup>3</sup> /j)	
		2019	2044	2019	2044
GRAREM GOUGA	1 <sup>ere</sup> agglomération	6224,4	9031,32	622,44	903,132
	2 <sup>eme</sup> agglomération	2694,06	3908,88	269,406	390,888

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

	Total	8918,46	12940,2	891,846	1294,02
<b>HAMALA</b>	1 <sup>ere</sup> agglomération	508	755,4	50,8	75,54
	2 <sup>eme</sup> agglomération	464,5	690,8	46,45	69,08
	3 <sup>eme</sup> agglomération	362,7	539,4	36,27	53,94
	<b>Total</b>	<b>1335,2</b>	<b>1985,6</b>	<b>133,52</b>	<b>198,56</b>

#### *I.3.2.3.3. Besoins industriels*

Les besoins industriels sont représentés dans le tableau suivant :

*Tableau (I. 11) : détermination des besoins industriels*

Commune		Q domestiques (m <sup>3</sup> /j)		Q industriels (m <sup>3</sup> /j)	
		2019	2044	2019	2044
<b>GRAREM GOUGA</b>	1 <sup>ere</sup> agglomération	6224,4	9031,32	622,44	903,132
	2 <sup>eme</sup> agglomération	2694,06	3908,88	269,406	390,888
	<b>Total</b>	<b>8918,46</b>	<b>12940,2</b>	<b>891,846</b>	<b>1294,02</b>
<b>HAMALA</b>	1 <sup>ere</sup> agglomération	508	755,4	50,8	75,54
	2 <sup>eme</sup> agglomération	464,5	690,8	46,45	69,08
	3 <sup>eme</sup> agglomération	362,7	539,4	36,27	53,94
	<b>Total</b>	<b>1335,2</b>	<b>1985,6</b>	<b>133,52</b>	<b>198,56</b>

#### *I.3.2.4. Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2044*

Les différents besoins en eau à l'horizon 2044 sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

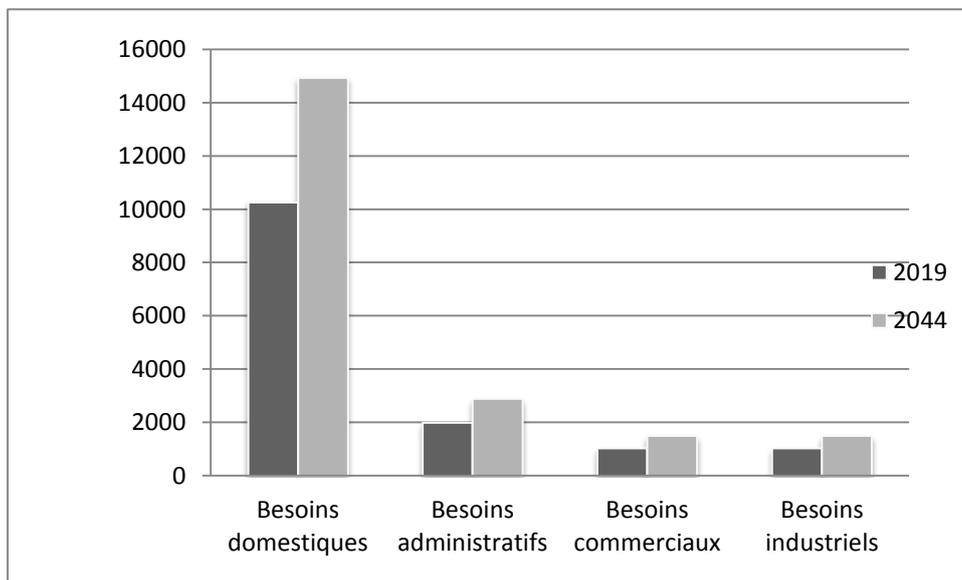
*Tableau (I. 12) : récapitulatif des différents besoins*

Commune	Besoins (m <sup>3</sup> /j)		Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	Besoins commerciaux (m <sup>3</sup> /j)	Besoins industriels (m <sup>3</sup> /j)	Besoins totaux (m <sup>3</sup> /j)
<b>GRAREM GOUGA</b>	2019	1 <sup>ere</sup> agglomération	6224,4	1244,88	622,44	622,44	8714,16
		2 <sup>eme</sup> agglomération	2694,06	538,812	269,406	269,406	3771,684
	<b>Total</b>		<b>8918,46</b>	<b>1783,69</b>	<b>891,846</b>	<b>891,846</b>	<b>12485,84</b>
	2044	1 <sup>ere</sup> agglomération	9031,32	1806,264	903,132	903,132	12643,85
		2 <sup>eme</sup> agglomération	3908,88	781,776	390,888	390,888	5472,432
	<b>Total</b>		<b>12940,2</b>	<b>2588,04</b>	<b>1294,02</b>	<b>1294,02</b>	<b>18116,28</b>
<b>HAMALA</b>	2019	1 <sup>ere</sup> agglomération	508	76,2	50,8	50,8	685,8

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

		2 <sup>eme</sup> agglomération	464,5	69,675	46,45	46,45	627,075	
		3 <sup>eme</sup> agglomération	362,7	54,405	36,27	36,27	489,645	
		<b>Total</b>	<b>1335,2</b>	<b>200,28</b>	<b>133,52</b>	<b>133,52</b>	<b>1802,52</b>	
	2044		1 <sup>ere</sup> agglomération	755,4	113,31	75,54	75,54	1019,79
			2 <sup>eme</sup> agglomération	690,8	103,62	69,08	69,08	932,58
			3 <sup>eme</sup> agglomération	539,4	80,91	53,94	53,94	728,19
			<b>Total</b>	<b>1985,6</b>	<b>297,84</b>	<b>198,56</b>	<b>198,56</b>	<b>2680,56</b>
<b>Total</b>	<b>2019</b>	<b>10253,7</b>	<b>1983,97</b>	<b>1025,38</b>	<b>1025,38</b>	<b>14288,43</b>		



*Figure (I. 4) : Evolution du débit total de différentes catégories*

### I.3. 3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Ceci pour compenser les fuites qui sont généralement dues à certaines raisons telles que : les fuites dans les conduites du réseau d'alimentation en eau potable, la vétusté du réseau, le type du tuyau, la nature du terrain et la qualité d'entretien ; pour cela, il y a lieu de majorer la consommation moyenne journalière.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau suivant :

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

*Tableau (I. 13) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière*

Commune		Besoins totaux (m <sup>3</sup> /j)		Pertes (m <sup>3</sup> /j)		Q <sub>moy</sub> majoré (m <sup>3</sup> /j)	
		2019	2044	2019	2044	2019	2044
<b>GRAREM GOUGA</b>	<b>1<sup>ere</sup> agglomération</b>	<b>8714,16</b>	<b>12643,9</b>	<b>1742,83</b>	<b>2528,77</b>	<b>10456,99</b>	<b>15172,6</b>
	<b>2<sup>eme</sup> agglomération</b>	<b>3771,68</b>	<b>5472,43</b>	<b>754,337</b>	<b>1094,49</b>	<b>4526,021</b>	<b>6566,92</b>
	<b>Total</b>	<b>12485,8</b>	<b>18116,3</b>	<b>2497,16</b>	<b>3623,26</b>	<b>14982,96</b>	<b>21739,5</b>
<b>HAMALA</b>	<b>1<sup>ere</sup> agglomération</b>	<b>685,8</b>	<b>1019,79</b>	<b>137,16</b>	<b>203,958</b>	<b>822,96</b>	<b>1223,75</b>
	<b>2<sup>eme</sup> agglomération</b>	<b>627,075</b>	<b>932,58</b>	<b>125,415</b>	<b>186,516</b>	<b>752,49</b>	<b>1119,1</b>
	<b>3<sup>eme</sup> agglomération</b>	<b>489,645</b>	<b>728,19</b>	<b>97,929</b>	<b>145,638</b>	<b>587,574</b>	<b>873,828</b>
	<b>Total</b>	<b>1802,52</b>	<b>2680,56</b>	<b>360,504</b>	<b>536,112</b>	<b>2163,024</b>	<b>3216,67</b>
<b>Total</b>		<b>14288,4</b>	<b>20796,8</b>	<b>2857,68</b>	<b>4159,37</b>	<b>17146,08</b>	<b>24956,2</b>

### *I.3. 3.1. Variation de la consommation journalière*

#### *I.3. 3.1.1. Consommation maximale journalière et minimale journalière*

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir  $K_{\max j}$  et  $K_{\min j}$ .

- **La consommation maximale journalière**

Elle s'obtient comme suit :

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy} j}} \quad (\text{I.3})$$

Donc :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy} j} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $Q_{\min j}$  : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année;
- $K_{\max j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ;

Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne, soit

$$K_{\max j} = 1.2.$$

On aura alors :

$$Q_{\max j} = 1.2 * Q_{\text{moy} j}$$

- **La consommation minimale journalière**

Elle s'obtient comme suit :

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (\text{I.5})$$

Donc :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- $Q_{\min j}$  : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année;
- $K_{\min j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne, soit  $K_{\min j} = 0.8$ .

On aura alors :

$$Q_{\min j} = 0.8 * Q_{\text{moy } j}$$

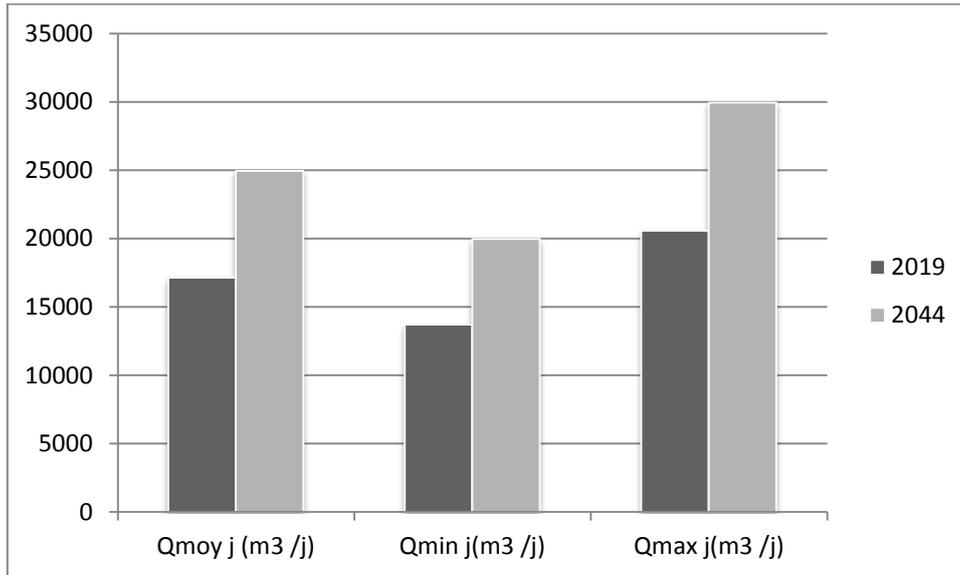
Les résultants de la consommation moyenne minimale et maximale journalière sont regroupés dans le tableau ci-après

*Tableau (I. 14) : Calcul de la consommation moyenne minimale et maximale journalière*

Commune		année	$Q_{\text{moy } j}$ ( $\text{m}^3 / j$ )	$Q_{\min j}$ ( $\text{m}^3 / j$ )	$Q_{\max j}$ ( $\text{m}^3 / j$ )
<b>GRAREM GOUGA</b>	<b>1<sup>ere</sup> agglomération</b>	<b>2019</b>	<b>10456,99</b>	<b>8365,592</b>	<b>12548,388</b>
	<b>2<sup>eme</sup> agglomération</b>		<b>4526,021</b>	<b>3620,8168</b>	<b>5431,2252</b>
	<b>Total</b>		<b>14982,96</b>	<b>11986,409</b>	<b>17979,613</b>
	<b>1<sup>ere</sup> agglomération</b>	<b>2044</b>	<b>15172,6</b>	<b>12138,08</b>	<b>18207,12</b>
	<b>2<sup>eme</sup> agglomération</b>		<b>6566,92</b>	<b>5253,536</b>	<b>7880,304</b>
	<b>Total</b>		<b>21739,5</b>	<b>17391,616</b>	<b>26087,424</b>
<b>HAMALA</b>	<b>1<sup>ere</sup> agglomération</b>	<b>2019</b>	<b>822,96</b>	<b>658,368</b>	<b>987,552</b>
	<b>2<sup>eme</sup> agglomération</b>		<b>752,49</b>	<b>601,992</b>	<b>902,988</b>
	<b>3<sup>eme</sup> agglomération</b>		<b>587,574</b>	<b>470,0592</b>	<b>705,0888</b>
	<b>Total</b>		<b>2163,024</b>	<b>1730,4192</b>	<b>2595,6288</b>
	<b>1<sup>ere</sup> agglomération</b>	<b>2044</b>	<b>1223,75</b>	<b>979</b>	<b>1468,5</b>
	<b>2<sup>eme</sup> agglomération</b>		<b>1119,1</b>	<b>895,28</b>	<b>1342,92</b>
	<b>3<sup>eme</sup> agglomération</b>		<b>873,828</b>	<b>699,0624</b>	<b>1048,5936</b>
<b>Total</b>		<b>3216,67</b>	<b>2573,3424</b>	<b>3860,0136</b>	
<b>Total</b>		<b>2019</b>	<b>17146,044</b>	<b>13716,83</b>	<b>20575,242</b>
		<b>2044</b>	<b>24956,208</b>	<b>19964,958</b>	<b>29947,438</b>

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins



**Figure (I. 5): Evolution des débits moyens, minimaux et maximaux journaliers**

#### I.3. 4. Variation de la consommation horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation  $K_{\max h}$  et  $K_{\min h}$  appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés pour la journée la plus chargée et la moins charge de l'année.

##### I.3. 4.1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{\max h}$ )

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (I.7)$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1,3$  ;
- $\beta_{\max}$  : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau

**Tableau (I. 15): les valeurs de  $\beta_{\max}$**

Nombre d'hab*1000	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
<b>Bmax</b>	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.01	1

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $K_{\max h}$  mentionnées au **tableau (I. 16)**

On calcule la valeur de  $\beta_{\max}$  par la méthode d'interpolation

Exemple :

{ On a pour 30000 habitants  $\beta_{\max} = 1,15$   
 Pour **71890** habitants  $\beta_{\max} = ?$   
 Pour 100000 habitants  $\beta_{\max} = 1,1$

$$\Rightarrow \frac{100 \times 10^3 - 71890}{1,1 - \beta_{\max}} = \frac{71890 - 30 \times 10^3}{\beta_{\max} - 1,15} \Rightarrow \beta_{\max} = \mathbf{1,12}$$

*Tableau (I. 16) : Valeurs du coefficient  $K_{\max h}$  pour la zone d'étude*

commune		Année	Nombres d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$
GRAREM	1 <sup>er</sup> agglomération	2019	34580	1,3	1,147	1,4911
	2 <sup>eme</sup> agglomération		14967	1,3	1,25	1,625
	total		49547	1,3	1,136	1,4768
GOUGA	1 <sup>er</sup> agglomération	2044	50174	1,3	1,136	1,4768
	2 <sup>eme</sup> agglomération		21716	1,3	1,19	1,547
	total		71890	1,3	1,12	1,456
HAMALA	1 <sup>er</sup> agglomération	2019	5080	1,3	1,446	1,8798
	2 <sup>eme</sup> agglomération		4645	1,3	1,468	1,9084
	3 <sup>eme</sup> agglomération		3627	1,3	1,525	1,9825
	total		13352	1,3	1,266	1,6458
	1 <sup>er</sup> agglomération	2044	7554	1,3	1,36	1,768
	2 <sup>eme</sup> agglomération		6908	1,3	1,378	1,7914
	3 <sup>eme</sup> agglomération		5394	1,3	1,43	1,859
total		19856	1,3	1,201	1,5613	
Total		2019	62899	1,3	1,127	1,4651
		2044	91746	1,3	1,106	1,4378

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

#### I.3.4.2. Coefficient d'irrégularité minimal horaire ( $K_{min h}$ )

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation:

$$K_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (I.8)$$

Avec :

- $\alpha_{min}$ : coefficient qui dépend du confort de la population; il varie de **0,4** à **0,6** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0,5$ ;
- $\beta_{min}$ : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau

*Tableau (I. 17): les valeurs de  $\beta_{min}$*

Nombre d'hab*1000	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
<b>Bmin</b>	<b>0.1</b>	<b>0.1</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.25</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.83</b>	<b>1</b>

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{min}$  et  $K_{min h}$  mentionnées au **tableau (I.18)**

*Tableau (I. 18) : Valeurs du coefficient  $K_{min h}$  pour la zone d'étude*

commune		Année	Nombres d'habitants	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{min h}$
<b>GRAREM</b>	1 <sup>er</sup> agglomération	<b>2019</b>	<b>34580</b>	<b>0,5</b>	<b>0,61</b>	<b>0,305</b>
	2 <sup>eme</sup> agglomération		<b>14967</b>	<b>0,5</b>	<b>0,45</b>	<b>0,225</b>
	<b>total</b>		<b>49547</b>	<b>0,5</b>	<b>0,628</b>	<b>0,314</b>
<b>GOUGA</b>	1 <sup>er</sup> agglomération	<b>2044</b>	<b>50174</b>	<b>0,5</b>	<b>0,629</b>	<b>0,3145</b>
	2 <sup>eme</sup> agglomération		<b>21716</b>	<b>0,5</b>	<b>0,517</b>	<b>0,2585</b>
	<b>total</b>		<b>71890</b>	<b>0,5</b>	<b>0,66</b>	<b>0,33</b>
<b>HAMALA</b>	1 <sup>er</sup> agglomération	<b>2019</b>	<b>5080</b>	<b>0,5</b>	<b>0,227</b>	<b>0,1135</b>
	2 <sup>eme</sup> agglomération		<b>4645</b>	<b>0,5</b>	<b>0,216</b>	<b>0,108</b>
	3 <sup>eme</sup> agglomération		<b>3627</b>	<b>0,5</b>	<b>0,175</b>	<b>0,0875</b>
	<b>total</b>		<b>13352</b>	<b>0,5</b>	<b>0,434</b>	<b>0,217</b>
	1 <sup>er</sup> agglomération	<b>2044</b>	<b>7554</b>	<b>0,5</b>	<b>0,308</b>	<b>0,154</b>
	2 <sup>eme</sup> agglomération		<b>6908</b>	<b>0,5</b>	<b>0,284</b>	<b>0,142</b>
	3 <sup>eme</sup> agglomération		<b>5394</b>	<b>0,5</b>	<b>0,235</b>	<b>0,1175</b>
<b>total</b>		<b>19856</b>	<b>0,5</b>	<b>0,499</b>	<b>0,2495</b>	

## Chapitre I

### Présentation du site et estimation des besoins

<b>Total</b>	<b>2019</b>	<b>62899</b>	<b>0,5</b>	<b>0,647</b>	<b>0,3235</b>
	<b>2044</b>	<b>91746</b>	<b>0,5</b>	<b>0,688</b>	<b>0,344</b>

#### I.3. 4.3. Débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\max h} = Q_{\text{moy } h} \times K_{\max h} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

- $Q_{\max h}$  : Débit maximal horaire (m3/h) ;
- $K_{\max h}$  : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

#### I.3. 4.4. Débit minimal horaire

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation, et sur la détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy } h} \times K_{\min h} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy}}$  : Débit moyen horaire en (m3/h) ;
- $K_{\min h}$  : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau suivant:

*Tableau (I. 19) : Variations des débits horaires*

commune	année	Q <sub>moy j</sub> (m3 /j)	Q <sub>moy h</sub> (m3/h)	K <sub>min h</sub>	Q <sub>min h</sub> (m3/h)	K <sub>max h</sub>	Q <sub>max h</sub> (m3/h)
<b>GRAREM GOUGA</b>	<b>2019</b>	10456,99	435,707917	0,305	132,890915	1,4911	649,684075
		4526,021	188,584208	0,225	42,4314469	1,625	306,449339
	<b>total</b>	14983,02	624,2925	0,314	196,027845	1,4768	921,955164
	<b>2044</b>	15172,6	632,191667	0,3145	198,824279	1,4768	933,620653
		6566,92	273,621667	0,2585	70,7312008	1,547	423,292718
	<b>total</b>	21739,54	905,814167	0,33	298,918675	1,456	1318,86543
<b>HAMALA</b>	<b>2019</b>	822,96	34,29	0,1135	3,891915	1,8798	64,458342
		752,49	31,35375	0,108	3,386205	1,9084	59,8354965
		587,574	24,48225	0,0875	2,14219688	1,9825	48,5360606
	<b>total</b>	2163,024	90,126	0,217	19,557342	1,6458	148,329371
	<b>2044</b>	1223,75	50,9895833	0,154	7,85239583	1,768	90,1495833
		1119,1	46,6291667	0,142	6,62134167	1,7914	83,5314892
		873,828	36,4095	0,1175	4,27811625	1,859	67,6852605
<b>total</b>	3216,67	134,027917	0,2495	33,4399652	1,5613	209,257786	
<b>TOTAL</b>	<b>2019</b>	17146,1	714,420833	0,3235	231,11514	1,4651	1046,69796
	<b>2044</b>	24956,2	1039,84167	0,344	357,705533	1,4378	1495,08435

#### **I.4. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les deux communes de GRAREM GOUGA et HAMALA et ses caractéristiques naturelles.

Nous avons également estimé les différents besoins en eau potable de l'ensemble des villages concernés par l'étude. Ceci nous donne une idée sur la quantité de l'eau potable nécessaire à l'agglomération. Le débit maximum journalier est de 29947,438 m<sup>3</sup>/j.

On se basera sur ces résultats pour le dimensionnement des ouvrages constituant notre transfert dans les chapitres qui suivent.

# Chapitre II

## Réservoir

#### II.1. Introduction

Les deux communes de GRAREM GOUGA et HAMALA seront approvisionnées en eau potable à partir du barrage de BENI HAROUN, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage. Le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires qui représentent les réservoirs de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement des réseaux de distribution.

#### II.2. Définition d'un réservoir

C'est un ouvrage important dans un réseau d'eau potable, il sert de réserve d'eau. Les réservoirs disposent d'un volume qui permet :

- La variation horaire de la consommation aval ;
- De stocker une réserve de sécurité (réserve incendie).

#### II.3. Rôle et utilités des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques de stockage. Ils font partie des installations d'adduction et de distribution.

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants [5]:

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (ruptures, pannes des pompes, réparations, extensions du réseau ...etc.) ;
- Réserve d'incendie garantie, une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie ;
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage, les pompes refoulent à un débit constant.

#### II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [5] :

##### II.4.1. Classification selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distinguer les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

##### II.4.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nous pouvons distinguer les réservoirs :

- Enterrés ;

- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

#### II.4.3. Classification selon la forme géométrique

Généralement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique,...).

