

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -
معهد التكنولوجيا

Département de Génie de l'Eau

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme

Licence professionnalisant en : **Hydraulique**

Spécialité : **Génie de l'Eau**

Thème :

**Etude d'alimentation en eau potable des communes
(Chigara, Terrai Bainen, Amira Arres, Tassala
Lamtai) de la wilya de MILA à partir du Barrage
BENI HAROUN**

Réalisé par :

ZERROUGUI Feriel

Encadré par :

Mr.H. DJAFER KHODJA

Enseignant chercheur

Tuteur de l'entreprise :

Mr.A. BOUCHEAIR

Agence Nationale des Barrages et des Transferts
(Kouba-Alger)

Examinatrice :

Mme. A. REZIG

Président du jury :

Mr. S. Moulai



Remerciements

Nous remercions Allah : « Au nom d'Allah, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux. Louange à Allah, Seigneur de l'univers. Le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux. Maître du jour de la rétribution. C'est Toi [Seul] que nous adorons, et c'est Toi [Seul] dont nous implorons secours. Guide-nous dans le droit chemin. Le chemin de ceux que Tu as comblés de faveurs, non pas de ceux qui ont encouru Ta colère, ni des égarés » *Alfatiha*.

J'ai l'honneur et le plaisir de présenter mes profondes gratitude et mes sincères remerciements à mon encadreur Mr DJAFER KHODJA Hakim pour son orientation et le temps qu'il a accordé pour mon encadrement.

Mes remerciements s'adressent également au membre du jury pour avoir accepté de juger mon travail.

A tous les enseignants de département d'hydraulique qu'ont faits de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous sommes, merci.

Mes remerciements vont également à tout le personnel de l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts, à mon tuteur Mr BOUCHAIR Azeddine, et mon cotuteur Mr OURARI Fayçal, à M^{me} Jacline, merci.

Mes plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail mais qui ne sont pas cités ici, je les remercie tous chaleureusement.



Dédicaces

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

*Ma très chère mère qui a été et qui reste pour toujours mon guide dans
la vie.*

*Mon père qui a participé par tous les moyens pour me porter l'aide
morale et matériel.*

A mes deux grands-mères.

A Hanine.

Mes sœurs, Samah et Selma.

Mes frères, Faïçal et Amine.

Ma tante Fadila, mon oncle Mouhamed et sa femme

Tous mes cousins et cousines surtout Nadjjet, Zineb, Rania...

Toute la famille ZERROUGUI et MELLAH.

Toutes mes amies : Djidji, Lydia, Safa, Cylia...

ZERROUGUI Feriel

Sommaire

Liste des Tableaux	
Liste des Figures.....	
Introduction générale.....	1

Chapitre I: Présentation de l'entreprise

1. Introduction	2
2. Présentation de l'ANBT	2
2.1. Localisation géographique de la direction générale.....	3
2.2. Capitale humaine	3
2.3. Organigrammes.....	3
2.3.1. Organigramme de l'ANBT.....	3
2.3.2. Organigramme de la DET.....	4
2.4. Quelques projets de transfert réalisés par l'entreprise	4
3. Conclusion.....	4

Chapitre II : Présentation de la région d'étude

1. Introduction	5
2. Objectif de projet.....	5
3. Description générale de projet.....	5
4. Présentation du site (zone d'étude)	6
4.1. Aperçu géographique et administratif.....	6
4.2. Aperçu climatique	7
4.2.1 Température et évapotranspirations potentielle	7
4.2.2 Précipitation.....	8
4.3. Aperçu géologique	8
4.4. Aperçu hydrographique	9
5. Situations hydrauliques actuel de la zone d'étude	10
6. Description générale du système de transfert.....	11
6.1. Présentation du barrage de Beni Haroun.....	11
6.1.1 Les caractéristiques générales du barrage	11
6.1.2 Les caractéristiques hydrologiques du barrage.....	11
7. Conclusion :.....	11