#### II.4.4. Classification selon l'utilisation

Vu les différentes utilisations des réservoirs, on peut les classer en :

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

### II.5.Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre pour de multiples raisons, ainsi nous sommes amenés à tenir compte de certaines considérations techniques et économiques [6] :

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

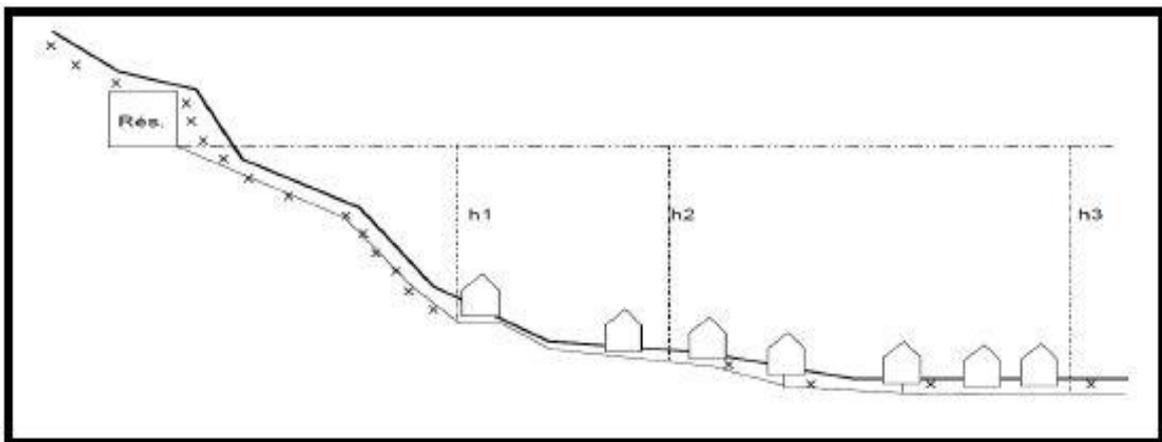


Figure (II. 1) : Emplacement d'un réservoir

#### II.6. Equipement des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de : [5]

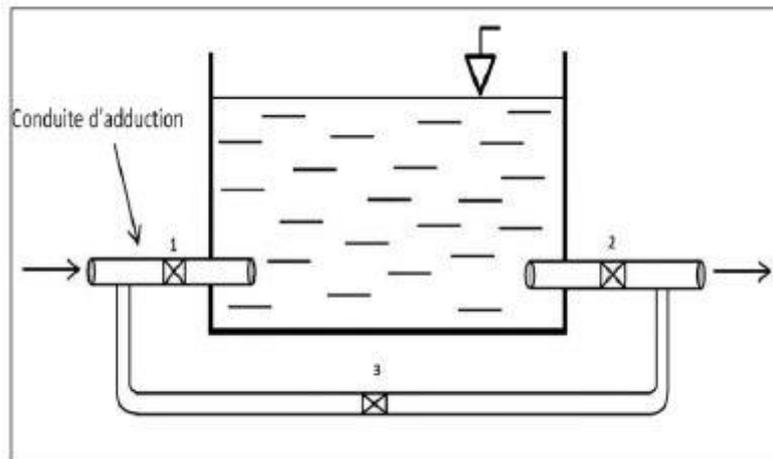
##### II.6.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

- **Par le haut :** soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par le bas :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (II. 2) ci-dessous :



*Figure (II. 2): Conduite d'adduction*

##### II.6.2. Conduite de distribution ou de départ

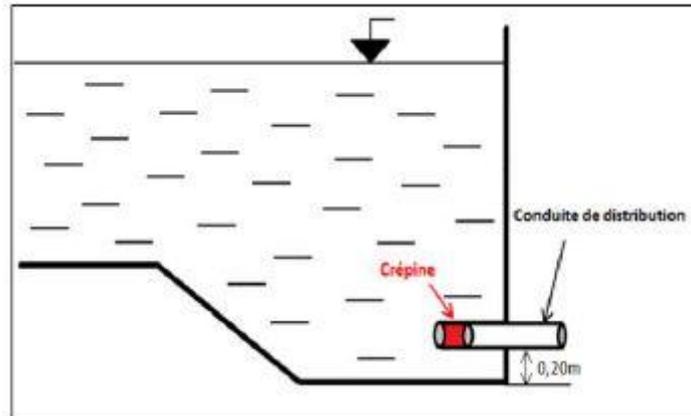
Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

La conduite de distribution est représentée dans la figure (II. 3) ci-après :

## Chapitre II

### Réservoirs

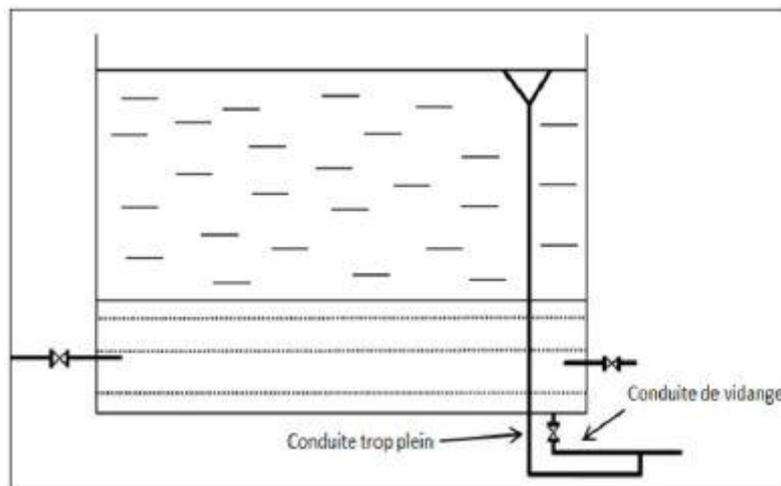


*Figure (II. 3): Conduite de distribution*

#### II.6.3. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (II. 4) suivante :



*Figure (II. 4): Conduite de trop-plein*

#### II.6.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière.

#### II.6.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution.

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- -En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (II. 5) ci-après.

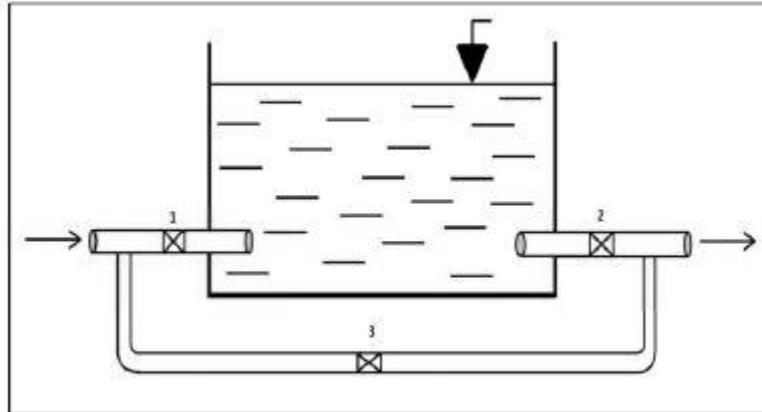


Figure (II. 5): Conduite de by-pass

#### II.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (II.7) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider le réservoir.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (II. 6) :

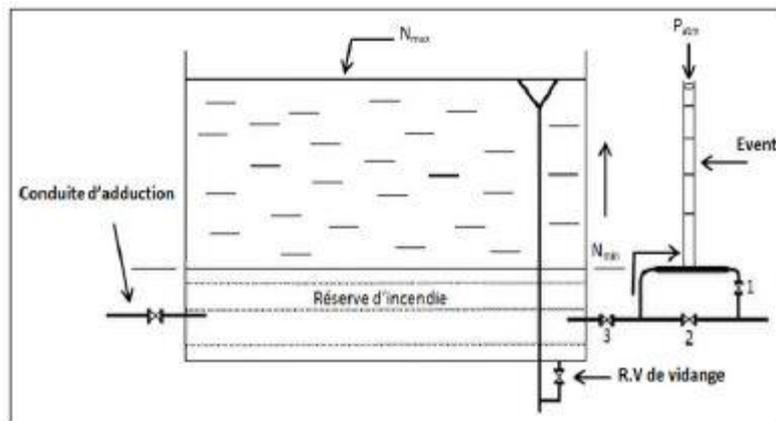


Figure (II. 6): Matérialisation de la réserve d'incendie

#### II.7. Détermination de la capacité du réservoir

La capacité du réservoir se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport), et à la sortie (distribution) [5].

En d'autres termes, elle dépend du mode de pompage et de la variation de la consommation journalière de l'agglomération.

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

##### II.7.1. Principe de calcul

La capacité d'un réservoir est déterminée à partir de deux méthodes, qui sont comme suit

- Méthode graphique.
- Méthode analytique.

- Pour déterminer les capacités des réservoirs de notre projet on va utiliser la *méthode Analytique*

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$P_{\max} = |R_{\max}| + |R_{\min}| \quad (\text{II-1})$$

$P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

Le volume de régulation sera :

$$V_u = \frac{P\% \cdot Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

$V_u$  : Volume utile en (m<sup>3</sup>) (maximal de stockage pour la consommation);

$P$  : fraction horaire du maximum journalier en (%).

$Q_{\max,j}$  : la consommation maximale journalière.

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation:

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{II-3})$$

Avec :

- $V_{\text{inc}}$ : Volume pour l'incendie qui est égal à 60 m<sup>3</sup> par heure. La durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h, donc la réserve minimale à prévoir est de 120 m<sup>3</sup>.
- $V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>)

#### II.8. Capacité des ouvrages existants

La capacité des ouvrages existants est portée dans le tableau suivant : [1]

## Chapitre II

### Réservoirs

**Tableau (II. 1): Tableau donnant la capacité des réservoirs existants**

Zone	Capacité (m3)	CTN (m)
1 <sup>er</sup> agglomération de GRAREM GOUGA	1500	365.00
1 <sup>er</sup> agglomération de GRAREM GOUGA	2000	456.00
2 <sup>eme</sup> agglomération de GRAREM GOUGA	2*1000	446.00
2 <sup>eme</sup> agglomération de HAMALA	500	648.00

## II.9. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction

### II.9.1. Dimensionnement de la bêche de la station de pompage

C'est un réservoir de passage placé entre le captage et la station de pompage. Le volume de la bêche sera déterminé par la formule suivante :

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{max,j}} \cdot T'}{20} \quad (\text{II. 4})$$

Avec:

- $V_{\text{bêche}}$  : Volume de la bêche de la station de pompage ( $\text{m}^3$ ) ;
- $Q_{\text{max,j}}$  : Débit maximum journalier ou débit entrant dans la station ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $T'$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t_c=0.25$  h).

- **Pour la station de pompage 1**

On a:  $Q_{\text{max,j}} = 29947.438 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\text{Donc: } V_{\text{bêche}} = \frac{29947.438 \cdot 0,25}{20} = 374.34 \text{ m}^3$$

On prend un volume de  $500 \text{ m}^3$ .

- **Pour la station de pompage 2**

On a:  $Q_{\text{max,j}} = 3860.0136 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\text{Donc: } V_{\text{bêche}} = \frac{3860.0136 \cdot 0,25}{20} = 48.25 \text{ m}^3$$

On prend un volume de  $50 \text{ m}^3$ .

## Chapitre II

### Réservoirs

#### II.9.2. Dimensionnement des stations de reprise

La station de reprise est un complexe 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 désamorçe 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 (II. 4) :

- **Pour la station de station de reprise 1**

On a:  $Q_{\max,j} = 29947.438 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc : 
$$V_{sr1} = \frac{0,25 \times 29947,438}{20} = 374,342975 \text{ m}^3$$

- **Pour la station de station de reprise 2**

On a:  $Q_{\max,j} = 3860.0136 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc: 
$$V_{sr2} = \frac{3860.0136 \times 0,25}{20} = 48.25 \text{ m}^3$$

On prend un volume de 50 m<sup>3</sup>.

#### II.9.3. Dimensionnement du réservoir principal de GRAREM GOUGA (R1)

Le réservoir principal assure le stockage du débit entrant (29947,438 m<sup>3</sup>/s), et l'adduction gravitaire vers les réservoirs qui alimentent la commune de GRAREM GOUGA (R2, R3, et R4), et l'adduction par refoulement vers le réservoir qui alimente la commune de HAMALA (R5).

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.2) suivant

*Tableau (II. 2): Détermination analytique de la capacité du réservoir (R1)*

Heure s	apport		Adduction vers R2,R3		Adduction vers R4		Adduction vers HAMALA R5		Surp	Def	résid u
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%		%
0-1	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		0,655
1-2	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		1,37
2-3	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		2,085
3-4	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		2,8
4-5	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		3,515
5-6	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		4,23
6-7	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		4,945
7-8	5	1497,372	2,54	760,63	1,1	180,967	0,645	193	0,715		5,66
8-9	5	1497,372	2,53	757,632	1,1	180,967	0,645	193	0,725		6,385
9-10	5	1497,372	2,53	757,632	1,1	180,967	0,645	193	0,725		7,11
10-11	5	1497,372	2,53	757,632	1,1	180,967	0,645	193	0,725		7,835

## Chapitre II

### Réservoirs

11-12	5	1497,372	2,53	757,632	1,1	180,967	0,645	193	0,725		8,56
12-13	5	1497,372	2,53	757,632	1,1	180,967	0,645	193	0,725		9,285
13-14	5	1497,372	2,53	757,632	1,1	180,967	0,645	193	0,725		10,01
14-15	5	1497,372	2,53	757,632	1,09	179,322	0,645	193	0,735		10,745
15-16	5	1497,372	2,53	757,632	1,09	179,322	0,645	193	0,735		11,48
16-17	5	1497,372	2,53	757,632	1,09	179,322	0,645	193	0,735		12,215
17-18	5	1497,372	2,53	757,632	1,09	179,322	0,645	193	0,735		12,95
18-19	5	1497,372	2,53	757,632	1,09	179,322	0,645	193	0,735		13,685
19-20	5	1497,372	2,53	757,632	1,09	179,322	0,645	193	0,735		14,42
20-21	0	0	2,53	757,632	1,09	179,322	0	0		-3,62	10,86
21-22	0	0	2,53	757,632	1,09	179,322	0	0		-3,62	7,24
22-23	0	0	2,53	757,632	1,09	179,322	0	0		-3,62	3,62
23-24	0	0	2,53	757,632	1,09	179,322	0	0		-3,62	0
	100	29947,438	60,8	18207,12	26,3	7880,304	12,9	3860			

D'après le Tableau ci-dessus :  $P_{\max} = |14,42| + |00| = 14,42\%$

Alors:  $V_r = P\% \cdot \frac{Q_{\max,j}}{100}$

$V_r = 14,42 \cdot 29947,438 / 100 = 4318,42 \text{ m}^3$

Donc :  $V_T = V_r + V_{\text{inc}} = 4318,42 + 120 = 4438,42 \text{ m}^3$

On opte pour un volume normalisé de **5000 m<sup>3</sup>**

#### II.9.4. Vérification les deux réservoirs de la première agglomération (GRAREM GOUGA) (R2 et R3)

Ces deux réservoirs sont destinés à l'alimentation en eau potable de la première agglomération (GRAREM GOUGA), dont la population est de 50174 habitants, Ils sont alimentés par une conduite gravitaire à partir du réservoir principal de GRAREM GOUGA.

$\alpha_{\max} = 1,3$  et  $\beta_{\max} = 1,136$

Donc  $K_{\max,h} = 1,4768$  avec un débit  $Q_{\max,h} = 18207,12 \text{ m}^3/\text{j}$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II. 3) suivant :

*Tableau (II. 3): Vérification de la capacité du réservoir R2 et R3*

Heures	apport		distribution		Surp	Def	résidu
		m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
0-1	4,16	757,416192	1,5	273,1068	2,66		2,66
1-2	4,16	757,416192	1,5	273,1068	2,66		5,32
2-3	4,16	757,416192	1,5	273,1068	2,66		7,98
3-4	4,16	757,416192	1,5	273,1068	2,66		10,64
4-5	4,16	757,416192	2,5	455,178	1,66		12,3
5-6	4,16	757,416192	3,5	637,2492	0,66		12,96
6-7	4,16	757,416192	4,5	819,3204		-0,34	12,62
7-8	4,16	757,416192	5,5	1001,3916		-1,34	11,28
8-9	4,17	759,236904	6,25	1137,945		-2,08	9,2
9-10	4,17	759,236904	6,25	1137,945		-2,08	7,12
10-11	4,17	759,236904	6,25	1137,945		-2,08	5,04
11-12	4,17	759,236904	6,25	1137,945		-2,08	2,96
12-13	4,17	759,236904	5	910,356		-0,83	2,13
13-14	4,17	759,236904	5	910,356		-0,83	1,3

## Chapitre II

### Réservoirs

14-15	4,17	759,236904	5,5	1001,3916		-1,33	-0,03
15-16	4,17	759,236904	6	1092,4272		-1,83	-1,86
16-17	4,17	759,236904	6	1092,4272		-1,83	-3,69
17-18	4,17	759,236904	5,5	1001,3916		-1,33	-5,02
18-19	4,17	759,236904	5	910,356		-0,83	-5,85
19-20	4,17	759,236904	4,5	819,3204		-0,33	-6,18
20-21	4,17	759,236904	4	728,2848	0,17		-6,01
21-22	4,17	759,236904	3	546,2136	1,17		-4,84
22-23	4,17	759,236904	2	364,1424	2,17		-2,67
23-24	4,17	759,236904	1,5	273,1068	2,67		0
		18207,12	100	18207,12			

D'après le Tableau ci-dessus :  $P_{max} = |12.96| + |-6,18| = 19.14 \%$

$$\text{Alors: } Vr = P\% * \frac{Q_{max,j}}{100}$$

$$Vr = 19,14 * 18207,12 / 100 = 3484.84 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } VT = Vr + Vinc = 3484.84 + 120 = 3604.84 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **3700 m<sup>3</sup>**

La capacité future du réservoir de la 1<sup>ère</sup> agglomération de GRAREM GOUGA. est de 3700 m<sup>3</sup>, elle dépasse de 200 m<sup>3</sup> la capacité de deux réservoirs existant de cette agglomération.

Pour cela on propose de projeter un autre réservoir dont le volume est de 200 m<sup>3</sup> qui sera jumelé avec le réservoir existant (R3) de 1500m<sup>3</sup>, il aura les mêmes caractéristiques topographiques que ce réservoir.

#### II.9.5.Vérification du réservoir de la deuxième agglomération (GRAREM GOUGA)(R4)

Ce réservoir assure une distribution pour les habitants de la 2<sup>ème</sup> agglomération de GRAREM GOUGA.

La population de cette agglomération est **21716** habitants qui donne

$$\alpha_{max}=1,3 \text{ et } \beta_{max}=1,19$$

$$\text{Donc } K_{maxh} = 1,547. \text{ avec un débit } Q_{max,j} = 7880,304 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II. 4) suivant :

**Tableau (II. 4): Vérification de la capacité du réservoir de R4**

Heures	apport		distribution		Surp	Def	résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
0-1	4,16	327,808	1	78,8	3,16		3,16
1-2	4,16	327,808	1	78,8	3,16		6,32
2-3	4,16	327,808	1	78,8	3,16		9,48
3-4	4,16	327,808	1	78,8	3,16		12,64
4-5	4,16	327,808	2	157,6	2,16		14,8
5-6	4,16	327,808	3	236,4	1,16		15,96
6-7	4,16	327,808	5	394		-0,84	15,12
7-8	4,16	327,808	6,5	512,2		-2,34	12,78
8-9	4,17	328,596	6,5	512,2		-2,33	10,45

## Chapitre II

### Réservoirs

9-10	4,17	328,596	5,5	433,4		-1,33	9,12
10-11	4,17	328,596	4,5	354,6		-0,33	8,79
11-12	4,17	328,596	5,5	433,4		-1,33	7,46
12-13	4,17	328,596	7	551,6		-2,83	4,63
13-14	4,17	328,596	7	551,6		-2,83	1,8
14-15	4,17	328,596	5,5	433,4		-1,33	0,47
15-16	4,17	328,596	4,5	354,6		-0,33	0,14
16-17	4,17	328,596	5	394		-0,83	-0,69
17-18	4,17	328,596	6,5	512,2		-2,33	-3,02
18-19	4,17	328,596	6,5	512,2		-2,33	-5,35
19-20	4,17	328,596	5	394		-0,83	-6,18
20-21	4,17	328,596	4,5	354,6		-0,33	-6,51
21-22	4,17	328,596	3	236,4	1,17		-5,34
22-23	4,17	328,596	2	157,6	2,17		-3,17
23-24	4,17	328,596	1	78,8	3,17		0
		7880,304	100	7880,304			

D'après le Tableau ci-dessus :  $P_{max} = |15,96| + |-6,51| = 22,47 \%$

$$\text{Alors } V_r = P\% \cdot \frac{Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_r = 22,47 \cdot 7880,304 / 100 = 1770,704 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_T = V_r + V_{inc} = 1770,704 + 120 = 1890,704 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **2000 m<sup>3</sup>**

La 2<sup>ème</sup> agglomération de GRAREM GOUGA est dotée actuellement d'un réservoir d'une capacité totale de 2000 m<sup>3</sup>.

La capacité de stockage de la 2<sup>ème</sup> agglomération de GRAREM GOUGA est suffisante, donc il n'est pas nécessaire d'implanter d'autres réservoirs car l'alimentation de cette zone sera assurée à partir de ce réservoir existant.

#### II.9.6. Dimensionnement du réservoir principal de HAMALA (R5)

Ce réservoir assure une adduction vers le réservoir R4 et une distribution pour les habitants de la première et la troisième agglomération de HAMALA

- La population pour la 1<sup>ère</sup> agglomération est **7554**habitants, ce qui donne :  
 $\alpha_{\max} = 1,3$  et  $\beta_{\max} = 1,36$

$$\text{Donc } K_{\max,h} = 1,768 \text{ avec un débit } Q_{\max,h} = 1468,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

- La population pour la 3<sup>ème</sup> agglomération est **5394** habitants, ce qui donne :  
 $\alpha_{\max} = 1,3$  et  $\beta_{\max} = 1,43$ :  $K_{\max,h} =$

$$\text{Donc } K_{\max,h} = 1,859 \text{ avec un débit } Q_{\max,h} = 1048,5936 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II. 5) suivant :

## Chapitre II

### Réservoirs

**Tableau (II. 5): Détermination analytique de la capacité du réservoir de R5**

Heures	apport		Adduction vers R1		Distribution vers 1 <sup>ère</sup> agglomération de HAMALA		Distribution vers 3 <sup>ème</sup> agglomération de HAMALA		Surp	Def	résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%		%
0-1	5	193,00068	1,45	55,955	0,342	13,2165	0,2448	9,437342	2,9632		2,9768
1-2	5	193,00068	1,45	55,955	0,342	13,2165	0,2448	9,437342	2,9632		5,94
2-3	5	193,00068	1,45	55,955	0,342	13,2165	0,2448	9,437342	2,9632		8,9032
3-4	5	193,00068	1,45	55,955	0,38	14,685	0,272	10,48594	2,898		11,8012
4-5	5	193,00068	1,45	55,955	0,513	19,8248	0,3672	14,15601	2,6698		14,471
5-6	5	193,00068	1,45	55,955	1,463	56,5373	1,0472	40,37085	1,0398		15,5108
6-7	5	193,00068	1,45	55,955	1,976	76,362	1,4144	54,52688	0,1596		15,6704
7-8	5	193,00068	1,45	55,955	2,356	91,047	1,6864	65,0128		-0,4924	15,178
8-9	5	193,00068	1,45	55,955	2,09	80,7675	1,496	57,67265		-0,036	15,142
9-10	5	193,00068	1,45	55,955	2,223	85,9073	1,5912	61,34273		-0,2642	14,8778
10-11	5	193,00068	1,45	55,955	1,9	73,425	1,36	52,42968	0,29		15,1678
11-12	5	193,00068	1,45	55,955	2,47	95,4525	1,768	68,15858		-0,688	14,4798
12-13	5	193,00068	1,45	55,955	2,85	110,138	2,04	78,64452		-1,34	13,1398
13-14	5	193,00068	1,45	55,955	2,546	98,3895	1,8224	70,25577		-0,8184	12,3214
14-15	5	193,00068	1,45	55,955	2,033	78,5648	1,4552	56,09976	0,0618		12,3832
15-16	5	193,00068	1,45	55,955	1,767	68,2853	1,2648	48,7596	0,5182		12,9014
16-17	5	193,00068	1,45	55,955	1,71	66,0825	1,224	47,18671	0,616		13,5174
17-18	5	193,00068	1,45	55,955	2,09	80,7675	1,496	57,67265		-0,036	13,4814
18-19	5	193,00068	1,45	55,955	2,394	92,5155	1,7136	66,0614		-0,5576	12,9238
19-20	5	193,00068	1,45	55,955	2,033	78,5648	1,4552	56,09976	0,0618		12,9856
20-21	0	0	1,45	55,955	1,9	73,425	1,36	52,42968		-4,71	8,2756
21-22	0	0	1,45	55,955	1,14	44,055	0,816	31,45781		-3,406	4,8696
22-23	0	0	1,45	55,955	0,76	29,37	0,544	20,97187		-2,754	2,1156
23-24	0	0	1,45	55,955	0,38	14,685	0,272	10,48594		-2,102	0,0136
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>3860,0136</b>	<b>34,8</b>	<b>1342,92</b>	<b>38</b>	<b>1468,5</b>	<b>27,2</b>	<b>1048,594</b>			

D'après le Tableau ci-dessus :  $P_{max} = |15,6704| + |0,0136| = 15,684\%$

$$\text{Alors } V_r = P\% \cdot \frac{Q_{max,j}}{100}$$

$$V_r = 15,684 \cdot 3860,0136 / 100 = 605,405 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_T = V_r + V_{inc} = 605,405 + 120 = 725,405 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume normalisé de **750 m<sup>3</sup>**

### II.9.7. Vérification du réservoir ELOUASSAF (deuxième agglomération de HAMALA R6)

$$\alpha_{max} = 1,3 \text{ et } \beta_{max} = 1,378$$

$$\text{Donc } K_{max,h} = 1,7914. \text{ avec un débit } Q_{max,h} = 1342,92 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II. 6) suivant :

## Chapitre II

### Réservoirs

**Tableau (II. 6): Vérification de la capacité du réservoir R6**

Heures	apport		distribution		Surp	Def	résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
0-1	4,16	55,865472	0,9	12,08628	3,26		3,26
1-2	4,16	55,865472	0,9	12,08628	3,26		6,52
2-3	4,16	55,865472	0,9	12,08628	3,26		9,78
3-4	4,16	55,865472	1	13,4292	3,16		12,94
4-5	4,16	55,865472	1,35	18,12942	2,81		15,75
5-6	4,16	55,865472	3,85	51,70242	0,31		16,06
6-7	4,16	55,865472	5,2	69,83184		-1,04	15,02
7-8	4,16	55,865472	6,2	83,26104		-2,04	12,98
8-9	4,17	55,999764	5,5	73,8606		-1,33	11,65
9-10	4,17	55,999764	5,85	78,56082		-1,68	9,97
10-11	4,17	55,999764	5	67,146		-0,83	9,14
11-12	4,17	55,999764	6,5	87,2898		-2,33	6,81
12-13	4,17	55,999764	7,5	100,719		-3,33	3,48
13-14	4,17	55,999764	6,7	89,97564		-2,53	0,95
14-15	4,17	55,999764	5,35	71,84622		-1,18	-0,23
15-16	4,17	55,999764	4,65	62,44578		-0,48	-0,71
16-17	4,17	55,999764	4,5	60,4314		-0,33	-1,04
17-18	4,17	55,999764	5,5	73,8606		-1,33	-2,37
18-19	4,17	55,999764	6,3	84,60396		-2,13	-4,5
19-20	4,17	55,999764	5,35	71,84622		-1,18	-5,68
20-21	4,17	55,999764	5	67,146		-0,83	-6,51
21-22	4,17	55,999764	3	40,2876	1,17		-5,34
22-23	4,17	55,999764	2	26,8584	2,17		-3,17
23-24	4,17	55,999764	1	13,4292	3,17		0
<b>Total</b>		<b>1342,92</b>	<b>100</b>	<b>1342,92</b>			

D'après le Tableau ci-dessus :  $P_{max} = |16,06| + |-6,51| = 22,57 \%$

$$V_r = P\% \times \frac{Q_{max,j}}{100} = 22,57 \times 1342,92 / 100 = 303.097 \text{ m}^3$$

Donc :  $V_T = V_r + V_{inc} = 303.097 + 120 = 423.097 \text{ m}^3$

On opte pour un volume normalisé de **500 m<sup>3</sup>**

La 2<sup>eme</sup> agglomération de HAMALA est dotée actuellement d'un réservoir d'une capacité totale de 500 m<sup>3</sup>.