Chapitre III : Estimation des besoins en eau

1. Introduction	12
2. Situation démographique et son évolution	12
2.1. Evaluation de la population :	12
3. Estimation des besoins en eau de la population	13

3.1. Choix de la norme de consommation (dotation).....	13
3.2. Besoins domestiques	13
3.3. Besoins d'autres usages	14
3.4. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière :.....	15
3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière totale :.....	15
4. Etude des variations des débits.....	16
4.1 Variation de la consommation journalière	16
4.1.1 Variation de la consommation maximale journalière	16
4.1.2 Variation de la consommation minimale journalière	16
4.2. Variation de la consommation maximale horaire	17
5. Comparaison entre les ressources et les besoins	18
6. Conclusion	19

Chapitre IV : Adduction

1. Introduction	20
2. Types d'adduction	20
3. Choix du tracé	20
4. Etude des variantes.....	21
4.1. Proposition des variantes	21
4.2. Analyse et choix de la variante	22
5. Choix du type des conduites.....	23
5.1. Caractérisation de la fonte ductile.....	24
6. Etude technico-économique	24
6.1. Calcul du diamètre économique.....	24
6.2. Calcul de la vitesse.....	25
6.3. Calcul des pertes de charge.....	25
6.3.1. Les pertes de charge linéaire (ΔH_L).....	25
6.3.2. Les pertes de charge singulières (ΔH_S)	26
6.3.3. Les pertes de charge totale (ΔH_T).....	27
6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT).....	27
6.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	27
6.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe	27
6.7. Détermination des frais d'exploitation.....	27
6.8. Détermination des frais d'amortissement	28
6.9. Calcul du bilan :	28
7. Dimensionnement du réseau d'adduction.....	29
7.1. Adduction par refoulement	29
7.2. Adduction gravitaire	33
7.3. Récapitulatif des résultats :	37
8. Calcul de surpressions et de dépressions dans les conduites de refoulement	38
8.1. Résultats de calcul de surpression et de dépression :.....	38
9. Interprétation des résultats	39

10. Modélisation et simulation du réseau	39
10.1. Présentation du logiciel Epanet.....	39
10.2. Les étapes d'utilisation d'Epanet	40
10.3. Modélisation du réseau	40
10.4. Simulation du réseau.....	40
11. Organes et accessoires de l'adduction.....	40
11.1. Organes de régulation.....	40
11.2. Organes de protection :	41
11.3. Organes de sectionnement.....	42
11.4. Organes de raccordement.....	42
12. Conclusion	42

Chapitre V : Les Réservoirs

1. Introduction	43
2. Le rôle des réservoirs	43
3. Emplacement du réservoir.....	43
4. Exigences techniques	44
5. Détermination de la capacité des réservoirs	44
6. Dimensionnement.....	45
6.1. Dimensionnement du réservoir (RC_1) :.....	45
6.2. Dimensionnement du réservoir ($R_{chigara}$):	47
6.3. Dimensionnement du réservoir ($R_{T.B}$):.....	48
6.4. Dimensionnement du réservoir $R_{A.A}$:	49
6.5. Dimensionnement du réservoir $R_{Tassala}$:.....	50
7. Dimensionnement des bâches d'aspiration	50
7.1 Dimensionnement de la bâche a eau de la station de pompage (SP1).....	50
7.2. Dimensionnement de la bâche a eau des stations de reprise (SR1) et (SR2)	51
8. Conclusion	51

Chapitre VI : Choix de pompes

1. Introduction	52
2. Choix du type de la pompe	52
3. Couplage des pompes.....	52
3.1. Couplage en parallèle.....	53
3.2. Couplage en série.....	53
4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	53
4.1. Le débit(Q) :.....	53
4.2. Hauteur manométrique totale(HMT) :	53
4.3. Les puissances :.....	53
4.3.1. La puissance absorbée par la pompe (Pa)	53
4.3.2. La puissance utile(Pu) :	53

4.4. Le rendement (η %)	54
5. Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	54
6. Courbe caractéristique de la conduite	55
7. Le point de fonctionnement d'une pompe	55
8. Le phénomène de cavitation	55
8.1. La cavitation dans les pompes	55
8.2. Notion du NPSH	56
9. Calculs et interprétation des résultats	56
9.1. Etude et choix des pompes du projet	56
9.2. Sélection de la pompe de projet	56
9.2.1 Les caractéristiques de la pompe choisie :	57
9.3 Adaptation de la pompe au point de fonctionnement	58
9.4 Vérification de la condition de non cavitation :	59
9.4.1 Calcule de l' $NPSH_d$:	59
9.4.1.1 calculs des pertes de charge d'aspiration :	59
10. Conclusion	60
Conclusion générale	61

Liste des tableaux

Tableau II.1: Les caractéristiques générales de la zone d'étude.....	7
Tableau II.2: Températures moyennes mensuelles de l'air et d'évapotranspiration de la wilaya de Mila.....	7
Tableau II.3: Barrages proches de la région d'étude.....	10
Tableau II.4: La répartition des ressources exploitées par commune en 2014.....	10
.....	
Tableau III.1: L'évaluation de la population entre 2008 et 2010.....	12
Tableau III.2: Estimation de la population à l'horizon de 30 ans	13
Tableau III.3: besoins domestiques des (04) communes	13
Tableau III.4: Coefficients de majoration « autres usages »	14
Tableau III.5: Consommation d'autres usages en (m ³ /j)	14
Tableau III.6: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	15
Tableau III.7: Majoration de la consommation moyenne journalière	15
Tableau III.8: Débit maximum journalier.....	16
Tableau III.9: Débit minimal journalier.	17
Tableau III.10: Valeurs du coefficient « β_{max} » en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau III.11: Détermination des valeurs des coefficients ($K_{max.h}$) et ($Q_{max.h}$).....	18
Tableau III.12: Bilan ressources-besoins	18
.....	
Tableau IV.1: Les données de base des (03) trois tronçons de refoulement.....	29
Tableau IV.2: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SP1- SR1)	30
Tableau IV.3: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1)	30
Tableau IV.4: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1).....	30
Tableau IV.5: Résultats de calcul du bilan de tronçon (SP1-SR1)	30
Tableau IV.6: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR1- SR2).....	31
Tableau IV.7: Résultats de calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1-SR2).....	31
Tableau IV.8: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR1-SR2).....	31
Tableau IV.9: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SR1-SR2)	31
Tableau IV.10: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR2- RC1).....	32
Tableau IV.11: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SR2-RC1)	32
Tableau IV.12: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR2-RC1)	32
Tableau IV.13: Résultats de calcul du bilan du tronçon de tronçon (SR2-RC1).....	32
Tableau IV.14: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon (RC1- Point du piquage1).....	33
Tableau IV.15: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	33
Tableau IV.16: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	34
Tableau IV.17: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	34
Tableau IV.18: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	35
Tableau IV.19: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	35
Tableau IV.20: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	36
Tableau IV.21: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	36

Tableau IV.22: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon.....	37
Tableau IV.23: Récapitulatif des résultats d'adduction obtenus.....	37
Tableau IV.24: Résultats de calcul de surpression et de dépression des trois tronçons de refoulement.....	39
.....	
Tableau V.1: Dimensionnement de réservoir (RC1).....	45
Tableau V.2: Dimensionnement de réservoir ($R_{chigara}$).....	47
Tableau V.3: Dimensionnement de réservoir ($R_{T.B}$).....	48
.....	
Tableau VI.1. Les caractéristiques des pompes obtenue.....	57
Tableau VI.2: Les caractéristiques de la pompe choisie.....	57
Tableau VI.3: Résultats de calcul hydraulique des trois (03) tronçons d'aspiration.....	59