La capacité de stockage de la 2<sup>eme</sup> agglomération de HAMALA est suffisante, donc il n'est pas nécessaire d'implanter d'autres réservoirs car l'alimentation de cette zone sera assurée à partir de ce réservoir existant.

#### II.9.8. Dimensionnement des réservoirs projetés

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m<sup>3</sup>. De ce fait on choisira une section circulaire pour tous les réservoirs projetés du réseau [8].

Le diamètre du réservoir sera donc calculé suivant la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \quad (\text{II. 5})$$

Où :

- D : Diamètre du réservoir (m) ;
- V : Volume total du réservoir (m<sup>3</sup>) ;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir, comprise entre 5 m et 6 m [8]. On prend H=5 m

Le dimensionnement des réservoirs projetés est mentionné dans le tableau (II. 7) ci-après.

**Tableau (II. 7): Dimensionnement des réservoirs projetés**

Réservoir projeté	Capacité (m <sup>3</sup> )	Diamètre (m)
R1	5000	36
R5	750	14
Projeté avec R3	200	8

## Chapitre II

### Réservoirs

#### II.10. Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs sur les dimensionnements des réservoirs, et la capacité des réservoirs existants, les résultats sont présentés dans le tableau (III. 8) suivant :

*Tableau (II. 8): Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs.*

Ouvrage de stockage	Région D'alimentation	Capacité (m3)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Observation
Réservoir R01	Adduction vers les réservoirs R2, R3, R4 et R5	5000	5	36	Réservoir projeté
Réservoir R02	Alimentation de chef-lieu du la Grarem Gouga	2000	–	–	Réservoir existant
Réservoir R03	Alimentation de chef-lieu du la Grarem Gouga	1700	5	8	Réservoir existant de 1500 m <sup>3</sup> +réservoir projeté de 200 m <sup>3</sup>
Réservoir R04	Alimentation de la 2 <sup>eme</sup> agglomération de Grarem Gouga	2000	–	–	Réservoir existant
Réservoir R05	Adduction vers réservoir R6 et alimentation de la 1 <sup>er</sup> et 3eme agglomération de Hamala	750	5	14	Réservoir projeté
Réservoir R06	Alimentation de la 2 <sup>eme</sup> agglomération de Hamala	500	–	–	Réservoir existant
Bâche de station de pompage 1	Refoulée vers réservoir R1	500	–	–	Réservoir projeté
Bâche de station de pompage 2	Refoulée vers réservoir R5	50	–	–	Réservoir projeté

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, où cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.

# Chapitre III

## Adduction

### III.1. Introduction

L'adduction étant définie, comme le transport des eaux de zone de captage aux zones d'utilisation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, soit par refoulement, gravitaire ou mixte.

### III.2. Types d'adduction

De par leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges [5] :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire ;
- Soit en adduction mixte.

#### III.2.1. Adduction gravitaire

Un écoulement gravitaire est un écoulement qui se fait sous l'action d'une force extérieure (condition par la pente, pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil. [7]

#### III.2.2. Adduction par refoulement

Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquées (condition par la pompe), ce cas la source d'eau doit ce situé à une cote inférieur à celle du réservoir d'accueil. [7]

#### III.2.3. Adduction mixte

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

### III.3. Choix de tracé

Nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, tout d'abord du point de vue technique, puis du point de vue économique; ces deux aspects étant en fait liés entre eux. [5]

#### III.3.1. Conditions techniques

- Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer

#### III.3.2. Conditions économique

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et plus les frais d'exploitation augmentent ; le contraire est vrai.

#### III.3.3. description du schéma d'adduction

Le schéma hydraulique du présent projet est donné dans la Figure (III. 5). Le système d'adduction retenu est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement. Il démarre à partir d'une station de traitement et d'une station de pompage (ST+STP1) situées à une côte de 230 m. Elles sont alimentées à partir d'une barge flottante située dans le barrage de BENI HAROUN.

La station de pompage 1 projetée, située à une côte de 230 m, envoie l'eau vers la station de reprise 1 projetée située à une côte de 366 m avec un débit de 416 l/s sur une conduite de  $L=2715\text{m}$ , ensuite l'eau sera acheminée à nouveau vers le réservoir 1 projeté situé à une cote de 510 m sur une conduite de  $L=1544\text{ m}$ .

À partir de ce dernier, l'eau est transférée par gravité vers les trois réservoirs existants R2, R3 et R4 qui se situent à des cotes de 456 m, 375 m, et 446 m respectivement, et aussi vers la station de pompage 2 située à une côte de 475 m.

L'eau est envoyée à partir de la SP2 avec un débit de 44.68 l/s vers la station de reprise 2 projetée située à une côte de 606 m sur une conduite de  $L=2423\text{ m}$ . Ensuite, elle sera pompée à nouveau vers le réservoir projeté R5 situé à une cote de 750 m sur une conduite de  $L=1401\text{ m}$ , et en dernier, le réservoir existant R6 qui se trouve à une cote de 648 m est alimenté par gravité à partir du réservoir R6 sur un linéaire de  $L=2620\text{ m}$ .

#### III.4. Choix du type des conduites

Le choix du matériau des conduites pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. [8]

- Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :
  - résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles,
  - adaptation aux terrains de pose,
  - bonne étanchéité,
  - facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement :
  - du prix de la fourniture et du transport,
  - de la durée de vie,
  - de leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

#### III.4.1. Adduction par refoulement

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en fonte ductile pour cette partie de refoulement, en raison des avantages qu'elles présentent : [9]

- leurs résistances aux contraintes du sol ;
- la fonte ductile permet de supporter des pressions de service atteignant 60 bars pour les conduites ne dépassant pas 300 mm, et 45 bars pour les tuyaux de diamètre entre 300 et 600 mm ;
- la nature du terrain (montagneux) ;
- la haute limite élastique ;
- la résistance au choc, à la rupture et à la compression.

#### III.4.2. Adduction gravitaire

Pour la partie gravitaire, on a opté pour une conduite en PEHD (polyéthylène à haute densité) qui répond aux objectifs suivants : [10]

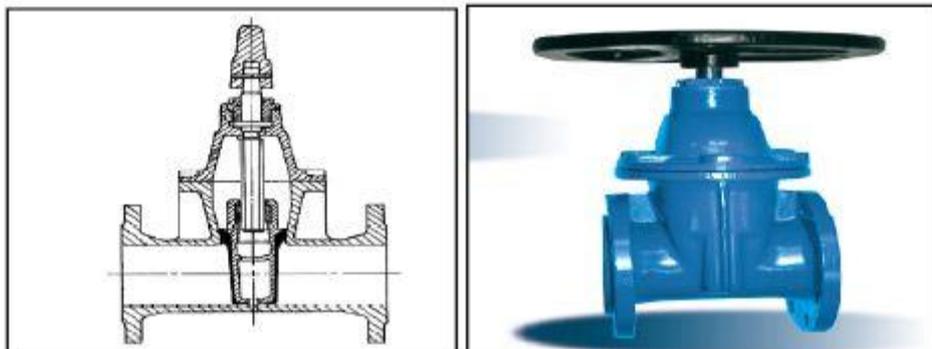
- durée de vie importante ;
- facilité de pose ;
- disponibilité sur le marché national ;
- faible conductivité thermique ;
- coefficient de rugosité très faible ;
- résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbologique).

### III.5. Organes et accessoires de l'adduction : [6]

#### III.5.1. Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.



*Figure (III. 1) : Robinet vanne à opercule*

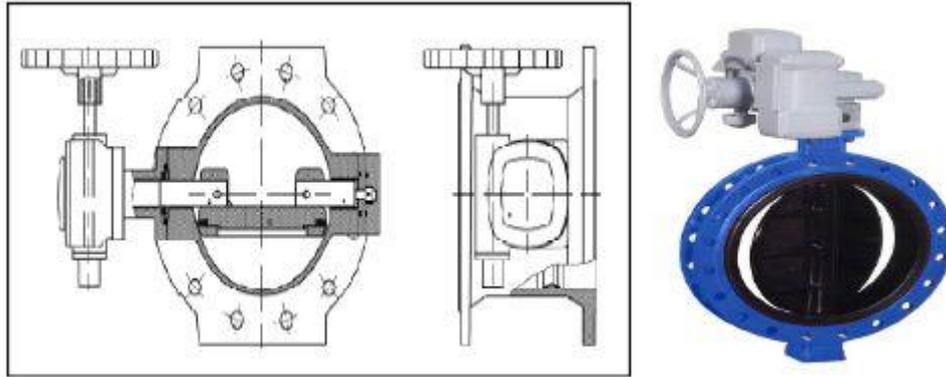


Figure (III. 2) : Robinet vanne papillon

#### III.5.2. Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

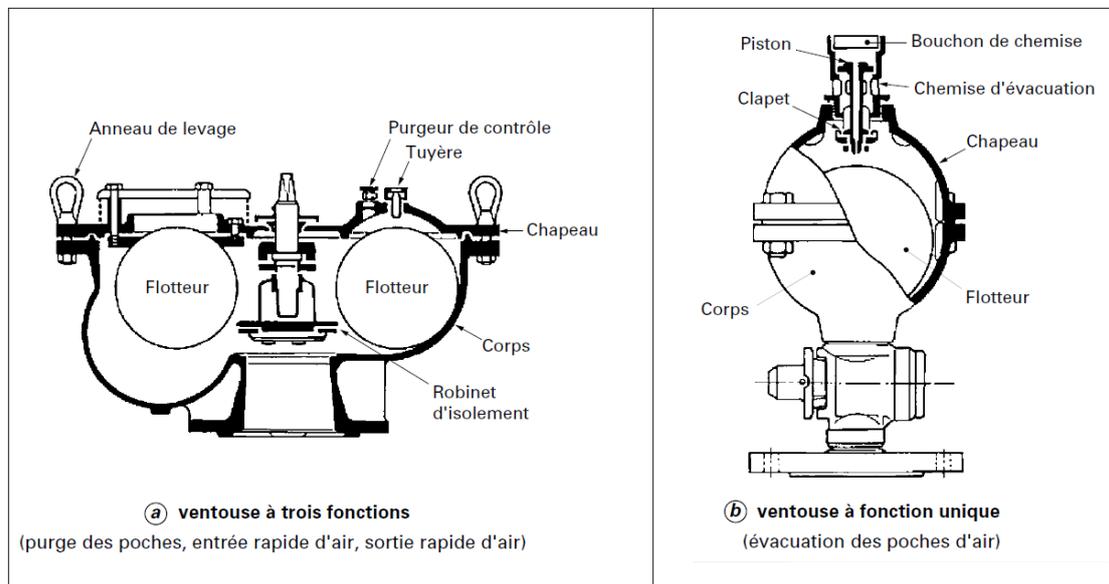


Figure (III. 3) : ventouse

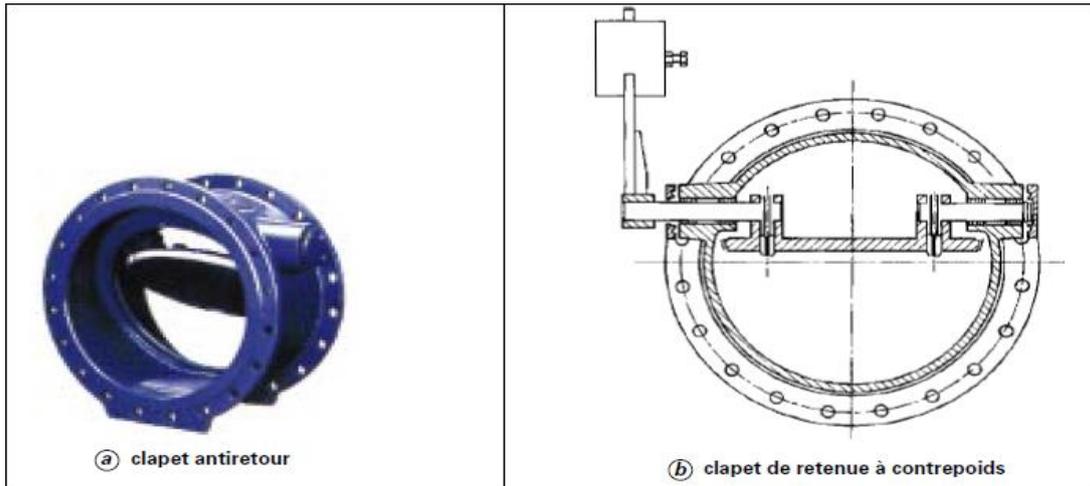


Figure (III. 4) : clapet

#### III.5.3. Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constant.

#### III.5.4. Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction.
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différents.

### III.6. Étude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite. [8]

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet, et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 1,5m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- le débit ;
- le diamètre ;
- la vitesse ;
- les pertes de charge.

### III.7. Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique de l'adduction comporte des tronçons gravitaire et des tronçons par refoulement.

#### III.7.1. Calcul du diamètre économique

##### III.7.1.1. Pour les conduites de refoulement

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de **BONIN** et **BRESSE** ; ces formules sont données comme suit : [5]

o La Formule de **BONIN** :  $D = \sqrt{Q}$  (III. 1)

o La Formule de **BRESSE** :  $D = 1,5\sqrt{Q}$  (III. 2)

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre.
- Q : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux. Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chacun d'eux et on adoptera comme diamètre économique, celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

##### III.7.1.2. Pour les conduites gravitaires

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre  $V_{\min}$  et  $V_{\max}$  tels que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\max}}} \quad (\text{III. 3})$$

Et

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\min}}} \quad (\text{III. 4})$$

Avec :

- $V_{\min}$  : vitesse minimale d'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- $V_{\max}$  : vitesse maximale d'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- $D_{\min}$  : diamètre minimal d'écoulement en (m) ;
- $D_{\max}$  : diamètre maximal d'écoulement en (m) ;
- Q : débit qui doit transiter dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

#### III.7.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{III. 5})$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;
- D : Diamètre de la conduite.

#### III.7.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes [5] :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

##### III.7.3.1. Calcul des pertes de charge linéaires $\Delta H_L$

Dans un écoulement, il existe une perte de charge linéaire qui dépend pour un tronçon donné de :

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- Rugosité absolue  $\varepsilon$  exprimée en mm ;
- Longueur du tronçon L en (m).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_L = J \cdot L \quad (\text{III. 6})$$

Avec :

- L : longueur de la conduite d'adduction en mètre (m).
- J : La perte de charge linéaire par unité de longueur, elle est donnée par l'expression suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III. 7})$$

Avec :

- $\lambda$ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;
- V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite en mètre (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g=9.81 m<sup>2</sup>/s).

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

#### Calcul du coefficient des pertes de charges $\lambda$ :

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

#### · Régime turbulent rugueux

\*La formule de **NIKURADZE** :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{III. 8})$$

#### · Régime transitoire

\* Formule de **COLEBROOK** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3,71.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III. 9})$$

Avec :

- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- **Pour les tubes en PEHD :**

K = 0.01 si  $D \leq 200$  mm;

K = 0.02 si  $D > 200$  mm.

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad (\text{III. 10})$$

Avec :

- **Re**: Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

- **$\nu$** : Viscosité cinématique de l'eau,

- à 10°C :  $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$  ;

- à 20°C :  $\nu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$  ;

- à 30°C :  $\nu = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ .

- **Pour les conduites en fonte ductile :**

La viscosité cinématique est donnée par la formule de Stokes :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 \cdot t + 0,000221 \cdot t^2)} \quad (\text{III. 11})$$

À  $t = 20^\circ\text{C}$ :  $\nu = 0,01 \text{ Stokes} = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$

## Chapitre III

### Adduction

**K** : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression,
- Paramètres physico- chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

Donc pour les conduites en fonte ductile  $K = 0.1$

#### III.7.3.2. Perte de charge singulière $\Delta H_S$

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc, et estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD, et à 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

- Pour les conduites en PEHD :  $\Delta H_S = 0.1 \Delta H_L$  (III. 12)

- Pour les conduites en fonte ductile :  $\Delta H_S = 0.15 \Delta H_L$  (III. 13)

#### III.7.3.3. Pertes de charge totales $\Delta H_T$

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (\text{III. 14})$$

#### III.7.4. La Hauteur Manométrique Totale HMT

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

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_T \quad (\text{III. 15})$$

$H_g$  : La hauteur géométrique (m).

#### III.7.5. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{HMT}}{1000 \cdot \eta} \quad (\text{III. 16})$$

Avec :

- $P$  : Puissance absorbée par la pompe (KW);
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau =  $1000 \text{ kg/m}^3$  ;
- $Q$  : Débit à refoule ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe en (on prend  $\eta=82\%$ ).

#### III.7.6. Énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est définie comme suit :

$$E = P \cdot T \cdot 365 \quad (\text{III. 17})$$

## Chapitre III

### Adduction

Avec :

- E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh);
- T : Temps de pompage.
- P : puissance absorbée par la pompe (KW).

#### III.7.7. Frais d'exploitation

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

$$F_{\text{exp}} = E * P \quad (\text{III. 18})$$

Avec :

- $F_{\text{exp}}$  : frais d'exploitation (DA).
- E : Energie totale dépensée par la pompe (kW).
- P : prix du kWh =4,47 (DA/kWh) (source d'information Sonal gaz).

#### III.7.8. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 33 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = i + \frac{i}{(i+1)^n - 1} \quad (\text{III. 19})$$

Avec :

- A : amortissement annuel de la conduite.
- i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).
- n : durée d'exploitation de la conduite = 25 ans.

Donc :

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

$$A = 0,09367878$$

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{\text{amor}} = A * P_U * L \quad (\text{III. 20})$$

Avec :

- $P_U$  : prix unitaire de la conduite.
- $F_{\text{amor}}$  : frais d'amortissement.
- L : longueur de la conduite.

## Chapitre III

### Adduction

#### III.7.9. Bilan économique

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{amor}} \quad (\text{III. 21})$$

Avec :

- $F_{\text{exp}}$  : Les frais d'exploitation (DA).
- $F_{\text{amor}}$  : Les frais d'amortissement.
- $B_L$  : Le bilan.

#### III.8. Calcul de l'adduction

Le calcul de l'adduction se fait on se basant sur le débit maximum journalier.

##### III.8.1. Adduction par refoulement

###### III.8.1.1. Tronçon SPI-SRI

Débit  $Q = 0.416 \text{ m}^3/\text{s}$

- Longueur  $L = 2715 \text{ m}$
- Cote du radier de la Station de pompage 1 : CR = 230m (Départ)
- Cote du trop-plein de STR1 : CTP = 370 m (Arrivée)
- La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = \text{CTP} - \text{CR}$

$$H_g = 370 - 230 = 140 \text{ m}$$

- **Calcul du diamètre**
  - BONNIN  $D = 0,645 \text{ m}$
  - BRESS  $D = 0,967 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en fonte ductile PN 25 sont : 700, 800, 900.

#### ❖ Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 1) :

Tableau (III. 1) : Calcul de la HMT 1

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	$\Delta H_{T_oT}(\text{m})$	HMT (m)
700	2715	1,08150266	757051,865	0,079631537	0,006781773	21,17439043	161,1743904
800	2715	0,82802548	662420,382	0,071610507	0,003128061	9,766587274	149,7665873
900	2715	0,65424235	588818,117	0,064755923	0,001569695	5,114066573	145,1140666

#### ❖ Étude économique

##### a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III. 2).

## Chapitre III

### Adduction

*Tableau (III. 2) : Calcul des frais d'exploitation 1*

D (mm)	P (K.w)	E (K.w.h)	e (DA/k.w.h)	F <sub>exp</sub> (Da)
700	802,1295614	5855545,798	4,67	27345398,88
800	745,3554293	5441094,634	4,67	25409911,94
900	722,200855	5272066,242	4,67	24620549,35

#### b. Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III. 3).

*Tableau (III. 3) : Calcul des frais d'amortissement 1*

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F <sub>amo</sub> (DA)
700	20391,55	2715	0,09367878	5186343,701
800	25100,03	2715	0,09367878	6383888,547
900	31182,14	2715	0,09367878	7930799,541

#### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III. 4).

*Tableau (III. 4) : Calcul du bilan global 1*

D (mm)	V (m/s)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>amo</sub> (DA)	Bilan (DA)
700	1,08150266	27345398,88	5186343,701	32531742,58
800	0,82802548	25409911,94	6383888,547	31793800,49
900	0,65424235	24620549,35	7930799,541	32551348,89

#### d. Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 800 mm, avec une vitesse de 0,82802548m/s, une hauteur manométrique totale de 149,7665873m et sur une longueur de 2715 m.

#### III.8.1.2. Tronçon SRI-RI

##### • Données de base :

- Débit  $Q = 0.416\text{m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 1544\text{ m}$
- Cote du radier de la Station de pompage 1 : CR = 366 m (Départ)
- Cote du trop-plein de STR1 : CTP = 515 m (Arrivée)
- La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = \text{CTP} - \text{CR}$

## Chapitre III

### Adduction

$$H_g = 366 - 515 = 149 \text{ m}$$

- **Calcul du diamètre**
  - BONNIN D= 0,645 m
  - BRESS D= 0,967 m

Les diamètres normalisés en fonte ductile PN 25 sont : 700, 800,900.

#### ❖ Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 5).

*Tableau (III. 5) : Calcul de la HMT 2*

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	$\Delta H_{TOT}$ (m)	HMT (m)
700	1544	1,08150266	757051,865	0,079631537	1,08150266	12,04171596	161,041716
800	1544	0,82802548	662420,382	0,071610507	0,82802548	5,554184438	154,5541844
900	1544	0,65424235	588818,117	0,064755923	0,65424235	2,787150586	151,7871506

#### ❖ Étude économique

##### a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III. 6).

*Tableau (III. 6) : Calcul des frais d'exploitation 2*

D (mm)	P (K.w)	E (K.w.h)	e (DA/k.w.h)	F <sub>exp</sub> (Da)
700	801,4692697	5850725,669	4,67	27322888,87
800	769,1822494	5615030,421	4,67	26222192,07
900	755,4113293	5514502,704	4,67	25752727,63

##### b. Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III. 7).

*Tableau (III. 7) : Calcul des frais d'amortissement 2*

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F <sub>amo</sub> (DA)
700	5057,93	1544	0,09367878	731579,1715
800	7681,42	1544	0,09367878	1111040,857
900	12473,71	1544	0,09367878	1804197,849

##### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III. 8)

## Chapitre III

### Adduction

*Tableau (III. 8) : Calcul du bilan global 2*

D (mm)	V (m/s)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>amo</sub> (DA)	Bilan (DA)
700	1,08150266	27322888,87	731579,1715	28054468,04
800	0,82802548	26222192,07	1111040,857	27333232,92
900	0,65424235	25752727,63	1804197,849	27556925,48

#### d. Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 800 mm, avec une vitesse de 0,82802548m/s, une hauteur manométrique totale de 154,5541844m et sur une longueur de 1544 m.

#### III.8.1.3. Tronçon SP2-SR2

- **Données de base :**

- Débit Q = 0,0536 m<sup>3</sup>/s
- Longueur L = 2423 m
- Cote du radier de la Station de pompage 1 : CR = 475m (Départ)
- Cote du trop-plein de STR1 : CTP = 609 m (Arrivée)
- La hauteur géométrique Hg : Hg = CTP – CR

$$H_g = 609 - 475 = 134 \text{ m}$$

- **Calcul du diamètre**

- BONNIN D= 0,232 m
- BRESS D= 0,347 m

Les diamètres normalisés en fonte ductile PN 41 sont : 250, 300.

- ❖ **Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 9)

*Tableau (III. 9) : Calcul de la HMT 3*

D <sub>ext</sub> (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	ΔH <sub>ToT</sub> (m)	HMT (m)
250	2423	1,09248408	273121,019	0,079631537	0,019376544	53,99177082	187,9917708
300	2423	0,7586695	227600,849	0,071610507	0,007002639	19,51250354	153,5125035

- ❖ **Étude économique**

- a. Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III. 10).

## Chapitre III

### Adduction

*Tableau (III. 10) : Calcul des frais d'exploitation 3*

D (mm)	P (K.w)	E (K.w.h)	e (DA/k.w.h)	F <sub>exp</sub> (Da)
250	120,5476597	879997,9159	4,67	4109590,267
300	98,438208	718598,9184	4,67	3355856,949

#### b. Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III. 11)

*Tableau (III. 11) : Calcul des frais d'amortissement 3*

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F <sub>amo</sub> (DA)
250	7461,72	2423	0,09367878	1693688,677
300	8948,09	2423	0,09367878	2031070,412

#### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III. 12)

*Tableau (III. 12) : Calcul du bilan global 3*

D (mm)	V (m/s)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>amo</sub> (DA)	Bilan (DA)
250	1,09248408	4109590,267	1693688,677	5803278,944
300	0,7586695	3355856,949	2031070,412	5386927,361

#### d. Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 300 mm, avec une vitesse de 0,7586695 m/s, une hauteur manométrique totale de 153,5125035 m et sur une longueur de 2423 m.