Liste des figures

Figure I.1: le logo de l'ANBT.....	2
Figure I.2: la localisation de la direction générale de l'ANBT (Kouba, Alger).....	3
Figure I.3: le capital humain de l'ANBT.....	3
Figure I.4: Organigramme de la DET.....	4
Figure II.1: Situation de la wilaya de Mila.....	6
Figure II.2: Le découpage administratif de la wilaya de Mila Mila.....	6
Figure II.3: Carte pluviométrique de la région d'étude	8
Figure II.4: Relief et zones naturelles de la wilaya de Mila.....	9
Figure II.5: Limites des grands bassins versant du nord de l'Algérie.....	9
Figure VI.1: Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....	54
Figure VI.2: Les courbes caractéristiques de la pompe choisie	58

Liste des symboles et abréviations

- ΔH_L : Perte de charge linéaire (m)
- ΔH_s : Perte de charge singulière
- ΔH_T : Perte de charge totale (m)
- a : La célérité de l'onde (m/s)
- A : l'amortissement annuel (Annuité)
- **ANBT** : Agence Nationale des Barrages
- **ANRH** : Agence Nationale Des Ressources Hydrauliques
- B : Valeur du coup de bélier (m)
- B_L : Le bilan (DA)
- **CDC** : Cote d'arrivée de la conduite à la bêche à eau (m)
- **CR** : cote de radier (m)
- CTN_a : Cote terrain Natural d'arrivée (m)
- $CTN_{am} - CTN_{av}$: La dénivelé entre la cote radier du réservoir (RC1) et le point de désiré
- CTN_d : Cote terrain Natural de départ (m).
- **CTP** : Cote de trop plain (m).
- D : Diamètre de la conduite (m)
- D_{ext} : Diamètre extérieur (m)
- D_{max} : Diamètre maximale de la conduite (m)
- D : Dotation moyenne journalière (l/j/h)
- D_1 : Diamètre donné par BONNIN (m)
- D_2 : Diamètre donné par BRESS (m)
- **DET** : Direction des Etudes Techniques
- D_{int} : Diamètre intérieur (m)
- D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m)
- DN : Diamètre Nominal
- e : Epaisseur du conduit (m)
- E : l'énergie consommée par la pompe (KWh)
- e_u : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)
- F_{am} : Les Frais d'amortissement (DA)

- **F_{exp}**: Les Frais d'exploitation (DA)
- **g** : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81$)
- **H** : La hauteur du réservoir [3 à 4] m
- **H₀** : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)
- **H_g** : La hauteur géométrique (m)
- **H_{inc}**: La hauteur d'incendié (m)
- **HMT** : La hauteur manométrique totale (m)
- **i** : Le taux d'intérêt ($i = 8\%$)
- **j** : Perte de charge linéaire (m/ml)
- **K** : La rugosité absolue de la conduite
- **K_{max.h}**: Coefficient de variation horaire maximale
- **K_{max.j}**: Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3
- **K_{min.j}**: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.
- **L** : Longueur de la conduite (m)
- **N** : La vitesse de rotation (tr/min)
- **n** : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul
- **N_h** : Nombre d'habitants
- **n_i** : Nombre d'année d'amortissement ($n= 30$ ans)
- **NPSH_d** : La charge minimale disponible à l'aspiration
- **NPSH_r** : La charge nette minimale à l'aspiration
- **ONS** : Office National des Statistiques
- **P** : La puissance utile (KW)
- **P** : la pression au point désiré (m)
- **P₀** : La population de l'année référence (2010)
- **P_a** : La puissance absorbée par la pompe (KW)
- **P_c** : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)
- **PEHD** : Polyéthylène haute densité
- **P_{max}** : Le résidu maximal dans le réservoir (%)
- **P_{max}** : la valeur de la surpression (m)
- **P_{min}** : la valeur de la dépression (m)
- **P_n** : La population à l'horizon d'étude