#### III.8.1.4. Tronçon SR2-R5

- Débit  $Q = 0,0536 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur  $L = 1401 \text{ m}$
- Cote du radier de la Station de pompage 1 : CR = 606 m (Départ)
- Cote du trop-plein de STR1 : CTP = 755 m (Arrivée)
- La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = \text{CTP} - \text{CR}$

$$H_g = 755 - 606 = 149 \text{ m}$$

##### • Calcul du diamètre

- BONNIN  $D = 0.589 \text{ m}$
- BRESS  $D = 0.884 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en fonte ductile PN 41 sont : 250, 300.

## Chapitre III

### Adduction

#### ❖ Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 13)

*Tableau (III. 13) : Calcul de la HMT 4*

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	$\Delta H_{ToT}$ (m)	HMT (m)
250	1401	1,09248408	273121,019	0,079631537	0,019376544	31,21851874	180,2185187
300	1401	0,7586695	227600,849	0,071610507	0,007002639	11,28230188	160,2823019

#### ❖ Étude économique

##### a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (III. 14).

*Tableau (III. 14) : Calcul des frais d'exploitation 4*

D (mm)	P (K.w)	E (K.w.h)	e (DA/k.w.h)	F <sub>exp</sub> (Da)
250	115,5631471	843610,9741	4,67	3939663,249
300	102,7792669	750288,6483	4,67	3503847,987

##### b. Frais d'amortissement

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (III. 15).

*Tableau (III. 15) : Calcul des frais d'amortissement 4*

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F <sub>amo</sub> (DA)
250	7461,72	1401	0,09367878	979305,7517
300	8948,09	1401	0,09367878	1174382,851

##### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (III. 16).

*Tableau (III. 16) : Calcul du bilan global 4*

D (mm)	V (m/s)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>amo</sub> (DA)	Bilan (DA)
250	1,09248408	3939663,249	979305,7517	4918969,001
300	0,7586695	3503847,987	1174382,851	4678230,838

##### d. Conclusion

## Chapitre III

### Adduction

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, on opte pour un diamètre de 300mm, avec une vitesse de 0,7586695m/s, une hauteur manométrique totale de 160,2823019m et sur une longueur de 1401 m.

#### III.8.2. Adduction gravitaire

##### III.8.2.1. Tronçon R1-R3

- **Données de base :**
- **Données de base :**
  - Débit  $Q = 0.0968 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Longueur  $L = 2590\text{m}$
  - La hauteur géométrique  $H_g$  :  
 $H_g = 140 \text{ m}$
- **Calcul du diamètre**
  - $D_{\min} = 0.248 \text{ m}$
  - $D_{\max} = 0.497 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en PEHD PN 16 sont : 400,500.

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta HT$ )**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 17)

Tableau (III. 17) : Calcul de la  $\Delta HT$  du tronçon (R1-R3)

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_{\text{TOT}}$ (m)
400	327,4	2590	1,15039862	376640,507	0,011115976	0,002290164	5,931525211	6,524677732
500	409,2	2590	0,73643505	301349,223	0,010679685	0,000721428	1,868497303	2,055347033

- Pour que l'eau arrive au réservoir R3, il faut que  $\Delta HT < H_g$ .

- Pour cela, on opte pour un diamètre de 500 mm, avec une perte de charge  $\Delta HT = 2,055347033 \leq H_g = 140 \text{ m}$ , et une vitesse acceptable de 0,73643505m/s.

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_{\text{TOT}}$$

$$\Delta H_v = 140 - 3,25 = 136,75\text{m}$$

Dans ce cas on opte pour un régulateur de pression.

##### III.8.2.2. Tronçon R1-point bifurcation (PB1)

- **Données de base :**
  - Débit  $Q = 0.2052 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Longueur  $L = 773\text{m}$
- **Calcul du diamètre**
  - $D_{\min} = 0.417 \text{ m}$
  - $D_{\max} = 0.713 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en PEHD PN 10 sont : 500,630.

## Chapitre III

### Adduction

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta H_T$ )**
  - Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 18)

*Tableau (III. 18) : Calcul de la  $\Delta H_T$  du tronçon (R1-PB1)*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>J</b> <b>(m/ml)</b>	<b><math>\Delta H_L</math></b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_{TOT}</math></b> <b>(m)</b>
<b>500</b>	<b>440,6</b>	<b>773</b>	<b>1,3465</b>	<b>593284,78</b>	<b>0,010540708</b>	<b>0,002210873</b>	<b>1,709004507</b>	<b>1,879904957</b>
<b>630</b>	<b>555,2</b>	<b>773</b>	<b>0,8480</b>	<b>470823,62</b>	<b>0,010123202</b>	<b>0,000668324</b>	<b>0,516614419</b>	<b>0,568275861</b>

- La condition que doit vérifier:

$CPR1 \geq 456 + \Delta H_T (R1-PB1) + \Delta H_T (PB1-R2)$ , donc on opte pour un diamètre de 630 mm avec une vitesse acceptable de **0,8480**m/s.

La cote piézométrique au point de bifurcation:  $CPPB1 = CPR1 - \Delta H_T (R1-PB1)$

$$CP_{PB1} = 510 - 0,568275861 = 509,4317242 \text{ m}$$

#### *III.8.2.3. Tronçon PB1– R2*

- **Données de base :**
  - Débit  $Q = 0.144 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Longueur  $L = 1050 \text{ m}$
  - La cote piézométrique au point de bifurcation :  $CPPB1 = 509,4317242\text{m}$ ;
  - Hauteur géométrique :  $H_g = 48,43 \text{ m}$ .
- **Calcul du diamètre**
  - $D_{\min} = 0,350 \text{ m}$
  - $D_{\max} = 0,606 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en PEHD PN 10 sont : 400,500.

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta H_T$ )**
  - Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 19)

*Tableau (III. 19) : Calcul de la  $\Delta H_T$  du tronçon (PB1-R2)*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>J</b> <b>(m/ml)</b>	<b><math>\Delta H_L</math></b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_{TOT}</math></b> <b>(m)</b>
<b>400</b>	<b>352,6</b>	<b>105</b>	<b>1,168075</b>	<b>411863,102</b>	<b>0,0174583</b>	<b>0,00216315</b>	<b>2,27131</b>	<b>2,49844</b>
<b>500</b>	<b>440,6</b>	<b>105</b>	<b>0,748077</b>	<b>329602,655</b>	<b>0,0166068</b>	<b>0,00068237</b>	<b>0,71649</b>	<b>0,78814</b>

- La condition que doit vérifier:

$CPR1 \geq CTPR2 + \Delta H_T (R1-PB1) + \Delta H_T (PB1-R2)$ ,

$510 \geq 461 + 0,568275861 + \Delta H_{TOT} (PB1-R2)$ , donc on opte pour un diamètre de 500mm avec une perte de charge de 0,78814m et une vitesse acceptable de **0,748077**m/s.

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_{TOT}$$

$$\Delta H_v = 46,43 - 0,78814 = 45,64186 \text{ m}$$

Dans ce cas on opte pour un régulateur de pression.

## Chapitre III

### Adduction

#### III.8.2.4. Tronçon PB1 – R4

- **Données de base :**
  - Débit  $Q = 0.0912 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Longueur  $L = 1750 \text{ m}$
  - La cote piézométrique au point de bifurcation:  $CP_{PB1} = 509,4317242\text{m}$ ;
  - Hauteur géométrique :  $H_g = 58,43\text{m}$ .
- **Calcul du diamètre**
  - $D_{\min} = 0,278 \text{ m}$
  - $D_{\max} = 0,482 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en PEHD PN 10 sont : 400,500.

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta H_T$ )**
  - Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 20)

*Tableau (III. 20) : Calcul de la  $\Delta H_T$  du tronçon (PB1- R4)*

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_{\text{ToT}}$ (m)
315	277,6	1750	1,5076	418509,885	0,01145620	0,00478074	8,36628824	10,03954588
400	352,6	1750	0,93450	329490,482	0,01096799	0,00138442	2,42273038	2,907276452
500	352,6	1750	0,59846	263682,124	0,00999302	0,00041402	0,72454231	0,869450776

La condition que doit vérifier :

$$CPR1 \geq CTPR4 + \Delta H_T (R1-PB1) + \Delta H_T (PB1-R2),$$

$$510 \geq 451 + 0,568275861 + \Delta H_T (PB1-R2),$$

- Donc on opte pour un diamètre de **400 mm** avec une perte de charge de **2,907276452m** et une vitesse acceptable de **0,9345 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre on doit mettre en place une vanne.

Le choix se porte sur les vannes papillons pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits ;
- Facilité de manipulation.

· Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_{\text{TOT}} = 58,43 - 2,907276452 = 55,72272 \text{ m}.$$

· Calcul le coefficient de perte de charge de la vanne :

$$\text{On a : } \Delta H_v = \xi * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$\xi = \frac{2 * \Delta H_v * g}{V^2} = \frac{2 * 55,72272 * 9,81}{0,9345^2} = 1251,909$$

- Le coefficient de perte de charge de la vanne  $\xi = 1251,909$

## Chapitre III

### Adduction

L'évolution du coefficient de perte de charge  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture est présentée dans l'annexe (III. 5).

- L'angle d'ouverture de la vanne devra être :  $78^\circ$

#### III.8.2.5. Tronçon R1– SP2

- **Données de base :**
  - Débit  $Q = 0,0447 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Longueur  $L = 1910\text{m}$
  - La hauteur géométrique  $H_g$  :  
 $H_g = 32 \text{ m}$
- **Calcul du diamètre**
  - $D_{\min} = 0,195 \text{ m}$
  - $D_{\max} = 0,337 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en PEHD PN 10 sont : 250,315.

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta H_T$ )**
  - Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 21)

*Tableau (III. 21) : Calcul de la  $\Delta H_T$  du tronçon (R1- SP2)*

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_{T\text{OT}}$ (m)
250	220,4	1910	1,172235	258360,595	0,011958797	0,003800199	7,258379241	7,984217165
315	277,6	1910	0,73892259	205124,911	0,011456204	0,001148471	2,193580168	2,412938185

- Pour que l'eau arrive au réservoir SP2 , il faut que  $\Delta H_T < H_g$ .

- Pour cela, on opte pour un diamètre de 315 mm, avec une perte de charge  $\Delta H_T = 2,412938185 \leq H_g = 32 \text{ m}$ , et une vitesse acceptable de  $0,73643505 \text{ m/s}$ .

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre on doit mettre en place une vanne avec :

- Le coefficient de perte de charge de la vanne  $\xi = 1063,171$

- L'angle d'ouverture de la vanne devra être :  $75^\circ$

#### III.8.2.6. Tronçon R5– R6

- **Données de base :**
  - Débit  $Q = 0,0155 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Longueur  $L = 2620\text{m}$
  - La hauteur géométrique  $H_g$  :  
 $H_g = 97 \text{ m}$
- **Calcul du diamètre**
  - $D_{\min} = 0,115 \text{ m}$
  - $D_{\max} = 0,199 \text{ m}$

Les diamètres normalisés en PEHD PN 16 sont : 160,200.

## Chapitre III

### Adduction

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta H_T$ )**
  - Les calculs sont regroupés dans le tableau (III. 22).

*Tableau (III. 22) : Calcul de la  $\Delta H_T$  du tronçon (R5- R6)*

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>L</b> <b>(m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>J</b> <b>(m/ml)</b>	<b><math>\Delta H_L</math></b> <b>(m)</b>	<b><math>\Delta H_{TOT}</math></b> <b>(m)</b>
<b>160</b>	<b>1308</b>	<b>2620</b>	<b>1,15410827</b>	<b>150957,362</b>	<b>0,011582441</b>	<b>0,00601155</b>	<b>15,75026083</b>	<b>17,32528692</b>
<b>200</b>	<b>1636</b>	<b>2620</b>	<b>0,7377266</b>	<b>120692,072</b>	<b>0,011117208</b>	<b>0,001884969</b>	<b>4,938619816</b>	<b>5,432481797</b>

- Pour que l'eau arrive au réservoir R6, il faut que  $\Delta H_T < H_g$ .
- Pour cela, on opte pour un diamètre de 200 mm, avec une perte de charge  $\Delta H_T = 5,432481797 \leq H_g = 97$  m, et une vitesse acceptable de 0,7377266m/s.
- $\Delta H_v = H_g - \Delta H_{TOT}$
- $\Delta H_v = 97 - 5,432481797 = 91,5675182$  m
- Dans ce cas on opte pour un régulateur de pression.

### III.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir ; l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, on optant pour le PEHD et la fonte ductile.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

*Tableau (III. 23) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons*

<b>Tronçons</b>	<b>Type d'adduction</b>	<b>Matériaux</b>	<b>Paramètres</b>		
			<b>D (mm)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>L (m)</b>
<b>SP1 vers SR1</b>	<b>Refoulement</b>	<b>Fonte ductile</b>	<b>800</b>	<b>0,828</b>	<b>2715</b>
<b>SR1 vers R1</b>	<b>Refoulement</b>	<b>Fonte ductile</b>	<b>800</b>	<b>0,828</b>	<b>1544</b>
<b>R1 vers PB1</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>PEHD</b>	<b>630</b>	<b>0,848</b>	<b>773</b>
<b>PB1 vers R2</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>PEHD</b>	<b>500</b>	<b>0,748</b>	<b>1050</b>
<b>PB1 vers R4</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>PEHD</b>	<b>400</b>	<b>0,935</b>	<b>1750</b>
<b>R1 vers R3</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>PEHD</b>	<b>500</b>	<b>0,736</b>	<b>2590</b>
<b>R1 vers SP2</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>PEHD</b>	<b>315</b>	<b>0,738</b>	<b>1910</b>
<b>SP2 vers SR2</b>	<b>Refoulement</b>	<b>Fonte ductile</b>	<b>300</b>	<b>0,759</b>	<b>2423</b>
<b>SR2 vers R5</b>	<b>Refoulement</b>	<b>Fonte ductile</b>	<b>300</b>	<b>0,759</b>	<b>1401</b>
<b>R5 vers R6</b>	<b>Gravitaire</b>	<b>PEHD</b>	<b>200</b>	<b>0,738</b>	<b>2620</b>

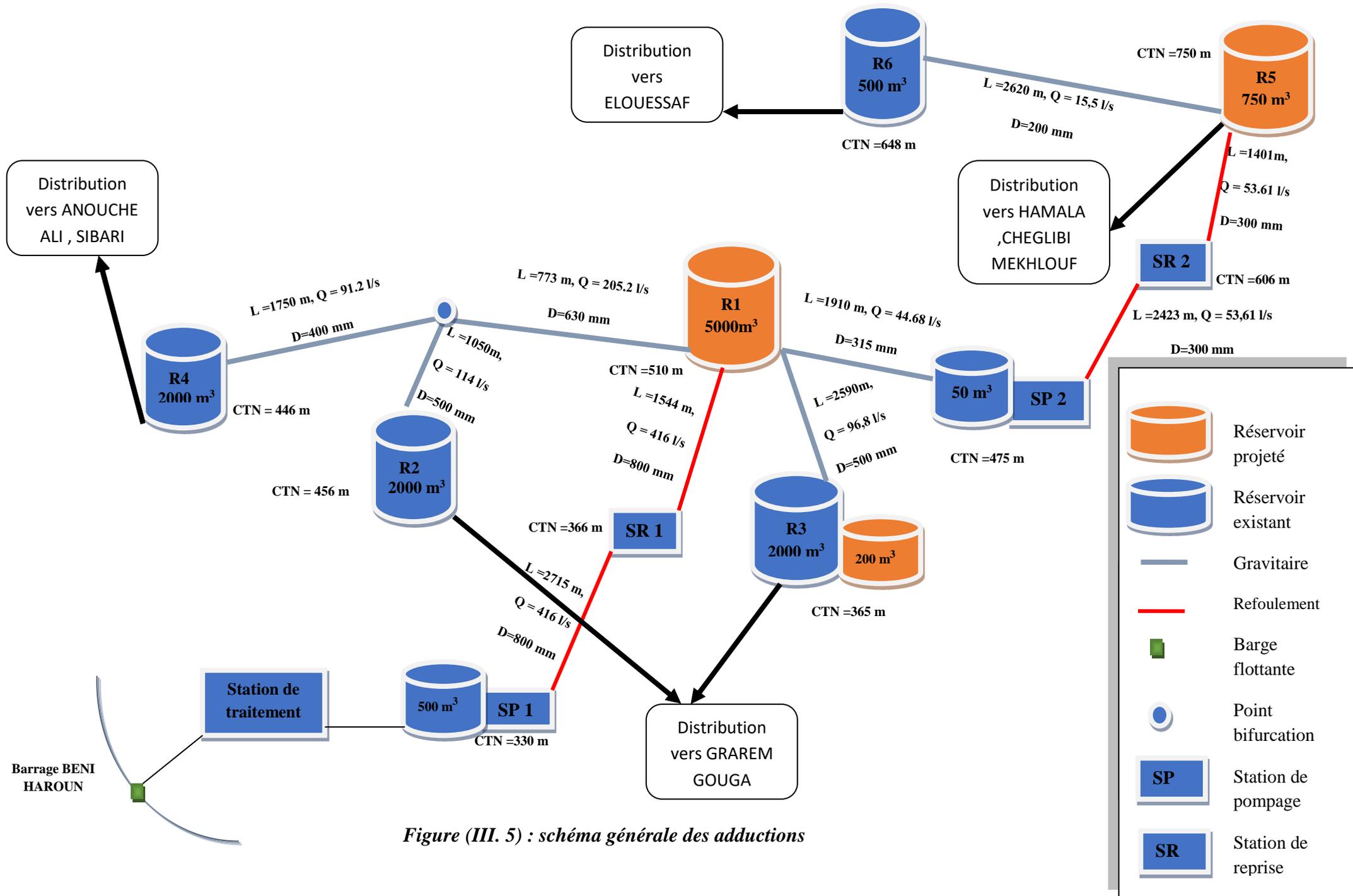


Figure (III. 5) : schéma générale des adductions

# Chapitre IV

## Pompes

#### IV.1. Introduction

On appelle pompe toute machine qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus grande pression.

D'après cette définition, on peut dire que le rôle principal d'une pompe consiste à augmenter la pression du fluide qui se traduit par la transformation de l'énergie mécanique, fournie par un moteur, en énergie hydraulique.

#### IV.2. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [8] :

- **Les pompes volumétriques** : appelées aussi pompes à déplacement, c'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.
- **Les Turbo-pompes** : Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor" ; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

Les Turbo-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède).

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

##### 1. Selon le type de la roue

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélico-centrifuges.
- Les pompes hélices (axiales).

##### 2. Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

##### 3. Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

##### 4. Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

#### 5. Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression.

#### IV.3. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur les critères suivants [11] :

- Le débit appelé à être refoulé.
- La hauteur d'élévation à atteindre.
- Le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum d'exploitation.
- Le point d'aspiration

#### IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les critères les plus importants des pompes sont [9] :

##### IV.4.1. la vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

##### IV.4.2. Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

##### IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

###### IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration ( $H_a$ )

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal ; ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

###### IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement ( $H_r$ )

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue

###### IV.4.3.3 Pertes de charges ( $J_a + J_r$ )

La pompe devra compenser les dissipations de l'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètres.

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (IV. 1)$$

#### IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées :

##### IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par ( $P_a$ ), unité de mesure (KW).

##### IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile ( $P_u$ ) :

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = g \cdot Q \cdot H \quad (\text{IV. 2})$$

#### IV.4.5. Le rendement de la pompe :

C'est le rapport de la puissance utile ( $P_u$ ) à la puissance absorbée de la pompe ( $P_a$ ) :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \cdot Q \cdot H}{P_a} \quad (\text{IV. 3})$$

Avec :

- $\eta_p$  : Le rendement de la pompe.
- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- $Q$  : débit a relevé en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).
- $H$  : hauteur d'élévation en (m).

#### IV.5. Les courbes caractéristiques

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [12] :

##### IV.5.1. La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$

Elle exprime la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

##### IV.5.2. La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

##### IV.5.3. La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

#### IV.6. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes [12] :

- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes ;
- **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

#### IV.7. Le point de fonctionnement de la pompe :

##### IV.7.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré : [13]

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe «  $H = f(Q)$  » avec la courbe caractéristique de la conduite «  $H_c = f(Q)$  ».

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées  $H_d$  et  $Q_d$  déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

##### *A- Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage :*

On garde la courbe  $H = f(Q)$  telle qu'elle est, le débit  $Q$  sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps  $T_d = 20$  heures est de :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_d \quad \text{(IV. 4)}$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit  $Q$  pendant un temps  $T$ . Donc on peut écrire :

$$Q_f \times T = 20 \times Q_d \quad \text{(IV. 5)}$$

D'où :

$$T = \frac{24 \times Q_d}{Q_f} \quad \text{(IV. 6)}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{G \times H_f \times Q_f}{\eta} \text{ (Kw)} \quad \text{(IV. 7)}$$

##### *B- Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage) :*

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_d$ . La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_d \times Q_d}{\eta} \text{ (Kw)} \quad \text{(IV. 8)}$$

Avec :

$$H' = H_f + J_v \quad \text{(IV. 9)}$$

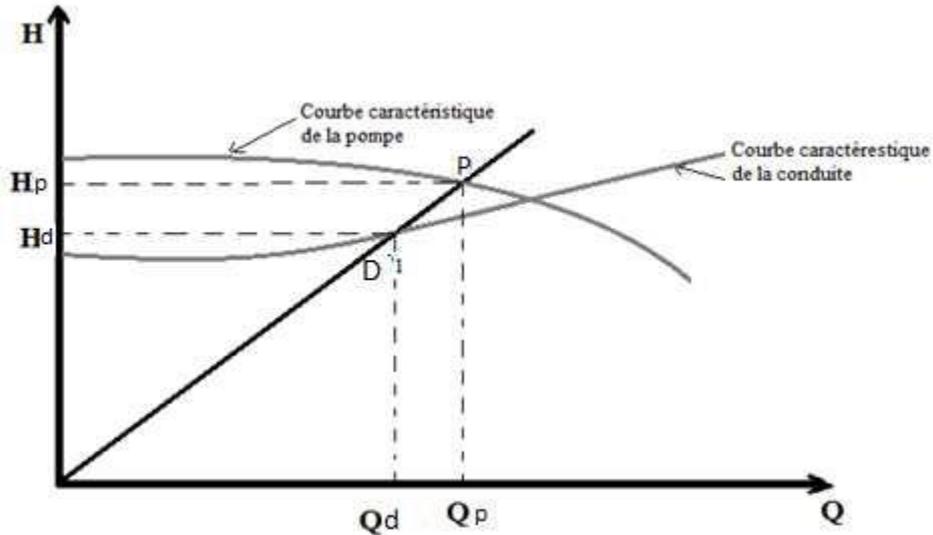
Où :

- **J<sub>v</sub>** : Perte de charge engendrée par vannage en (m),
- **H'** : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de  $h=0$  en (m).
- **h'** : Le rendement de point  $P'(Q', H')$ .

**C- Troisième variante : Rognage de la roue**

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Ceci doit se faire dans une limite ne dépasse pas 15% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point D). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point P (Qp, Hp) (Figure (IV. 1)).



**Figure (IV.1) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.**

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_d}{Q_p} = \frac{H_d}{H_p} = \frac{D^2}{d^2} \tag{IV. 10}$$

Où :

- **(d et d1)** : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant  $d=m*D$ , avec m coefficient de rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_d}{H_p}} = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_p}} \tag{IV. 11}$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%) \tag{IV. 12}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$Pa_4 = \frac{\rho \cdot g \cdot H_d \cdot Q_d}{\eta} (Kw) \tag{IV. 13}$$

## Chapitre IV

### Les pompes

#### D- Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$  passe par le point désiré; à cet effet, nous traçons la parabole ( $H = a \cdot Q^2$ ) qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur (a) est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_d}{Q_d^2} \quad (\text{IV. 14})$$

La parabole tracée passe par le point désiré  $P_d (H_d, Q_d)$  et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue  $P_v (Q_v, H_v)$  de  $P_d$  (Fig. V-4), alors d'après les lois de similitude la nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \left( \frac{Q_d}{Q_v} \right) (\text{Tr/min}) \quad (\text{IV. 15})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot H_d \cdot Q_d}{\eta} (\text{KW}) \quad (\text{IV. 16})$$

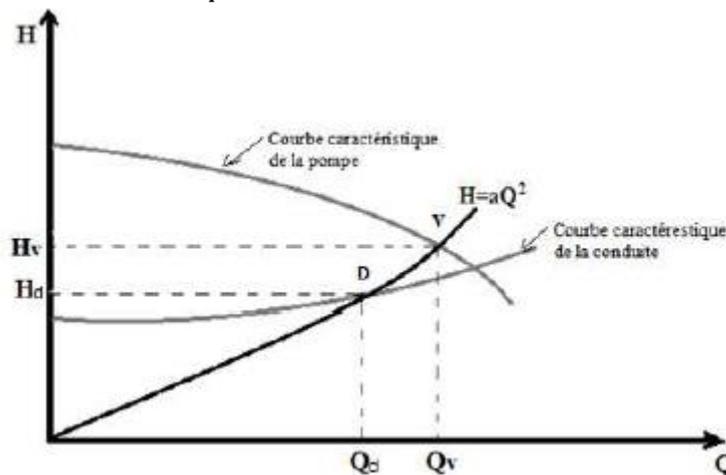


Figure (IV. 2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

#### IV.8. Etude de la cavitation : [8]

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue  $P_a$  à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise  $NPSH_r$ .

## Chapitre IV

### Les pompes

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\varpi} - h_v \quad (\text{IV. 17})$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;
- $h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{IV. 18})$$

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

➤ **Aspiration en dépression :**

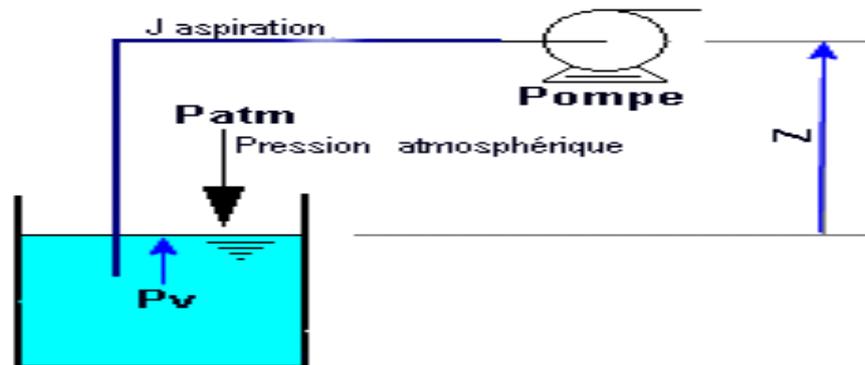


Figure (IV. 3) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

➤ **Aspiration en charge :**

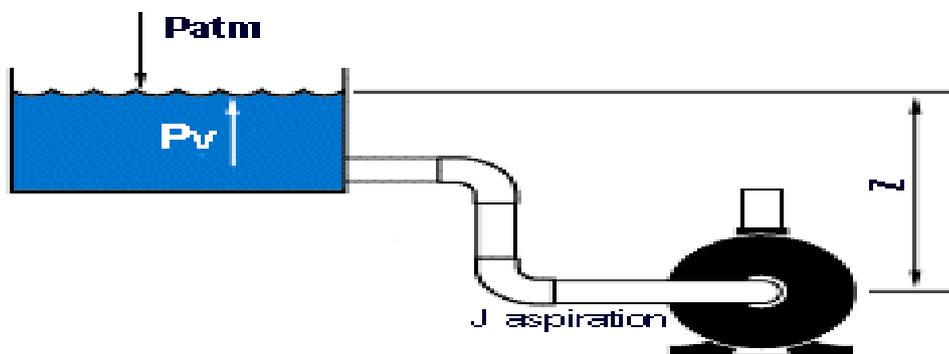


Figure (IV. 4) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

## Chapitre IV

### Les pompes

Où, le  $NPSH_d$ : représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en dépression)} \quad (\text{IV. 19})$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en charge)} \quad (\text{IV. 20})$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e).
- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en m.
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

Les différents tensions de vapeur sont donnée ans le tableau ci-après :

**Tableau (IV.1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température**

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$H_v$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

La figure (IV .5) ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge :



**Figure (IV .5) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge**

### IV.9. Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons un logiciel, au lieu des catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation de l'eau.
- Le rendement de la pompe.
- Le coût.
- Le type de la pompe.

## Chapitre IV

### Les pompes

#### IV.9.1. Conduite d'adduction SP1 vers STR1 :

✓ *Caractéristiques de la conduite*

$Q = 416 \text{ l/s}$  ;

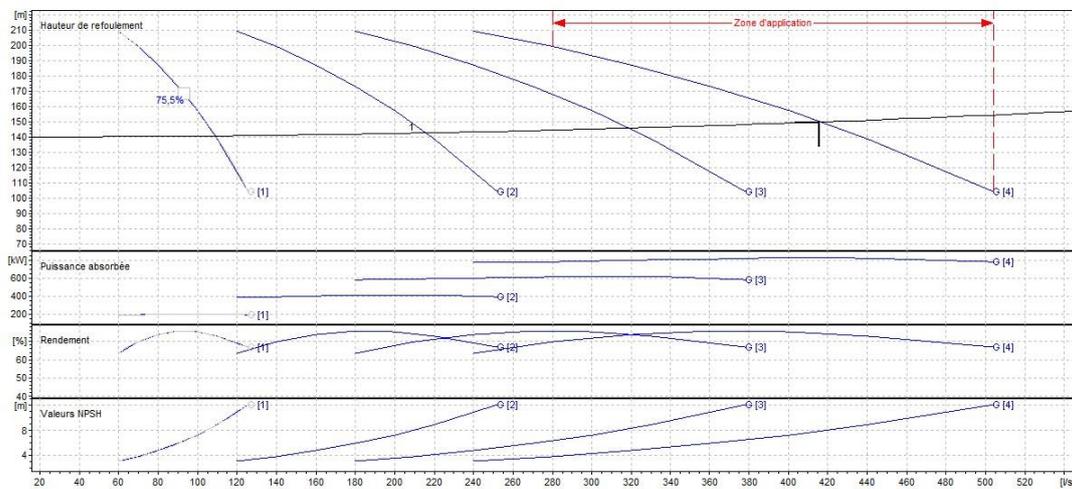
$H_g = 140 \text{ m}$  ;

$HMT = 149.77 \text{ m}$ .

✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour quatre pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type (PML 150H/ 3 G) dont ces caractéristiques sont les suivantes (voir annexe (IV. 1)) :

- $N = 2950 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 74.2\%$  ;
- $P_a = 245 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 6.7 \text{ m}$ .



**Figure (IV.6) : Courbe caractéristiques de la pompe (SP1-STR1).**

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Feff}}$  (416 l/s, 150 m).

Le point désiré  $P_F$  (416 l/s, 149.77 m).

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Feff}}$ ) choisie coïncide avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte la pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PML 150H/ 3 G).

✓ *Etude de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration :  $Ca = 370 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $Ha = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{\text{asp}} = 0$  (négligeable) ;

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times Ca) = 10,33 - (0,0012 \times 370) = 9,889 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v) = 9,886 + 1 - (0 + 0,24) = 10,646$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

## Chapitre IV

### Les pompes

#### IV.9.2. Conduite d'adduction STR1 vers R1

✓ *Caractéristiques de la conduite*

Q = 416 l/s;

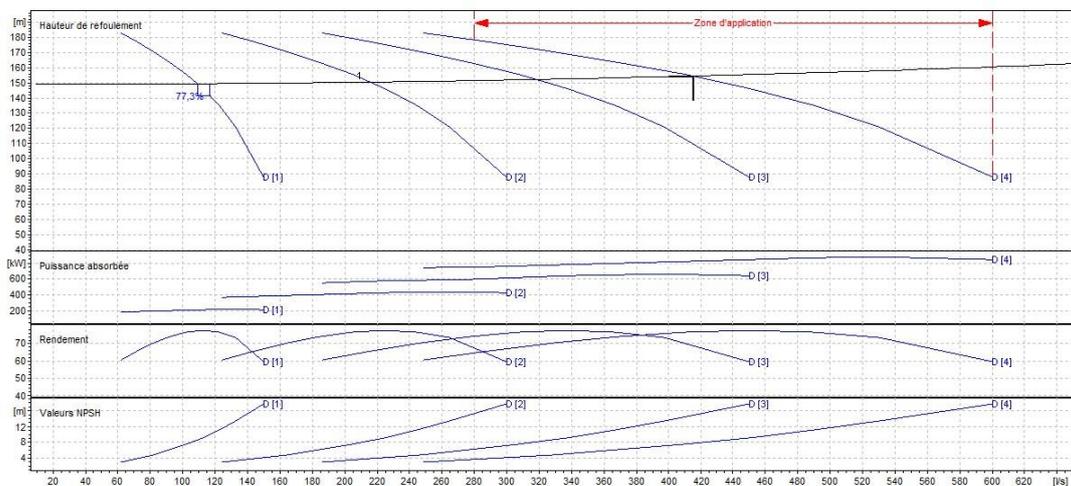
Hg = 149 m;

HMT = 154,55m.

✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour trois pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PML 150H/ 2 D) dont ces caractéristiques sont les suivantes (voir annexe (IV. 2)) :

- N = 2950 tr/min ;
- $\eta = 76.6\%$  ;
- $P_a = 207 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 7.89 \text{ m}$ .



**Figure (IV.7) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR1-R1).**

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Eff}}$  (416 l/s, 155 m).

Le point désiré  $P_F$  (416 l/s, 154.55 m).

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Eff}}$ ) choisie coïncide avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte la pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PML 150H/ 2 D).

✓ *Etude de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 515 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{\text{asp}} = 0$  (négligeable) ;

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 515) = 9,712 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v) = 9,712 + 1 - (0 + 0,24) = 10,472$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

## Chapitre IV

### Les pompes

#### IV.9.3. Conduite d'adduction SP2 vers STR2

##### ✓ *Caractéristiques de la conduite*

$Q = 53.6 \text{ l/s}$ ;

$H_g = 134 \text{ m}$ ;

$HMT = 153.513 \text{ m}$ .

##### ✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal multicellulaire de type (PM 125 / 2D) dont ces caractéristiques sont (voir annexe (IV. 3)) :

$H = 150 \text{ m}$  ;

$(NPSH)_r = 4.3 \text{ m}$  ;

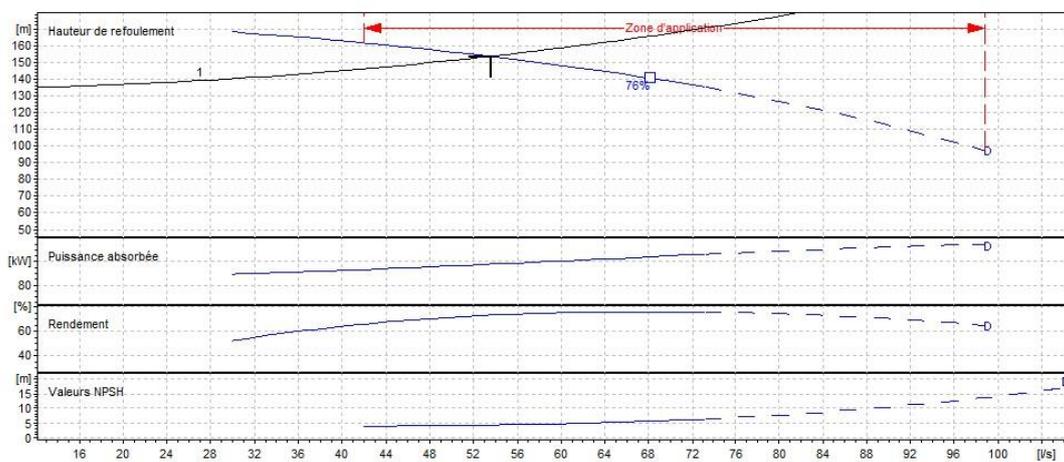
$\eta = 73 \%$  ;

$Q = 53.6 \text{ l/s}$  ;

$N = 2970 \text{ tr/min}$  ;

$P_a = 115 \text{ KW}$ .

Les différentes courbes sont représentées dans la figure(IV.7)



**Figure (IV.8) : Les courbes caractéristiques de la pompe SP2.**

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Eff}}$  (53.6 l/s, 154 m).

Le point désiré  $P_F$  (53.6 l/s, 153.513 m).

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Eff}}$ ) choisie coïncide avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte la pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125 / 2D).

##### ✓ *Etude de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 475 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{\text{asp}} = 0$  (négligeable) ;

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 475) = 9,76 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v) = 9,76 + 1 - (0 + 0,24) = 10,52$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

## Chapitre IV

### Les pompes

#### IV.9.4. Conduite d'adduction STR2 vers R5 :

##### ✓ *Caractéristiques de la conduite*

$Q = 53.6 \text{ l/s}$  ;

$H_g = 149 \text{ m}$  ;

$HMT = 160.28 \text{ m}$ .

##### ✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal multicellulaire de type (PM 100/ 4 A) dont ces caractéristiques sont (voir annexe (IV. 4)) :

$H = 160 \text{ m}$  ;

(NPSH)  $r = 3.43 \text{ m}$  ;

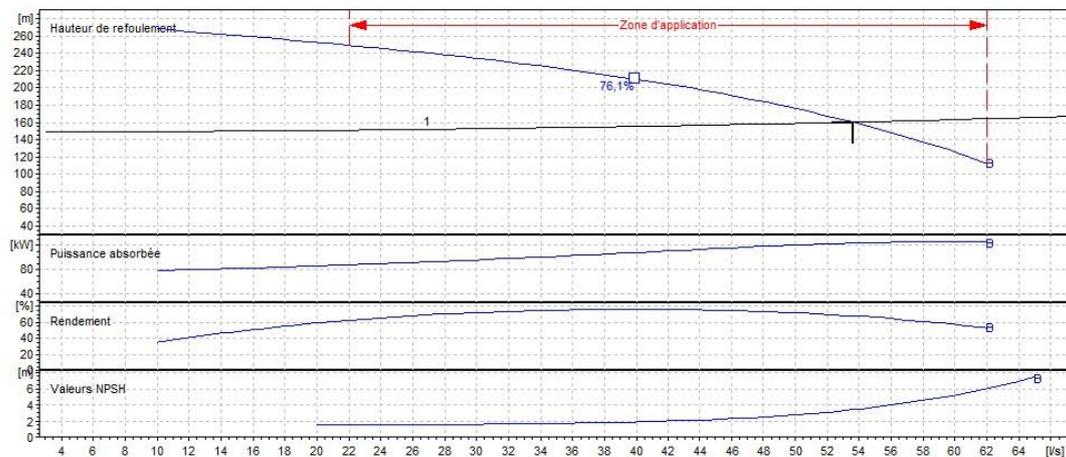
$\eta = 67.6 \%$  ;

$Q = 55.6 \text{ l/s}$  ;

$N = 1480 \text{ tr/min}$  ;

$P_a = 123 \text{ KW}$ .

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (IV. 11)



**Figure (IV. 9) : Les courbes caractéristiques de la pompe STR2.**

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Eff}}$  (53.6 l/s, 160.28 m).

Le point désiré  $P_{\text{F}}$  (53.6 l/s, 160 m).

On remarque que le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Eff}}$ ) choisie coïncide avec le point désiré ( $P_{\text{F}}$ ), donc on opte la pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125/ 10 B).

##### ✓ *Etude de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 606 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{\text{asp}} = 0$  (négligeable) ;

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 606) = 9,60 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v) = 9,60 + 1 - (0 + 0,24) = 10,36$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

En conclusion la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

#### IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le type de pompes assurant le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré.

Ces pompes sont de type centrifuge multicellulaire à axe horizontal, calculées et choisies à partir du catalogue *CAPRARI*, nous avons ensuite vérifié le phénomène de cavitation pour chaque installation choisit.

Dans une installation de pompage, on met en place au moins une pompe de secours, qui assura la continuité de pompage, en cas de panne ou d'entretien d'une pompe.

# Chapitre V

## coup de bélier

#### V.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, fermeture ou ouverture brusque d'une vanne. Il provoque une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il est à l'origine de variation importante de la pression qui peut être supérieure à la pression nominale de la conduite, soit inférieure à la pression atmosphérique. C'est un désordre qu'on ne peut pas supprimer mais qu'il faut contrôler. Afin de réduire l'effet de ce phénomène, on utilise des dispositifs spéciaux suivis par un dimensionnement correct.

#### V.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [5] :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée
- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- modification de la vitesse d'une pompe.

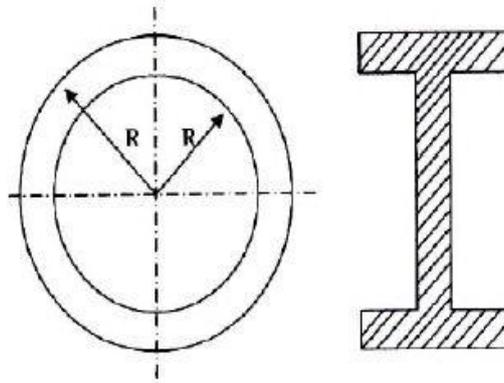
#### V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Parmi ces moyens, on trouve [1] :

- Volant d'inertie ;
- Soupapes de décharges ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne à fermeture lente.

##### V.3.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calée sur l'arbre du groupe. C'est un des moyens de protection, il utilise l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie restitue cette énergie au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.



*Figure (V.1): Volant d'inertie*

#### V.3.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent au-delà d'une pression prédéterminée, légèrement supérieure à (5% environ) de la pression normale.

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin qui, par sa compression, obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale.



*Figure (V. 2): Soupape de décharge*

#### V.3.3. Les ventouses

Le rôle principal des ventouses est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

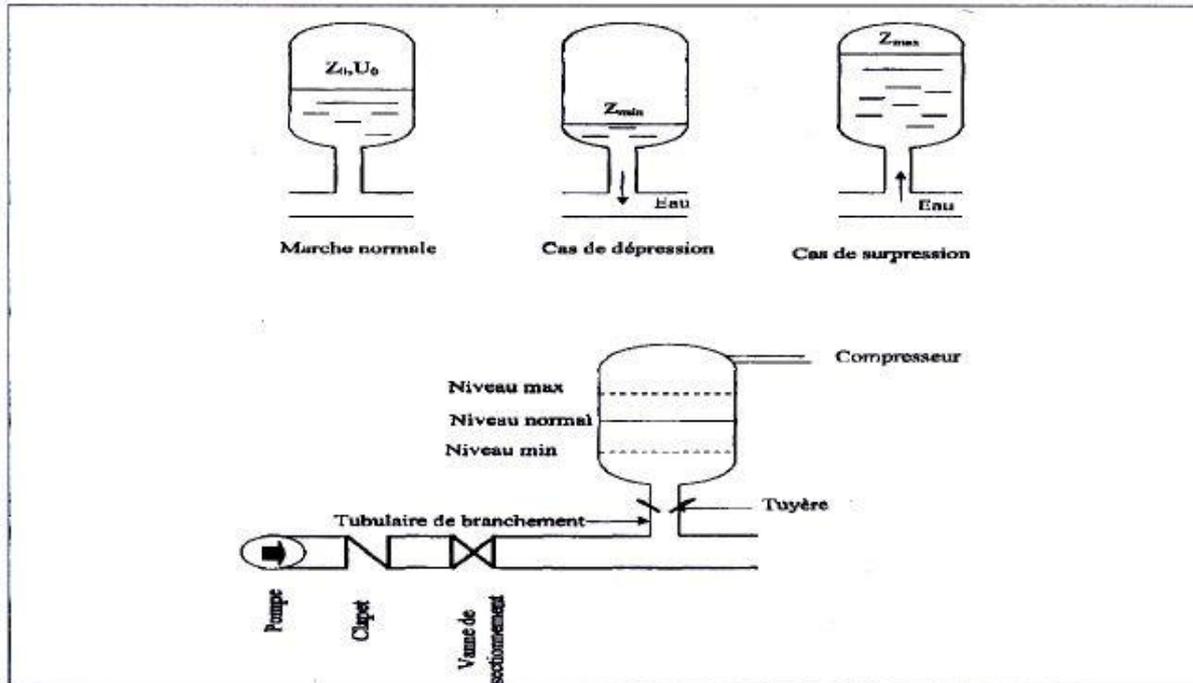


*Figure (V. 3) : la ventouse*

#### V.3.4. Les réservoirs d'air comprimé

Le réservoir d'air comprimé appelé aussi ballon d'air et réservoir anti bélier. Il est placé à la base de la conduite de refoulement et contient de l'air accumulé sous pression en quantité bien déterminée, il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau. L'air se détend pour compenser les dépressions à l'intérieur de la conduite et se comprime afin d'admettre l'excès d'eau pour compenser la surpression.

Le principe de fonctionnement est représenté dans la figure (V.4) ci-dessous :



**Figure (V.4) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de Surpression et de dépression**

#### A. Avantages du réservoir d'air

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- Il présente des dimensions réduites par rapport à l'autre dispositif (cheminée d'équilibre) ;
- Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel ;
- Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

#### B. Inconvénients du réservoir d'air

Comme il présente certains inconvénients qui sont les suivants :

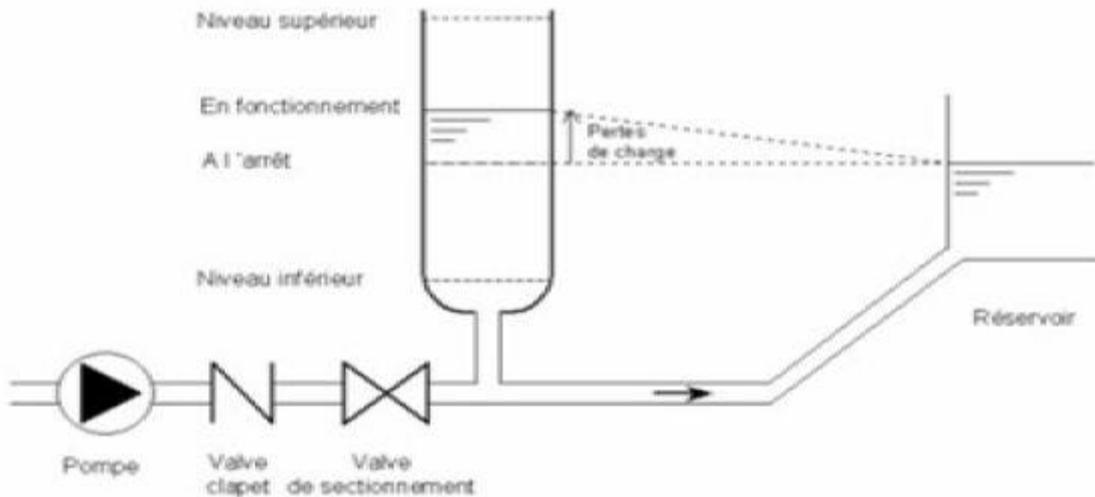
- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment ;
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demande une maintenance constante et des frais élevés.

#### V.3.5. Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que le réservoir d'air comprimé mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Les compensations des surpressions et dépressions précédentes sont directement faites avec l'eau du réservoir à surface libre.

Le schéma de la cheminée d'équilibre est représenté dans la figure (V. 5) ci-après :



**Figure (V.5) : Cheminées d'équilibre**

Elles présentent certains avantages à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points des parcours difficilement accessible.

#### V.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

##### V.4.1. Calcul de la célérité d'onde

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (\text{V. 1})$$

Avec:

- K: Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- K = 83 pour le PEHD ;
- K = 0,6 pour la fonte ductile.

##### V.4.2. La valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

- **Premier cas : fermeture brusque**

## Chapitre V

### Coup de bélier

La fermeture brusque est caractérisée par un temps  $T_f$ , tel que :  $T_f < \frac{2*L}{\alpha}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{\alpha * V_0}{g} \quad (V. 2)$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- $\alpha$  : Célérité de l'onde (m/s) ;
- $V_0$  : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

- valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sr} = H_0 + B \quad (V. 3)$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (V. 4)$$

Où :

- $H_0$  : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V. 5)$$

Avec :

- $H_g$  : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

- *Deuxième cas : fermeture lente*

La fermeture lente est caractérisée par un temps  $T_f$ , tel que :  $T_f > \frac{2*L}{\alpha}$

$$B = \frac{2*L*V_0}{g*T_f} \quad (V. 6)$$

Avec :

- L : La longueur de la conduite (m) ;
- $T_f$  : Temps de fermeture de la vanne (s).

#### **Remarque :**

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour cela que dans notre étude on considère le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

## V.5. Application numérique du coup de bélier

### V.5.1. Partie refoulement

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le Tableau (V. 1) suivant :

*Tableau (V. 1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie refoulement.*

Tronçons	L	D	e	$V_0$	$Z_0$	a	B	$H_d$	$H_s$	PN	T
SP1-ST1	2715	800	8.6	0.828	150	974,61	82,26	67,74	232,26	25	5,57
SR1-R1	1544	800	8.6	0.828	159	974,61	82,26	76,740	241,26	25	3,17
SP2-SR2	2423	315	6.2	0.759	144	1129,32	87,38	56,62	299,86	41	4,29
SR2-R5	1401	315	6.2	0.759	159	1129,32	87,38	71,62	314,86	41	2,48

- **Interprétation des résultats**

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les quatre tronçons de refoulement vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

### V.5.2. Partie gravitaire

Les valeurs numériques de surpression et de dépression du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le Tableau (V. 2) suivant :

*Tableau (V. 2): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour la partie gravitaire.*

Tronçons	L	D	e	$V_0$	$Z_0$	a	B	$H_d$	$H_s$	PN	T
R1-R3	2590	409,2	45,4	0,736	150	350,81	26,32	123,68	176,32	16	14,77
R1-SP2	1910	277,6	18,7	0,739	42	276,67	20,84	21,16	62,84	10	13,81
R5-R6	2620	163,6	18,2	0,738	107	351,25	26,42	80,58	133,42	16	14,92

- **Interprétation des résultats :**

On remarque que nous avons des problèmes de surpression au niveau du tronçon : R1-R3, ce qui nécessite une protection anti-bélier.