- **PN** : La pression nominale
- **PNE** : Plan National De L'eau
- **Pq** : Point de piquage
- **PRV** : Polyester Renforcé de fibres de Verre
- **Q** : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s)
- **Q'** : Le débit refoulé (m^3/s)
- **Q_{dome}**: Besoins domestiques (m^3/j)
- **Q_{maj,h}**: Débit moyen majoré horaire (m^3/h)
- **Q_{maj,j}**: Débit majoré journalier en (m^3/j)
- **Q_{max,h}** : Débit maximum horaire (m^3/h)
- **Q_{max,j}**: Débit maximum journalier en (m^3/j)
- **Q_{min,j}** : Débit minimale journalier en (m^3/j)
- **R_{A,A}** : Réservoir de la commune d'Amira Arres
- **RC1** : Réservoir de mise en charge
- **R_{chig}** : Réservoir de la commune de Chigara
- **R_e** : Le nombre de REYNOLDS
- **R_{T,B}** : Réservoir de la commune de Terrai Bainen
- **R_{Tassala}** : Réservoir de la commune de Tassala
- **SP1** : La station de pompage
- **SR1** : La première station de reprise
- **SR2** : La deuxième station de reprise
- **T** : Le taux d'accroissement annuel de la population en %
- **T'** : Le nouveau temps de pompage(s)
- **T₀** : La température de l'eau en degré, $T=20^0$ C
- **T_P** : Le temps de pompage par jour ($t=20h$)
- **V** : La vitesse d'écoulement (m/s)
- **V₀** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
- **V_{inc}**: Le volume d'incendie ($120 m^3$)
- **V_{max}** : la vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5m/s
- **V_{min}**: La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s
- **V_T** : Le volume total du réservoir (m^3)
- **V_u** : Le volume utile de stockage du réservoir (m^3)
- **α_{max}** : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4

- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
- π : 3,14
- η : Le rendement de la pompe (%)
- λ : Coefficient de frottement de Darcy
- ρ : La masse volumique (kg/m^3)
- ν : La viscosité cinématique en (m^2/s)

Introduction générale

L'eau ; l'or bleu, la source de la vie par excellence, pilier du développement et un bien commun pour toute l'humanité.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus qu'un droit universel est devient de plus en plus une richesse menacée et un enjeu global.

L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. En effet l'augmentation de la consommation de ce dernier est traduite par la croissance rapide de l'urbanisation ; l'évolution démographique et les mutations socio-économiques. Cela annonce une fragilité de l'équilibre entre l'offre et la demande sur ce produit.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroître.

Dans ce cadre, s'inscrit le thème de mon projet de fin d'études, où j'ai choisi d'étudier une partie d'un grand projet d'alimentation en eau potable de quatre communes de la wilaya de Mila en Algérie ; (Tassala Lemtai, Amira Arres, Terrai Bainen et Chigara) à partir du barrage de Beni Haroun.

Notre plan de travail s'articulera en plusieurs chapitres organisés de la manière suivante :

Nous débuterons par une présentation globale de l'entreprise accueillante, ainsi que la zone d'étude dans laquelle nous nous basons sur la situation actuelle de l'alimentation en eau potable des communes concernés. Ces dernières sont l'objet du deuxième chapitre.

Le troisième chapitre constituera l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices.

La partie dimensionnement du réseau d'adduction, sera présentée dans le quatrième chapitre.

Par la suite, le cinquième chapitre sera consacré au dimensionnement des ouvrages de stockage projetés ainsi que la vérification de la capacité de ceux existants ;

Par ailleurs, le sixième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage qui devront répondre aux exigences du projet.

1. Introduction

Le principal objectif de ce stage de fin d'études est la découverte du monde professionnel de près, et mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant ma formation au sein de l'institut de technologie (IT-Bouira).