Il sera donc nécessaire de prévoir une protection avec des vannes à fermeture lente (tf) ayant un temps de fermeture supérieur ou égale **14,77 s.**

#### V.5.2.1. Calcul des tronçons (R1-R2) et (R1-R4)

Dans ce système de tronçons nous avons deux contraintes : le système est constitué de l'ensemble des tronçons [(R1-PB1), (PB1-R2) et (PB1-R4)] de diamètres différents.

- **Approximation pour un système de séries de propriétés variables [14]**

Un système avec de nombreux changements dans les propriétés, peut être approximé en utilisant la notion d'une longueur uniforme équivalente.

Si les changements dans les propriétés des canalisations, tel que l'épaisseur des parois, le diamètre ainsi que d'autres paramètres sont petits, les résultats de l'écoulement transitoire, obtenus en utilisant cette approche, sont dans l'ensemble satisfaisantes.

## Chapitre V

### Coup de bélier

Cette procédure nécessite l'utilisation des longueurs variables d'extension le long du système, avec les propriétés moyennes utilisées dans chaque extension de telle sorte que la condition numérique d'un pas de temps commun est maintenue.

Le temps de parcours de l'onde du système physique est maintenu en utilisant la longueur totale du système réel et une célérité équivalente  $\alpha_{eq}$ , donnée par :

$$\frac{L_{eq}}{\alpha_{eq}} = \sum \frac{L_i}{\alpha_i} \quad (V. 7)$$

Où :

- $L_{eq}$ : longueur équivalente du système ;
- $\alpha_{eq}$ : célérité équivalente du système.

Dans cette équation,  $L_i$  et  $\alpha_i$  représentent respectivement la  $i^{eme}$  longueur d'extension et la vitesse équivalente de l'onde. Par ailleurs,  $L_i$  et  $\alpha_i$ , représentent les caractéristiques réelles de la conduite pour des parties du système inclus dans l'extension  $i$ .

Comme la longueur réelle du système est maintenue dans le modèle approximé, la surface équivalente est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{L_{eq}}{S_{eq}} = \sum \frac{L_i}{S_i} \quad (V. 8)$$

Dans laquelle,  $S_{eq}$  représente la surface équivalente.

La caractéristique équivalente de la pente  $B_{eq}$  de l'extension est définie au moyen des équations ((V. 6) et (V. 7)), d'où, on aura :

$$B_{eq} = \frac{\alpha_{eq}}{g \cdot S_{eq}} = \frac{1}{g} * \frac{\sum \frac{L_i}{S_{eq}}}{\sum \frac{L_i}{\alpha_{eq}}} \quad (V. 9)$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux (Tableau (V. 3)) et (Tableau (V. 4)).

**Tableau (V. 3) : Calcul de la célérité équivalente pour le (R1-R2)**

tronçon	R1-PB1	PB1-R2	R1-R2
<b>Diamètre D (m)</b>	<b>0,5552</b>	<b>0,4406</b>	<b>0,4979</b>
<b>Section S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,242</b>	<b>0,152</b>	<b>0,197</b>
<b>Célérité a (m/s)</b>	<b>276,67</b>	<b>338,81</b>	<b>307,74</b>
<b>Longueur L (m)</b>	<b>773</b>	<b>1050</b>	<b>1823</b>

**Tableau (V. 4) : Calcul de la célérité équivalente pour le (R1-R4)**

tronçon	R1-PB1	PB1-R4	R1-R4
<b>Diamètre D (m)</b>	<b>0,5552</b>	<b>0,3526</b>	<b>0,4539</b>
<b>Section S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,242</b>	<b>0,098</b>	<b>0,17</b>
<b>Célérité a (m/s)</b>	<b>276,67</b>	<b>276,37</b>	<b>276,52</b>
<b>Longueur L (m)</b>	<b>773</b>	<b>1750</b>	<b>2523</b>

## Chapitre V

### Coup de bélier

Les valeurs numériques du coup de bélier pour ces deux tronçons gravitaires sont mentionnées dans le tableau (V. 5).

*Tableau (V. 5) : valeurs numériques de coup de bélier pour les tronçons (R1-R2) et (R1-R4)*

Tronçons	L	D	V <sub>0</sub>	Z <sub>0</sub>	a	B	H <sub>d</sub>	H <sub>s</sub>	PN	T
<b>R1-R2</b>	<b>1823</b>	<b>497,9</b>	<b>0,798</b>	<b>65</b>	<b>307,74</b>	<b>25,03</b>	<b>43,97</b>	<b>89,03</b>	<b>10</b>	<b>11,85</b>
<b>R1-R4</b>	<b>2523</b>	<b>453,9</b>	<b>0,891</b>	<b>72</b>	<b>276,52</b>	<b>25,16</b>	<b>53,84</b>	<b>97,16</b>	<b>10</b>	<b>18,24</b>

- **Interprétation des résultats :**

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons gravitaires (**R1-R2**) et (**R1 et R4**) montrent que les tronçons vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

### V.6. Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, on a opté pour une vanne à fermeture lente pour la conduite gravitaire (R1-R3) ; par contre les valeurs du coup de bélier dans les différents tronçons de refoulement ne sont pas importantes : les dépressions sont acceptables et les surpressions sont inférieures aux pressions de services des conduites, donc elles ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

Chapitre VI  
Système  
d'information  
géographique

#### VI.1. Introduction

La gestion d'un réseau d'alimentation en eau potable nécessite le suivi du comportement hydraulique de tous les accessoires du réseau (conduites, vannes, pompes, ouvrages de stockage ....).

L'élaboration d'un système d'information géographique (S.I.G) servira d'outil d'aide à la gestion pouvant donner l'information complète sur tous les paramètres du réseau, en temps opportun, avec une mise à jour suite à chaque modification opérée sur le réseau.

#### VI.2. Présentation d'un système d'information géographique SIG

##### VI.2.1. Définition d'un système d'information géographique (SIG)

C'est un système informatique, composé de : matériel, logiciels et de processus permettant la collecte, la gestion, la manipulation et l'affichage des données à référence spatiale afin de résoudre des problèmes d'aménagement et de gestion. Pour cela, il fait la transformation d'un objet réel en référence spatiale en forme de couches thématiques structurées dans de base de données numérique. [15]

Les applications liées aux SIG sont des outils qui permettent aux utilisateurs de créer des requêtes interactives, d'analyser l'information spatiale, de modifier et d'éditer des données par l'entremise de cartes et d'y répondre cartographiquement. La science de l'information géographique est la science qui sous-tend les applications, les concepts et les systèmes géographiques.

##### VI.2.2. Principales composantes d'un SIG

Les systèmes d'information géographique sont composés de (Figure (IV. 1)) :

- Matériel informatique : ordinateur, scanner ...
- Logiciels SIG: Map Info, Arc Gis, Arc view ...
- Données : récupérable à partir du terrain, d'un rapport, d'une carte, ...
- Ressources humaines : personnel formé.

##### VI.2.3. Fonctionnalités d'un SIG

Les principales fonctions attendues d'un SIG sont définis comme suit [15] :

- **Abstraction** : C'est la modélisation du monde réel suivant différents prismes. Elle se fait en deux étapes :
  - La construction d'un schéma conceptuel de données.
  - Trouver le logiciel qui soit capable de transcrire et de stocker le schéma.
- **Acquisition** : saisie des informations géographiques sous forme numérique
- **Archivage** : Stockage et gestion de base de données.
- **Analyse** : manipulation et interrogation des données géographiques, qui se base sur deux analyses :
  - Analyse spatiale à partir de la sémantique : description qualitative et quantitative d'un espace.

## Chapitre IV

### Système d'information géographique

→ Analyse spatiale géométrique : elle se base sur la position de l'objet, sa forme, et les relations éventuelles entre ces objets.

- **Affichage** : mise en forme et visualisation.

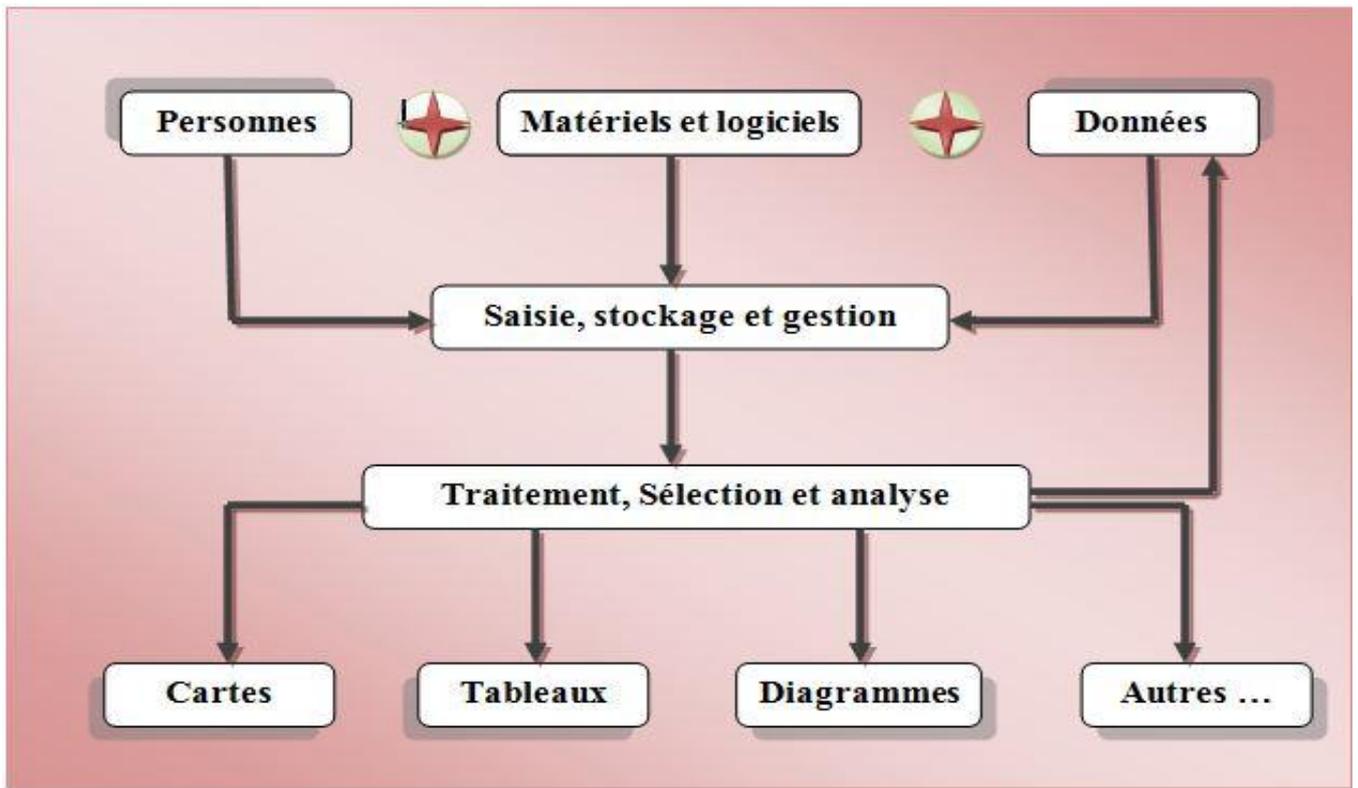


Figure (VI. 1) : Organigramme d'un SIG.

#### VI.2.4. Utilité des SIG

De nombreuses organisations ayant intégré l'usage d'un SIG ont constaté qu'un des principaux bénéfices obtenus, concerne la gestion de leurs propres ressources.

Les SIG permettant de lier entre elles toutes sortes d'informations par le biais de la géographie, offrent les avantages suivants [15] :

- Le stockage de gros volumes de données géographiques de manière centralisé et durable sous forme numérique,
- Un accès à l'information plus facile,
- Afficher et consulter les données sur l'écran, par superposition de plusieurs couches d'informations de différentes natures (topographiques, environnementales, économique...etc.),
- Croisement de données de différentes sources,
- Réalisation rapide de cartes thématiques,
- Un meilleur partage de l'information et une meilleure communication entre les différents services,
- Actualiser ou recréer des données sans avoir à recréer un document,
- Apporter ou extraire des données, les transformer pour les mettre à disposition d'un prestataire ou d'un décideur,
- Editer des plans et des cartes à la demande.

#### VI.2.5. Les avantages d'un SIG

Les SIG possèdent plusieurs avantages qui sont [16] :

- Capacité et fiabilité de stockage
- Rapidité de restitution des données (gain de temps)
- Intégration et combinaison de données de sources différentes
- Précision des processus cartographiques
- Facilite de mise à jour (outils de suivi)
- Analyse des relations spatiales (intégration, requête spatiale, combinaison et superposition de cartes)
- Production de cartes (bon rapport qualité/prix).et des contraintes, qui sont :
  - ❖ Le manque de personnel spécialisé ;
  - ❖ Coût élevé et problèmes technique pour l'acquisition des données faibles ;
  - ❖ Non standardisation des formats de données ;
  - ❖ Nécessité d'une mobilisation contenue des acteurs.

#### VI.2.6. Elaboration d'un SIG

Avant d'entreprendre la mise en place d'un SIG, il est primordial d'évaluer les besoins des futurs utilisateurs du système et c'est à partir de cette analyse que dépendra la structure de la base de données.

Plusieurs Logiciels sont utilisés pour l'élaboration d'un SIG tels que :

- ❖ Arc GIS (Arc Info, Arc View ...).
- ❖ Auto CAD Map 3D.
- ❖ MapInfo.

Ce qui est de notre cas nous allons utiliser le logiciel MapInfo.

### VI.3. Présentation du logiciel MapInfo [17]

#### VI.3.1. Définition

MapInfo est un :

- ❖ Outil de type système d'information géographique.
- ❖ Permet de lier les données d'une base ou d'un tableur à des entités (caractères) spatiales.
- ❖ Il combine un puissant gestionnaire de données à des outils de dessin et de présentation facile à utiliser.
- ❖ Permet d'analyser et de présenter les données sur une carte à l'aide de couleurs, d'hacheur, de type de ligne et de symboles.
- ❖ Fournit un ensemble d'outils pour visualiser, exploiter, interroger, modifier et d'analyser des informations géographique et présenter les résultats sur des documents cartographique de qualité.

#### VI.3.2. Utilisation et possibilité du logiciel

- ❖ Accès a tout de données attributaires.
- ❖ Export et import de nombreux formats de données cartographiques.
- ❖ Affichage et calage géographique des images raster.
- ❖ Gestion de tous types d'objets.
- ❖ Géocodage.

## Chapitre IV

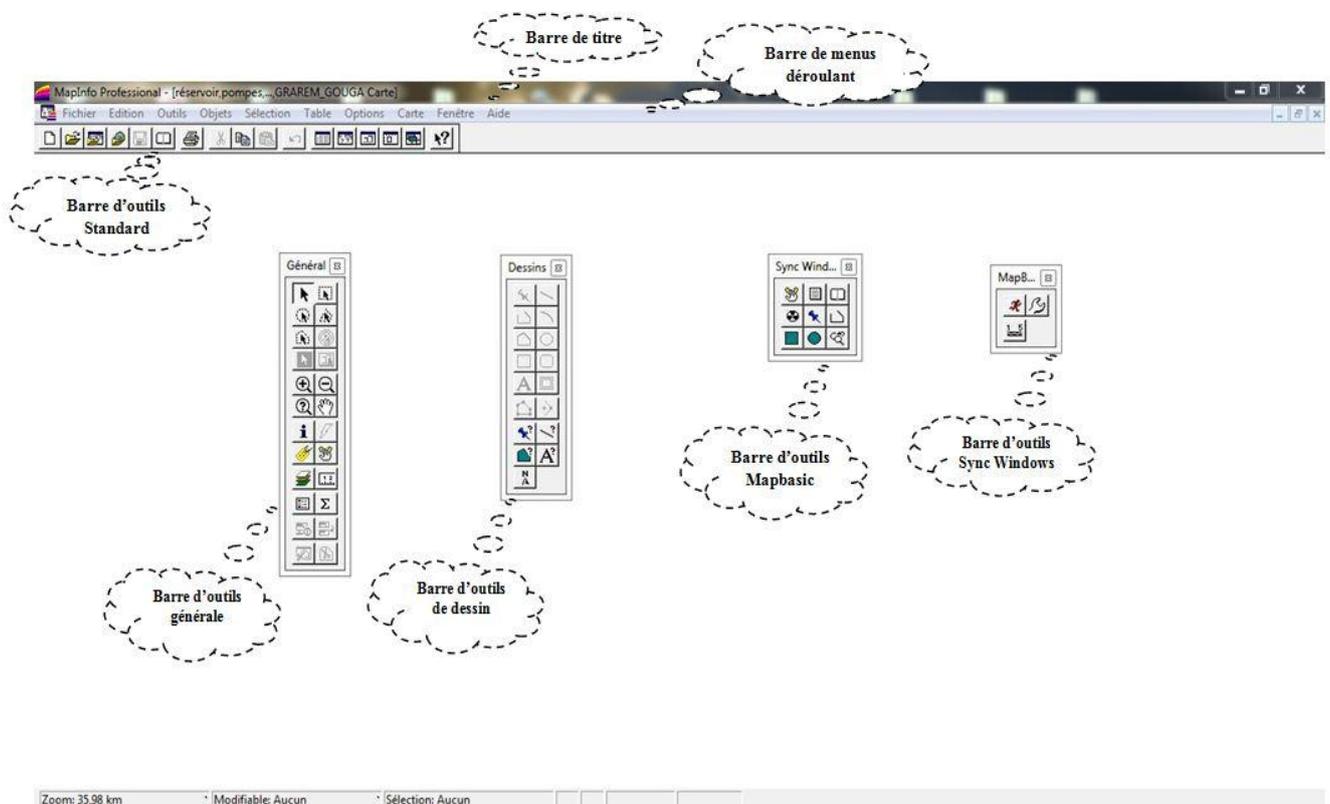
### Système d'information géographique

- ❖ Analyse thématique mono et multi variable.
- ❖ Fonctions d'analyse géographique.

#### VI.3.3. environnement du logiciel

MapInfo est classiquement composé d'une Figure (VI.2) :

- ❖ Barre de titre
- ❖ Barre de menus (fichier, édition, outils...)
- ❖ Barre d'outils variées selon les besoins :
  - Barre d'outils standard
  - Barre d'outils de dessin
  - Barre d'outils générale
  - Barre d'outils MapBasic
  - Barre d'outils Sync Windows



*Figure (VI. 2) : Interface de travail MapInfo*

## VI.4. Création d'un SIG pour la zone GRAREM GOUGA, HAMALA

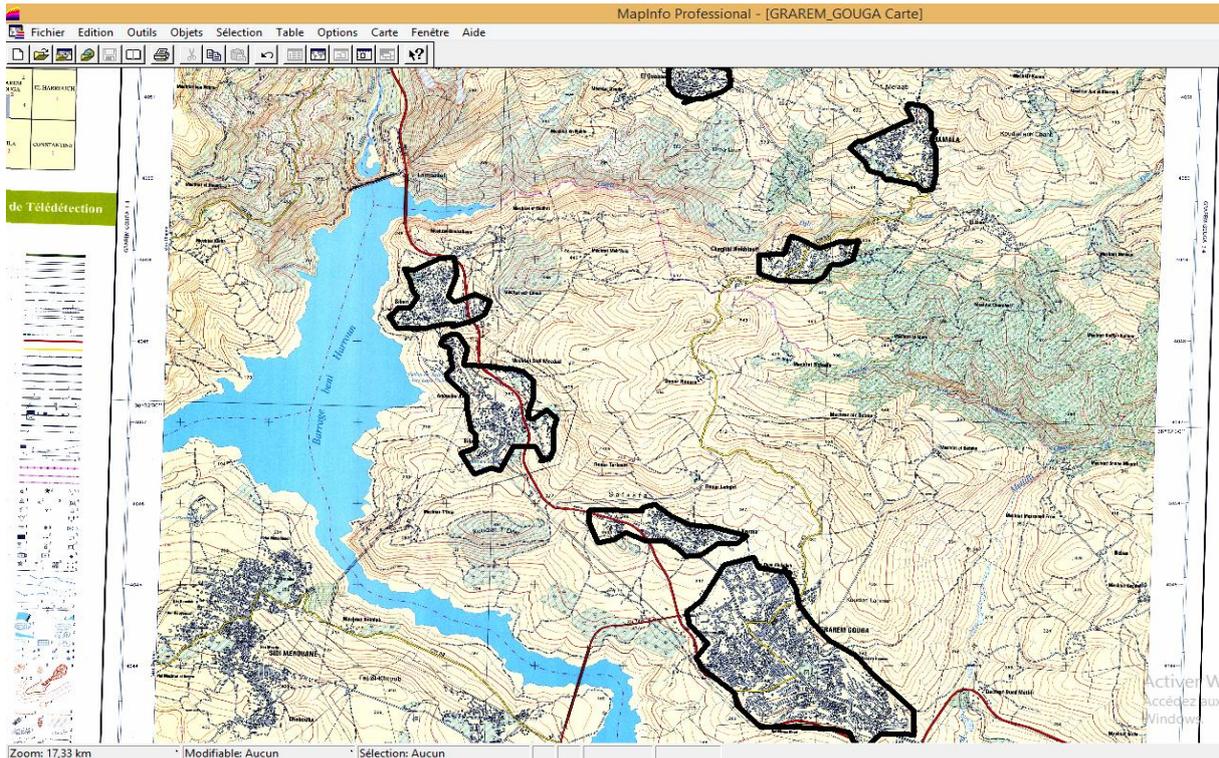
### VI.4.1. Préparation du fond de la carte

Le réseau d'AEP de la zone GRAREM GOUGA, HAMALA se localise spatialement dans le système de coordonnées « Universal Transverse Mercator » (UMT), fuseau 32 (longitude supérieure 6°25', longitude inférieure 6°20').

Nous avons utilisé comme support de digitalisation de la chaîne d'adduction une carte de la partie est GRAREM GOUGA.

## Chapitre IV

### Système d'information géographique



*Figure (VI. 3) : carte des zones d'étude*

#### VI.4.2. Création des tables

Le but essentiel attendu d'un SIG est de réaliser une base d'information fiable et organisée en plusieurs couches superposables en forme de fenêtre cartes, c'est pour cela qu'il faut accorder une particulière attention lors de la définition de la structure des tables de la base de données, en fonction des ressources et des données gérées. Les structures des tables créées sont les suivantes :

**a. Structure de la table conduite :**

- ✓ ID\_ Conduite,
- ✓ Longueur \_ m,
- ✓ Diamètre \_ mm,
- ✓ Vitesse \_ m\_ par \_ s,
- ✓ Type \_ matériau,
- ✓ Perte \_ de \_ charge \_ m,
- ✓ Observation.

**b. Structure de la table nœud :**

- ✓ ID \_ nœud,
- ✓ Altitude \_ nœud \_ m,
- ✓ Longitude,
- ✓ Latitude.

**c. Structure de la table réservoir :**

- ✓ ID \_ réservoir,
- ✓ Localisation,
- ✓ Cote \_ radié \_ m,
- ✓ Cote\_ trop \_ plein \_ m,
- ✓ Volume\_ demandé \_ m

## Chapitre IV

### Système d'information géographique

- ✓ Volume\_ projeté \_ m
- ✓ Longitude,
- ✓ Latitude.

#### d. Structure de la table station de pompage :

- ✓ ID \_ station \_ de \_ pompage,
- ✓ Altitude \_ m,
- ✓ Débit \_ m3\_par\_s
- ✓ Longitude,
- ✓ Latitude.

#### VI.4. 3. Vectorisation du réseau d'adduction :

La vectorisation du réseau consiste à attribuer aux données spéciales des données alphanumériques. Les données spatiales représentent des objets géographiques associés à leurs localisations dans le monde réel. Les objets géographiques sont représentés sur les cartes par des points (nœuds), des lignes (conduites), des objets (réservoir, station de pompage ...etc.).

Les données attributaires décrivent des propriétés particulières des objets géographiques.