Après avoir réfléchi, je me suis orientée vers le domaine des études techniques et l'AEP plus qu'autre chose; ce qui m'a laissé choisir un grand établissement tel que l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), et plus précisément la Direction des Etudes Techniques (DET), département Ingénierie, pour acquérir le maximum des connaissances de la part des experts du domaine, et d'en connaître d'avantage sur les pratiques d'une entreprise répondant; aux enjeux du futur en matière de ressources en eau.

2. Présentation de l'ANBT

L'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT) à été créée en 1985 par décret exécutif n° 85-163 en tant qu'établissement public à caractère administratif. Quelques années plus tard, elle change de statut juridique pour devenir une entreprise à caractère industriel et commercial.

Ses missions s'articulent essentiellement autour de la mobilisation de la ressource en eau pour l'AEP et l'irrigation ; des interventions d'auscultation et de contrôle technique et de l'entretien des ouvrages de mobilisation et des transferts ; des études techniques ; de la mise à jour de l'état des réserves d'eau exploitables et de procéder aux mesures périodiques de contrôle de qualité des eaux, dans le cadre de la gestion de la ressource en eau dont il a la charge.



Figure I.1: le logo de l'ANBT

2.1. Localisation géographique de la direction générale



Figure I.2: la localisation de la direction générale de l'ANBT (Kouba, Alger)

2.2. Capitale humaine

L'ANBT est constituée par un effectif global de 2162 employés :

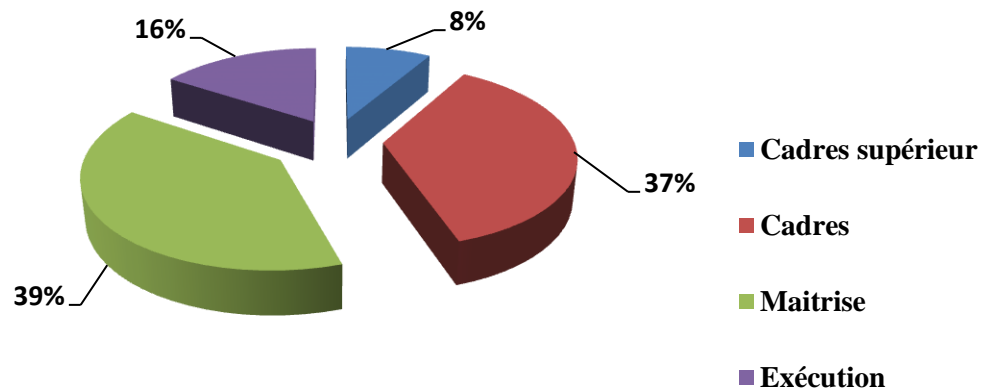


Figure I.3: le capital humain de l'ANBT

2.3. Organigrammes

2.3.1. Organigramme de l'ANBT

L'organigramme général de l'agence nationale des barrages et des transferts est présenté dans l'Annexe [A].

2.3.2. Organigramme de la DET

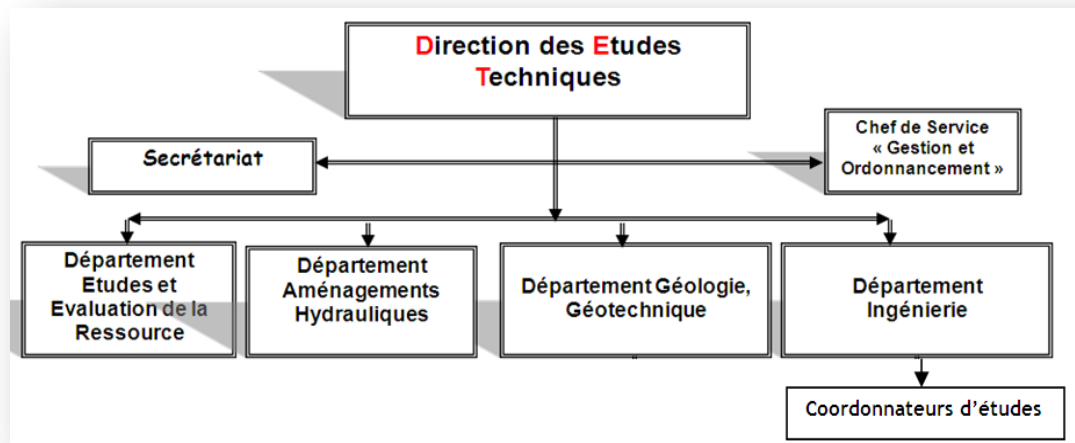


Figure I.4: Organigramme de la DET

2.4. Quelques projets de transfert réalisés par l'entreprise

L'ANBT assure l'exploitation de 07 grands complexes hydraulique en Algérie :

- ✚ Système de Beni Haroun.
- ✚ Aménagement des hautes plaines Setifiennes.
- ✚ Système de Taksebt-Alger.
- ✚ System Mostaganem-Azew-Oran (MAO).
- ✚ System de Tichyhaf-Bejaia.
- ✚ Aménagement d'El taraf.
- ✚ System Koudiat Acerdoune

Et d'autres projets qui sont en cours d'étude ou en cours de réalisation.

3. Conclusion

L'agence nationale des barrages et des transferts m'a ouvert ses portes pendant 3 mois de stage pratique au sein de son établissement, pour découvrir dans les détails le secteur de l'hydraulique, ses acteurs et ses contraintes, et l'opportunité de participer dans l'étude de l'un de ses grands projets d'alimentation d'eau potable en Algérie; qui fera l'objet des prochains chapitres.

1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude de site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations... et de ce fait mener à bien notre travail.

2. Objectif de projet

La région nord de la wilaya de Mila subit une situation difficile en matière d'alimentation en eau potable qui s'accroît en période sèche, d'après les missions de terrain réalisées par l'ANBT au début de l'étude et les contacts avec les autorités locales ; il est rapporté souvent une période d'alimentation en eau de 4 heures ou même moins dans une journée sur 3 ou 4 jours. Et la principale raison de la situation de pénurie actuelle est la difficulté à mobiliser des ressources abondantes et permanentes.

Donc l'objectif du projet est de doter quatre communes de wilaya de Mila (Chigara, Terrai Bainen, Amira Aress et Tassala Lamtai) à partir du barrage de Beni Haroun, avec un système de production capable de fournir à chacune des communes de la région sa demande en eau potable, jusqu'à à l'horizon 2049.

3. Description générale de projet

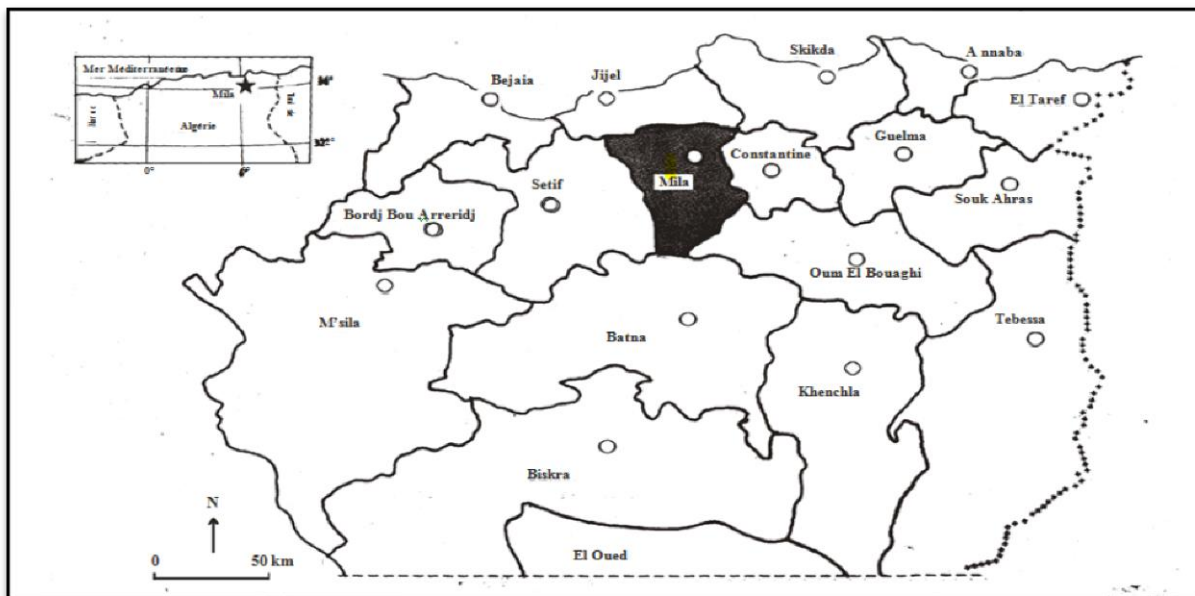
Ce système sera un système d'adduction intercommunal où chaque commune aura un réservoir central à côte élevée, à partir duquel elle pourrait être alimentée gravitairement. Il est composé d'une berge flottante refoule la demande des quatre communes vers la station de traitement projeté au Chigara, l'eau traitée sera refoulée vers le réservoir de mise en charge pour assurer l'alimentation gravitairement.