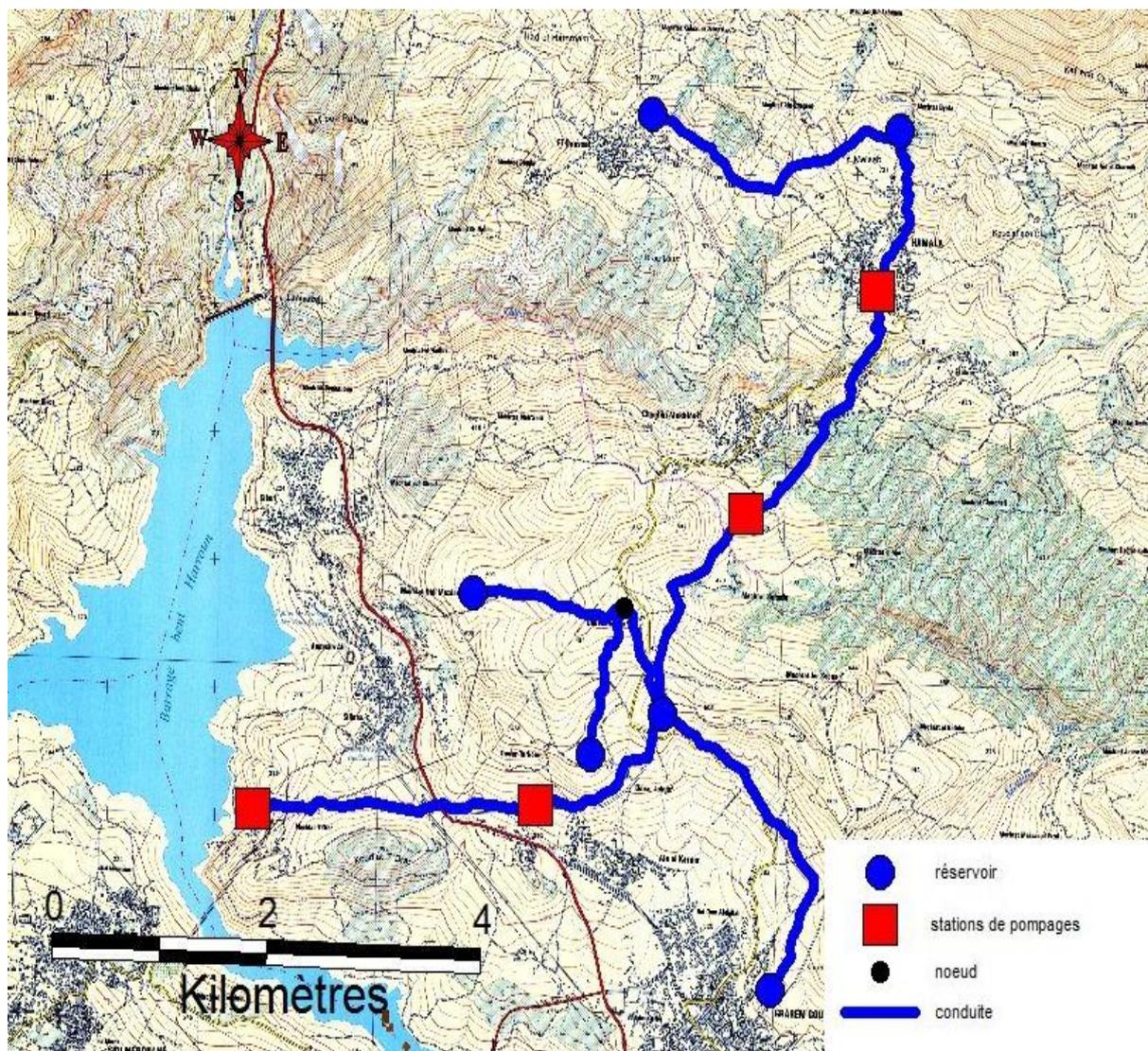


Figure (VI. 4) : Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (graphique)

## Chapitre IV

### Système d'information géographique

MapInfo Professional - [pompe Données]					
ID_station_de_pompe	altitude_m	débit_pompe_m3	longitude	latitude	
<input type="checkbox"/>	SP1	230	0,416	6,27855	36,5313
<input type="checkbox"/>	SR1	366	0,416	6,30799	36,5323
<input type="checkbox"/>	SP2	475	0,0447	6,32921	36,5533
<input type="checkbox"/>	SR2	606	0,0447	6,34244	36,5693

MapInfo Professional - [réservoir Données:2]								
ID_réservoir	localisation	côte_radier_m	côte_trop_plein_r	Volume_demande	volume_projeté_r	longitude	latitude	
<input type="checkbox"/>	R1	GRAREM GOUGA	510	515	5 000	5 000	6,32115	36,539
<input type="checkbox"/>	R2	GRAREM GOUGA	456	461	2 000	0	6,3137	36,5359
<input type="checkbox"/>	R3	GRAREM GOUGA	365	370	1 700	200	6,33293	36,5197
<input type="checkbox"/>	R4	GRAREM GOUGA	446	451	2 000	0	6,30103	36,5471
<input type="checkbox"/>	R5	HAMALA	750	755	750	750	6,34434	36,5806
<input type="checkbox"/>	R6	HAMALA	648	653	500	500	6,31861	36,5813

MapInfo Professional - [conduite Données]							
ID_conduite	longueur_m	Diamètre_m	Vitesse_m_par_s	Débit_m3_par_s	Type_matériau	Perte_de_charge	Observation
<input type="checkbox"/>	SP1 vers SR1	2 715	800	0,828	0,416	Fonte ductile	9,767 /
<input type="checkbox"/>	SR1 vers R1	1 544	800	0,828	0,416	Fonte ductile	5,554 /
<input type="checkbox"/>	R1 vers PB1	773	630	0,848	0,2052	PEHD	0,568 /
<input type="checkbox"/>	PB1 vers R2	1 050	500	0,748	0,144	PEHD	0,079 /
<input type="checkbox"/>	PB1 vers R4	1 750	400	0,935	0,0912	PEHD	2,907 /
<input type="checkbox"/>	R1 vers R3	1 590	500	0,736	0,0968	PEHD	2,055 /
<input type="checkbox"/>	R1 vers SP2	1 910	315	0,739	0,045	PEHD	2,413 /
<input type="checkbox"/>	SP2 vers SR2	2 423	300	0,759	0,0536	Fonte ductile	19,513 /
<input type="checkbox"/>	SR2 vers R5	1 401	300	0,759	0,0536	Fonte ductile	11,282 /
<input type="checkbox"/>	R5 vers R6	2 620	200	0,738	0,0155	PEHD	5,432 /

MapInfo Professional - [noeud Données:2]				
ID_noeud	Altitude_noeud	Longitude	Latitude	
<input type="checkbox"/>	PB1	509,432	6,31687	36,5464

**Figure (VI. 5) : Résultat de la vectorisation du réseau d'adduction (numérique)**

#### **VI.5. La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable**

La problématique des exploitants des réseaux d'AEP se pose en plusieurs points : une démographie galopante, une urbanisation mal contrôlée, des réseaux vétustes et par parties mal connus, un déficit de la ressource, une gestion administrative laborieuse et une consommation incontrôlée rendant nécessaire la mise en place de moyens modernes et efficaces. [18].

L'objectif de la gestion d'un réseau d'AEP est d'assurer les fonctions de stockage, de distribution et de production. Et cela pour optimiser la consommation et minimiser les fuites dans le réseau.

##### **VI.5.1. La gestion classique des réseaux d'AEP**

La gestion classique des réseaux présente beaucoup d'inconvénients car les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets sont difficilement manipulables. Cette gestion est aussi très limitée. Ils présentent les problèmes suivants :

- L'archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau en support papier,
- la perte de temps pour la recherche d'une information bien déterminé,
- la difficulté de la mise à jour,
- la facilité de perdre les informations à cause de la mémorisation et l'archivage anarchique, [18].

##### **VI.5.2. Gestion informatisée des réseaux d'AEP**

Pour répondre à toutes les difficultés trouvées dans la gestion classique des réseaux d'AEP, une gestion informatisée s'avère indispensable et cela est rendu possible grâce aux progrès de l'informatique.

Elle présente les avantages suivants :

- Améliorer la connaissance des réseaux étudiés,
- Détecter et comprendre les désordres pouvant se produire sur le réseau,
- Simuler sur une période d'au moins une journée le comportement du réseau afin d'en optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompes,
- Etudier l'impact de nouvelles consommations ou d'éventuels incidents, prévoir et adapter les installations pour faire face à de nouvelles contraintes ou à des situations de crises,
- Dimensionner les extensions, les renforcements ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins [17].

##### **VI.5.3. Gestion des réseaux d'AEP par SIG**

Le SIG joue le rôle d'aide à la décision pour les gestionnaires des réseaux d'AEP et cette gestion est liée à la structure du réseau et aux conditions d'exploitation. Différentes techniques ont été développées pour la gestion des réseaux par SIG.

###### **VI.5.3.1. Requêtes SQL**

L'interrogation d'une base de données relationnelle se fait par l'intermédiaire d'un langage de Requêtes SQL (Structured Query Language) ; ce langage permet de formuler des Requêtes sur une base de données en s'appuyant sur des opérateurs de l'algèbre relationnel.

## Chapitre IV

### Système d'information géographique

La commande SQL la plus riche sémantiquement est de l'ordre SELECT. Dont la forme la plus simple comprend les clauses Select, From et Where.

- ✓ **Select** (liste des attributs) : permet d'exprimer la projection sur la liste d'attributs.
- ✓ **From** (liste des tables) : permet de citer la liste des tables.
- ✓ **Where** (condition) : regroupe un ensemble de conditions et permet d'exprimer l'objet de la restriction.

➤ **Exemple de requêtes sur le SIG du réseau d'adduction de la zone d'étude**

Nous avons analysé les conduites de notre réseau selon le critère : PEHD, nous avons obtenus les résultats suivants :

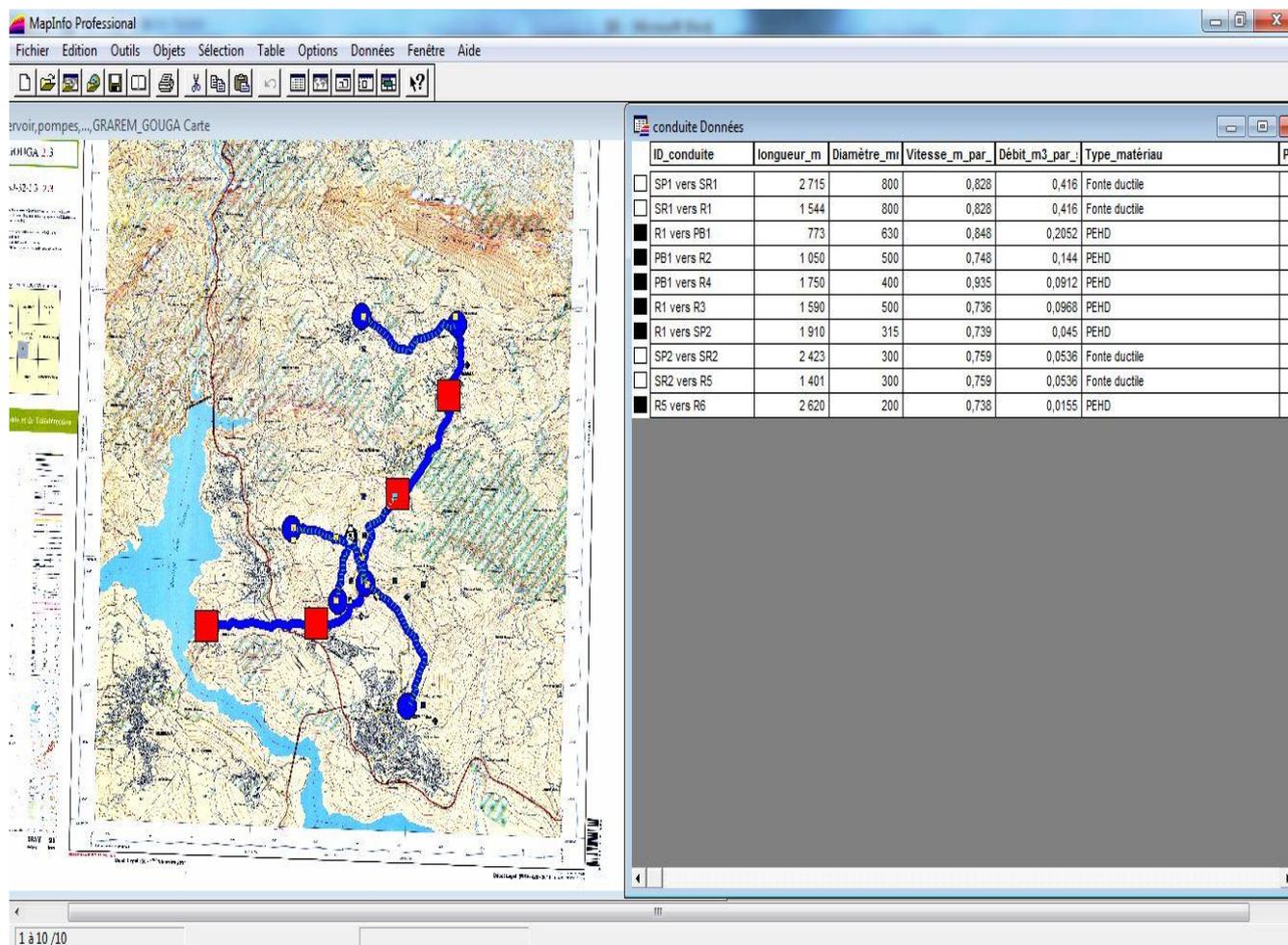
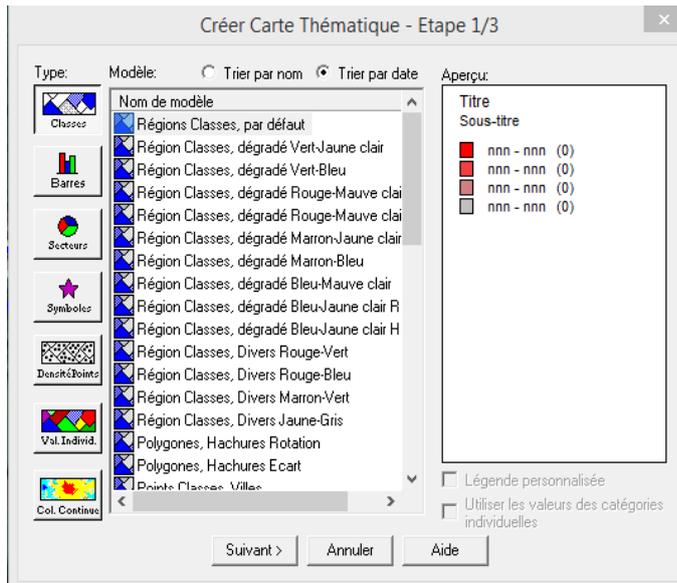


Figure (VI. 6) : Résultats d'une sélection SQL

#### VI.5.3.2. Analyse thématique

Une analyse thématique c'est une fonction pour visualiser les composantes de la carte dans sa forme graphique, pour lancer cette analyse une superposition de couches doit être ouverte on procédant comme suite : Carte » Analyse thématique.

Après on suite les étapes représente dans la Figure (VI. 7).

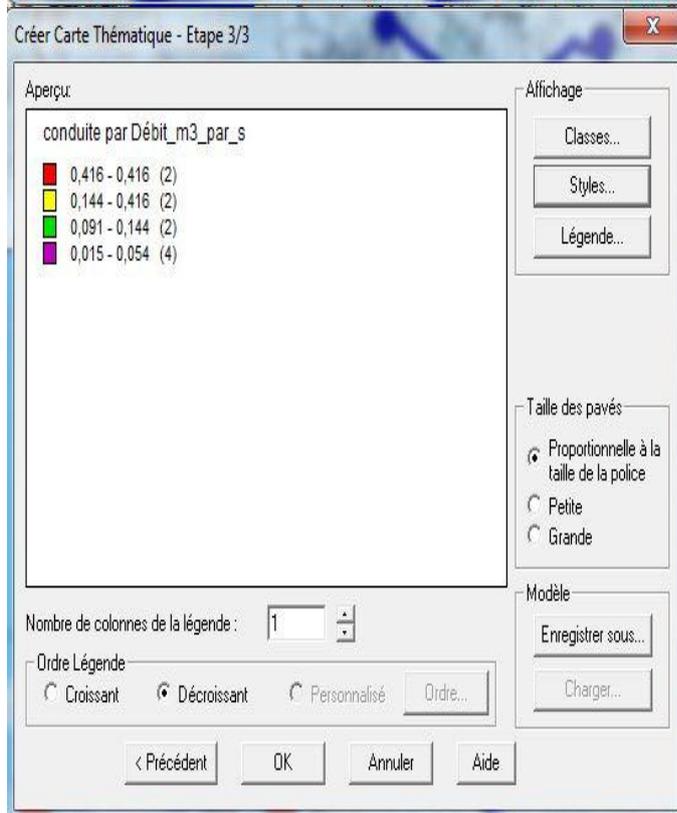


**Etape 1 : Choix d'analyse**

- ✚ Dans cette étape on va choisir le type d'analyse.
- ✚ Sur la gauche on a un exemple d'analyse.



**Etape 2 : Choix de la table et la variable**



**Etape 3 : Visualisation**

- ✚ **Classe** : mode de répartition des individués
- ✚ **Styles** : choix de couleur
- ✚ **Légende** : choix des attributs de la légende

Figure (VI. 7) : Les étapes de l'Analyse thématique (débit des conduite)

## Chapitre IV

### Système d'information géographique

En suivant les étapes précédentes nous avons effectué une analyse thématique du réseau d'adduction du point de vue débit des conduites. (Figure (VI. 8)).

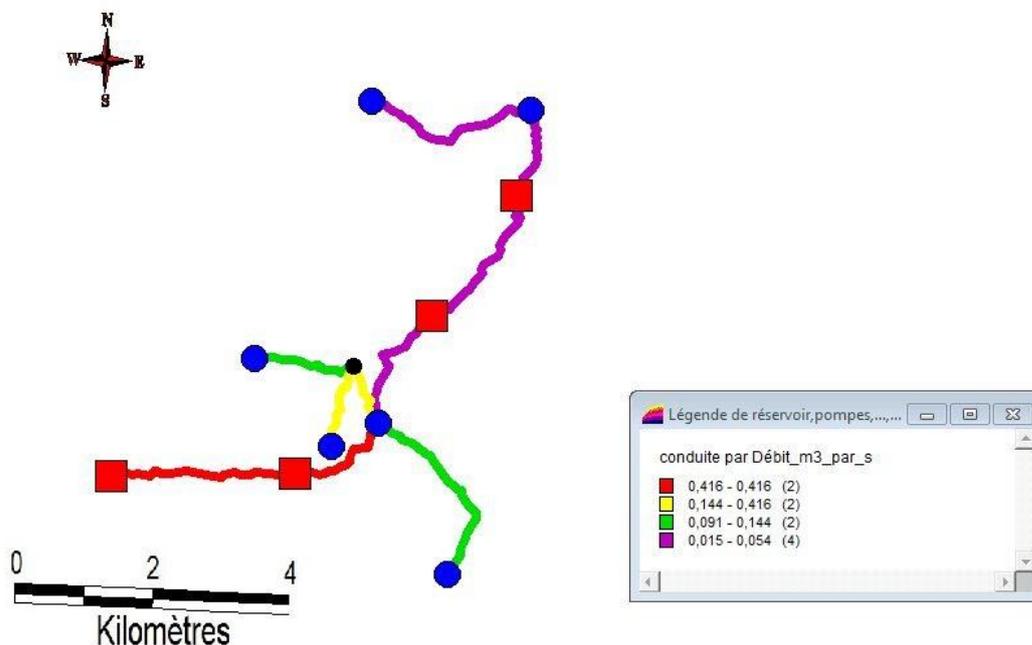


Figure (VI. 8) : résultats de l'Analyse thématique (débit des conduite)

## VI.6. Conclusion

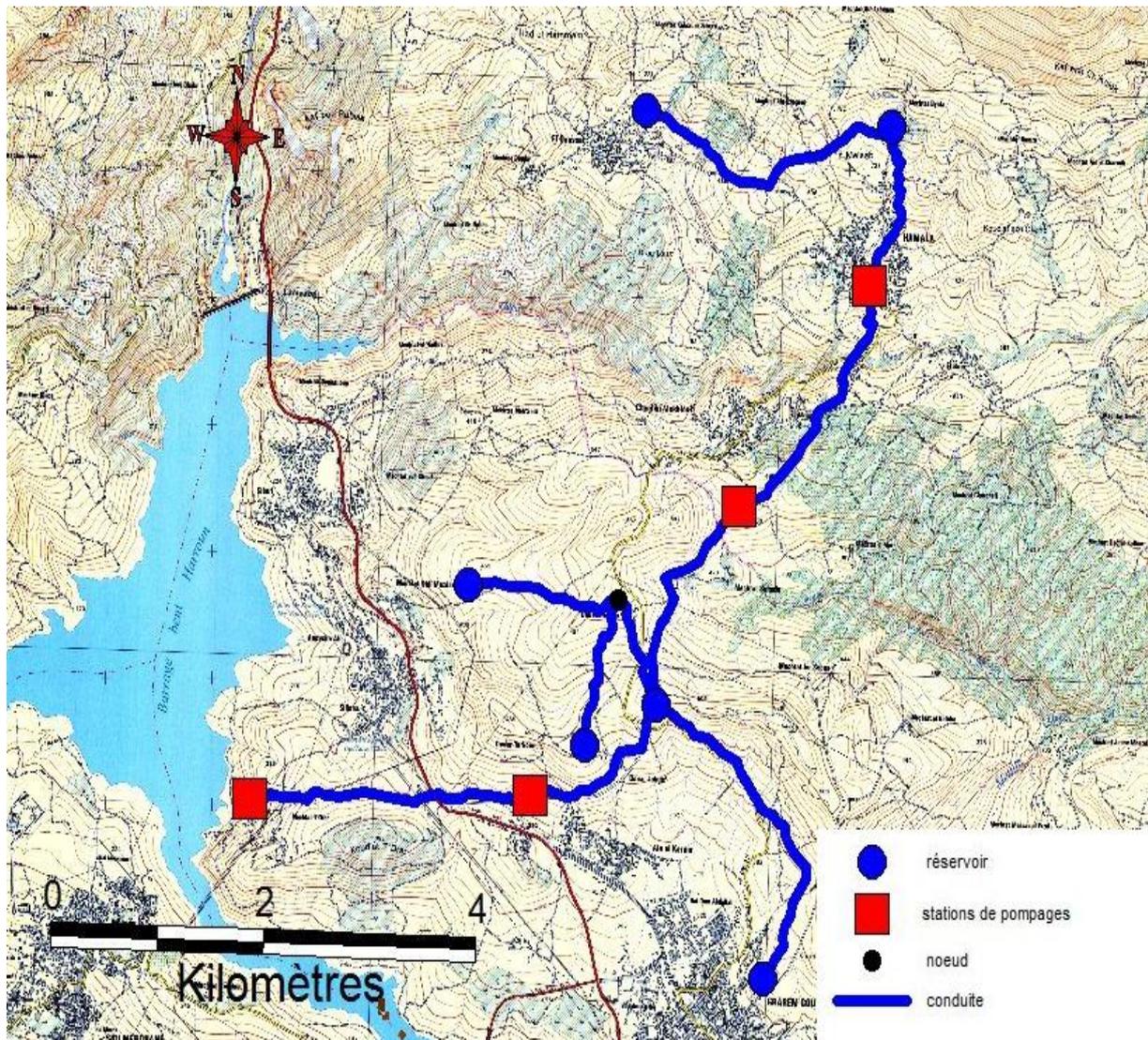
Les systèmes d'informations géographiques (SIG) sont devenus des outils de gestion incontournables aux mains des décideurs et autres intervenants dans le domaine du territoire.

La mise en place de ce prototype passe par une phase difficile et très lente (organisation, traitement des données, codification, digitalisation, homogénéisation des données géographiques, saisie des données attributaires...). La phase d'exploitation ouvre par contre des perspectives extraordinaires en matière de traitement, d'analyse et de restitution des données localisées.

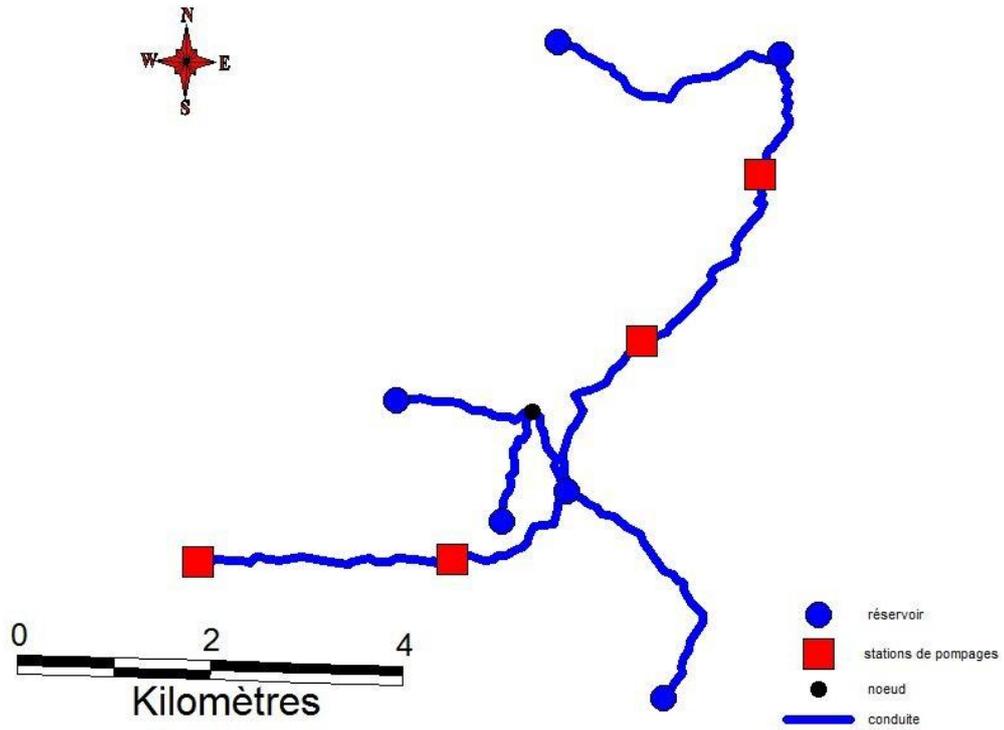
Il s'avère que l'élaboration d'un système d'information géographique pour les réseaux, notamment les réseaux d'AEP est non seulement une nouveauté mais aussi une opportunité pour toute éventuelle conception.

## Chapitre IV

### Système d'information géographique



*Figure (VI. 9) : Tracé du réseau d'adduction géo-référencé de la zone d'étude*



*Figure (VI. 10) : Le réseau d'adduction de la zone d'étude*

# CONCLUSION GÉNÉRALE

# Conclusion général

## Conclusion général :

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude d'adduction pour les deux communes suivantes : GRAREM GOUGA et HAMALA de la willaya du Mila à partir de la station de traitement du barrage de BENI HAROUN.

Pour cela, nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon 2044, d'où le nombre d'habitants est estimé à 91746, avec un total de consommation journalière de 14288,43m<sup>3</sup>/j.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable pour chaque commune et son acheminement par refoulement ou gravitaire, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs avec des capacités différentes : (5000 m<sup>3</sup>, 750 m<sup>3</sup>, 200 m<sup>3</sup>) et des bâches d'eau de stations de pompage et stations de reprise avec les capacités suivantes : (500 m<sup>3</sup>, 500 m<sup>3</sup>, 50 m<sup>3</sup>, 50 m<sup>3</sup>) .

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons utilisé la fonte ductile avec des diamètres économiques et des vitesses adéquates, qui sont de 800 mm pour les deux premiers tronçons (SP1-SR1) et (SR3- R1), de 300 mm pour les deux tronçons (SP2-SR2) et (SR2-R5). Pour l'adduction gravitaire, nous avons opté pour les conduites en PEHD avec les diamètres respectifs : 500 mm, 630 mm, 500 mm, 400 mm ,315 mm et 200 mm des tronçons (R1-R3) , (R1-PB1), (PB1-R2) , (PB1-R4) , (R1-SP2) et (R5-R6) .

Par la suite, grâce à l'utilisation du catalogue **CAPRARI** nous avons opté pour les pompes multicellulaires à axe horizontal pour notre projet. Ces dernières sont adéquates au niveau de chaque station de pompage et de reprise pour refouler l'eau.

Ensuite, Le calcul hydraulique effectué pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, montre que pour le refoulement les dépressions sont acceptables et les surpressions inférieures aux pressions de services des conduites ; ce qui ne nécessite pas une protection anti-bélier. Par contre pour ce qui est des conduites gravitaires, il suffit de prolonger le temps de fermeture des vannes pour que le phénomène ne surgisse pas.

Enfin nous avons élaboré un système d'informations géographiques avec le logiciel MapInfo dont le but est de créer une banque de données en relation avec le modèle numérique du terrain susceptible de fournir des opportunités pour la conception d'une part, et de la gestion du réseau d'autre part.

A la lumière de ce travail, nous espérons avoir répondu à l'objectif de notre travail, qui est l'étude d'une adduction et l'élaboration d'un SIG pour le réseau d'AEP de deux communes de GRAREM GOUGA et HAMALA à partir de barrage de Beni Haroun, et aussi nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une nouvelle étude.

# Références Bibliographiques

## Références bibliographiques

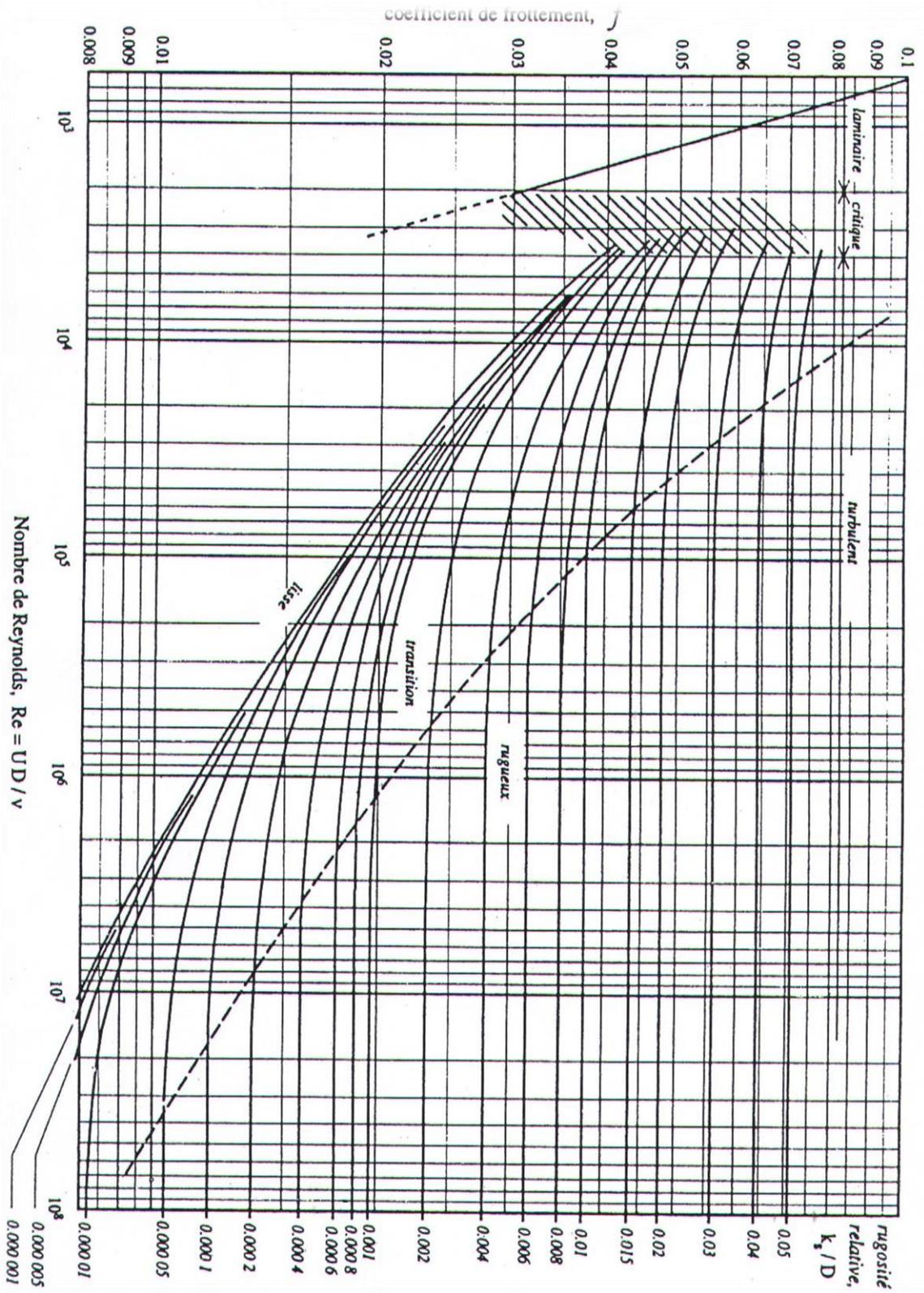
- [1] Les données de la DRE de la wilaya de MILA, la commune de GRAREM GOUGA , la commune de HAMALA.
- [2] Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme (le PDAU) de la wilaya de MILA
- [3] Données des caractéristiques du barrage de **BENI HAROUN**, services techniques du barrage **BENI HAROUN**
- [4] Plan National De l'Eau (PNE 2010).
- [5] **DUPONT, A** : «Hydraulique urbaine» .Tome II: Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux». Edition EYROLLES, 1979
- [6] **HUGUES, G.**, Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [7] **BENARIBA, M.** , Étude du réseau d'AEP de la ville de Chebli ,Wilaya de Blida, Thèse d'ingénieur d'état en Hydraulique, Université Abou Baker Belkaidde Tlemcen, promotion 2013.
- [8] **BONIN, J.**, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris 1982.
- [9] **HAMDAOUI, H. et MERZOUGUI, K.**, Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou – Bejaia à partir du barrage Tichi-Haf, Wilaya de Bejaia, Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, Juin 2010.
- [10] **KAHLA, M. et FOUGHALYA, L.**, Étude du réseau d'AEP des villages Ain Beida Heriche, Sedari et Sebikhia, Wilaya de Mila, Mémoire de Fin d'Etudes, Université de Bejaia, Juin 2015.
- [11] **HAMANI, S. et YAHIAOUI, S** : «Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia (wilaya de Sétif) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2011.
- [12] **GOUDJIL, S. et SADELLI, H** : «ALIMENTATION ENEAU POTABLE DES LOCALITES M'NAIR I, M'NAIR II, HEDDADA, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM ET KOUDIET EL ASSA (W. SOUK AHRAS) ». Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2017.
- [13] **BENDAHDANE, B. et OUBELGHA, N.** : ''Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, wilaya de TiziOuzou''. Mémoire de fin d'études. Université de Bejaia, 2007.
- [14]: **BENJAMIN, E., STREETER, V. L. and SUO, L.**: "FluidTransients in systèmes". PrenticeHoll, Englewood Cliffs, 1993.
- [15] : **TARFAYA, C.** Approche méthodologique pour le diagnostic des réseaux d'eau, mémoire de magistère, Université Hadj Lakhthar de Batna, Algérie, Avril 2012.
- [16] : **LYAZID, S.**, ''constitution d'une base de donnée du bassin versant de Kebir el Rhumel via SIG et application du modèle hydrologique HEC-HMS sur ce bassin'', mémoire de fin d'étude, école nationale polytechnique Alger, 2007
- [17] : **ISTED, CNIG, and DRAST.**, la gestion des réseaux, SIG et gestion durable de l'eau ;Troisième Forum mondial sur l'eau ; Kyoto 2003 ; pp. 65-104 février,2003e moniteur
- [18] : **ABDELBAKI, C.**, Modélisation d'un réseau d'AEP contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG-cas du groupement urbain de Tlemcen, Thèse de doctorat, université Abou Bakr Belkaid, Algérie, 139 pages, décembre 2014.

# ANNEXES



# Annexes

## Annexe III.2 : Abaque de Moody



## Annexes

### *Annexe III.3 : Prix de revient des conduites en fonte ductile*

<b>DN</b>	<b>PN (bar)</b>	<b>Prix (DA)</b>
100	40	2 087,79
150	40	2 584,22
200	40	3 582,96
250	40	4 834,73
300	40	6 098,22
350	30	7 234,82
400	30	8 270,53
450	30	10 038,78
500	30	11 367,47
600	30	15 022,64
700	25	20 391,55
800	25	25 100,03
900	25	31 182,14
1000	25	36 927,88

## Annexes

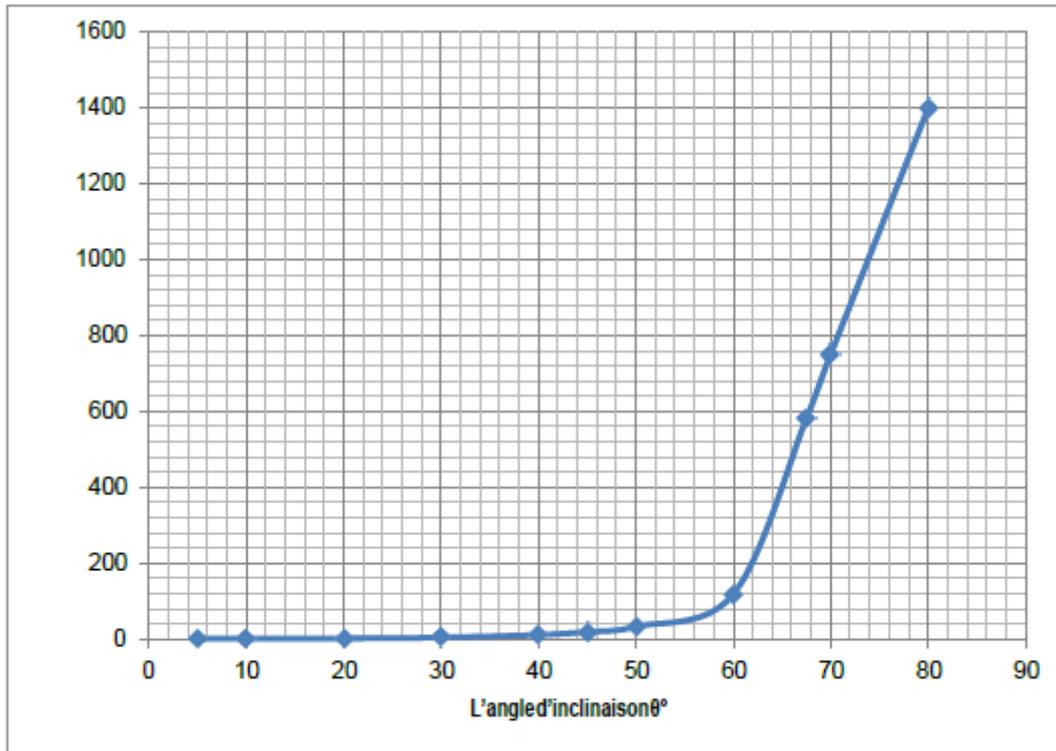
### Annexe III.4 : prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.55
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4	PE 100	387.50	90	73.6	8.2	PE 100	566.74
110	96.8	6.6		577.28	110	90	10.0		840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4	17101.74	630	515.6	57.2	25408.31		

## Annexes

*Annexe III.5 : évolution du coefficient de pertes de charge  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré de fermeture*

Angle d'inclinaison du papillon $\theta$ °	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



*Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.*

# Annexes

## Annexe IV-1: Caractéristique de la pompe de la station de pompage SP1 vers SR1

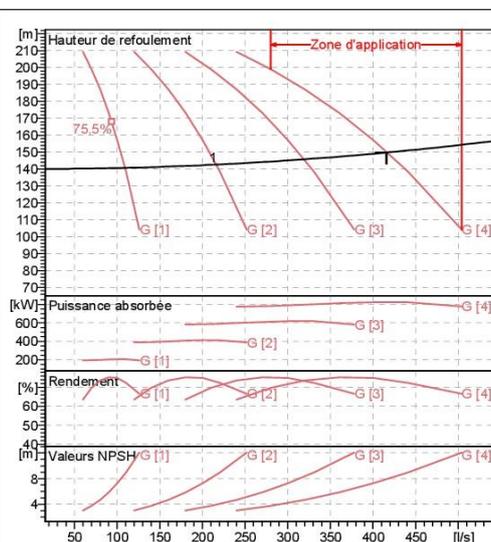


### Caractéristiques techniques

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

<b>PML 150H/ 3 G</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	416 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	5
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	104 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Puissance absorbée	206 kW
Rendement	74.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	245 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	250 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	696 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2398 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

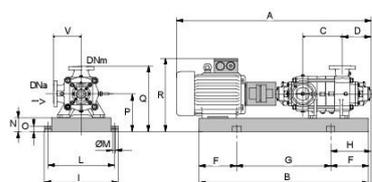


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2794
- B = 2077
- C = 485
- D = 351
- DNa = 200/PN8-25
- DNm = DN 150 (UNI PN40)
- E = 236
- F = 350
- G = 1377
- H = 586
- I = 870
- L = 820
- M = 22
- N = 180
- O = 50
- P = 495
- Q = 865
- R = 1090
- V = 370



Notes:

Date 26/06/2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

# Annexes

## Annexe IV-2: Caractéristique de la pompe de la station de pompage SR1 vers R1

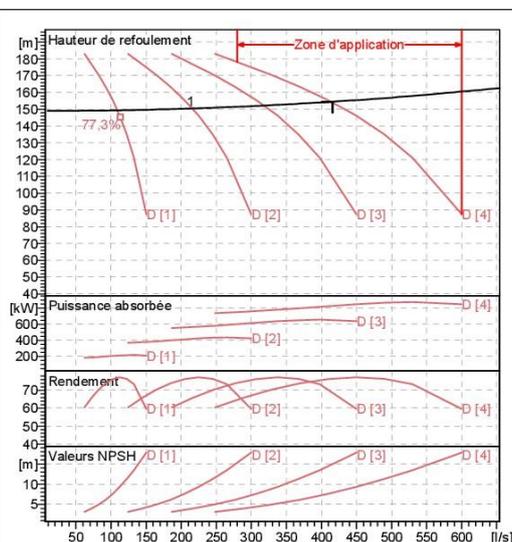


### Caractéristiques techniques

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

PML 150H/ 2 D	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	416 l/s
Hauteur de refoulement	155 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	5
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	104 l/s
Hauteur de refoulement	155 m
Puissance absorbée	207 kW
Rendement	76,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	210 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	250 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	696 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2219 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

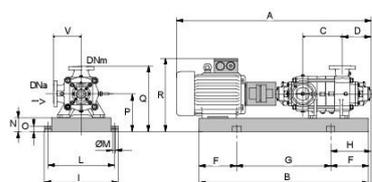


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2669  
B = 2077  
C = 360  
D = 351  
DNa = 200/PN8-25  
DNm = DN 150 (UNI PN40)  
E = 236  
F = 350  
G = 1377  
H = 586  
I = 870  
L = 620  
M = 22  
N = 180  
O = 50  
P = 495  
Q = 865  
R = 1090  
V = 370



Notes:

Date 26/06/2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

# Annexes

## Annexe IV-3: Caractéristique de la pompe de la station de pompage SP2 vers SR2

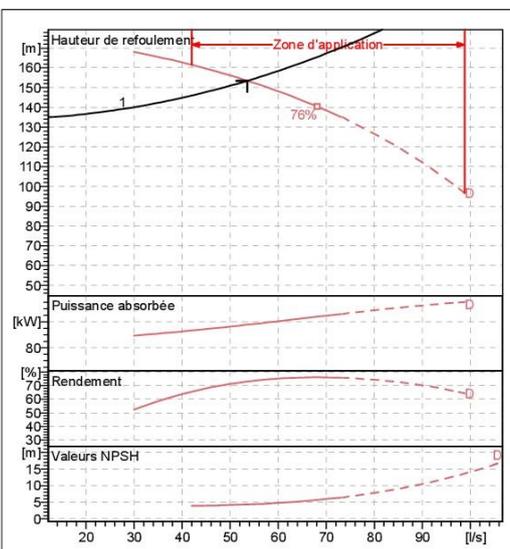


### Caractéristiques techniques

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

<b>PM 125/ 2 D</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	53,6 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	53,6 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Puissance absorbée	115 kW
Rendement	73%
Hauteur manométrique H(Q=0)	176 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	132 kW
Intensité nominale	221 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1304 kg

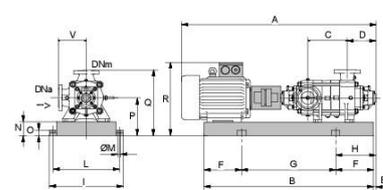
<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
66,8	142	122	76	5,5

- Dimensions mm**
- A = 2128
  - B = 1730
  - C = 245
  - D = 337
  - DNa = 150/PN8-25
  - DNm = DN 125 (UNI PN40)
  - E = 181
  - F = 300
  - G = 1130
  - H = 481
  - I = 760
  - L = 710
  - M = 22
  - N = 160
  - O = 50
  - P = 475
  - Q = 795
  - R = 941
  - V = 320



Notes:			
Date 22.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°

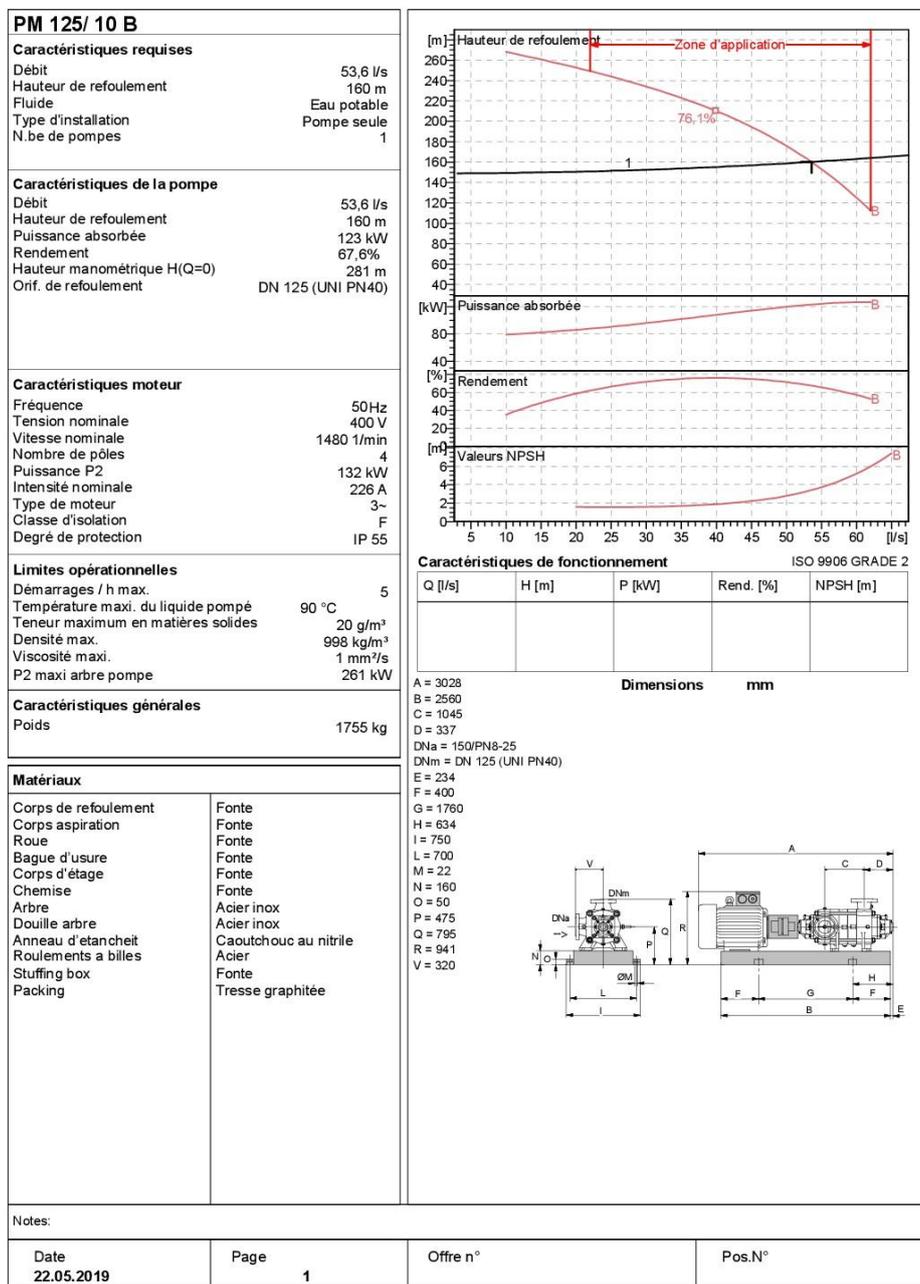
# Annexes

## Annexe IV-4: Caractéristique de la pompe de la station de pompage SR2 vers R5



### Caractéristiques techniques

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



## المخلص

الموضوع المقترح مسجل في اطار مشروع امداد شبكة تزويد بمياه الشرب لبلديتي قرارم قوقة وحمالة , ولاية ميلة انطلاقا من سد بني هارون .

و قد تمت هذه الدراسة على ستة مراحل : حيث بعدما قمنا باستعراض الموقع قدرنا الاحتياجات المائية لمختلف الفئات الى غاية سنة 2044 , وبعد ذلك تحجيم خزانات المياه ثم تليها دراسة تقنية و اقتصادية لإيجاد أقطار الأنابيب و بالتوازي قمنا بدراسة الضخ لتحديد المضخات المائية المناسبة , وبعدها دراسة ظاهرة المطرقة المائية و في النهاية اعداد نظام معلومات جغرافية لتسهيل تسييره في المستقبل .

الكلمات المفتاحية : شبكة توزيع المياه ، خزان، مضخة، أنبوب، المطرقة المائية، نظام معلومات جغرافية .

## Résumé :

**Dans le présent mémoire, nous avons élaboré un SIG pour établir un réseau d'alimentation en eau potable des deux communes de GRAREM GOUGA et HAMALA, wilaya de Mila à partir station de traitement de barrage de Beni Haroun.**

Le travail a été organisé sous forme de six chapitres, nous avons commencé par la présentation le site et l'estimation des besoins des différentes catégories d'usagers à l'horizon 2044, après avoir la dimensionnement de l'ensemble des ouvrages qui serviront à stocker et transférer l'eau, et pour véhiculer un liquide d'un endroit à un autre nous avons choisi les pompes à installer sur les différents points de refoulement, ensuite nous avons établi des moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, en fin nous avons terminé par l'élaboration du système d'information géographique qui serve d'une base de donnée pour cette étude pour les préservée par une gestion intelligent.

**Mot clé :** alimentation en eau potable, adduction, réservoir, conduite, pompe, coup de bélier, SIG.

## Abstract :

**In this brief, we have developed a GIS to establish a drinking water supply network for the two towns of GRAREM GOUGA and HAMALA, Mila wilaya from Beni Haroun dam treatment plant.**

After having presented the project site, we began estimating water needs of deferent categories using was 2044. Then we proceeded to design tanks, followed by a technical and economic study to find diameter intake pipe. We also treated the pumping part, or we have chosen the right pumps each section, followed by checking against the phenomenon of water hammer, finally, the development of geographic information system that serves a database for this study for preserved by intelligent management.

**Key Word:** potable water alimentation; supply, tanks, pipes, pump, water hammer, GIS.