En aval de ce système il y aurait des systèmes d'adduction secondaires qui achemineront l'eau aux réservoirs de distribution et de stockage communaux. Ces systèmes, feront l'objet d'un autre projet à piloter par le DRE de Mila.

4. Présentation du site (zone d'étude)

4.1. Aperçu géographique et administratif

L'aire de l'étude comprend quatre communes de la wilaya de Mila ; la localisation de ce dernier (code ONS 43), au nord de l'Algérie est représentée dans les figures (II.1) et (II.2) et le tableau (II.1).



Source: ANBT

Figure II.1: Situation de la wilaya de Mila



Source : ANBT

Figure II.2: Le découpage administratif de la wilaya de Mila

Tableau II.1: Les caractéristiques générales de la zone d'étude

Commune	Coordonnées géographiques	Population 2008 (hab)	Densité (hab/km ²)	Superficie totale (km ²)
Terrai Bainen	36 ⁰ 31' 59'' N et 60 7' 37'' E	23299	294	79
Amira Arres	36 ⁰ 32' 14'' N et 60 3' 54'' E	19405	237	81,8
Tassala Lamtai	36 ⁰ 34' 09'' N et 5 ⁰ 59' 8'' E	15676	255	61,3
Chigara	36 ⁰ 33' 36'' N et 60 13' 21'' E	14661	277	52,9

Source: ANBT

4.2. Aperçu climatique

Le climat de la wilaya de Mila est un climat typiquement méditerranéen. Il est caractérisé par un hiver doux et pluvieux et une période estivale longue chaude et sèche, qui se prolonge du mois de Mai au mois d'Octobre avec une variation saisonnière et spatiale.

4.2.1 Température et évapotranspirations potentielle

L'Atlas des Températures et des évapotranspirations du Nord de l'Algérie, publié par l'ANRH (2002) fournit les valeurs des températures moyennes mensuelles de l'air observées aux stations météorologiques de Mila. Ces valeurs sont obtenues à partir d'une série mensuelle de 25 ans d'observations.

Tableau II.2: Températures moyennes mensuelles de l'air et d'évapotranspiration de la wilaya de Mila

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Température (°C)	5	7	11	13	17	23	25.5	29	25	17	13	6
EPT (mm)	25	45	80	100	140	170	190	180	130	75	40	25

Source : ANRH, 2002

4.2.2 Précipitation

La figure (II.3) présente un extrait d'une carte pluviométrique du Nord de l'Algérie (voir l'annexe [B]) ; on constate qu'il y a une différence accentuée entre la précipitation au nord et la précipitation au sud de la région d'étude et qui varie entre 500 et 900 mm/an.

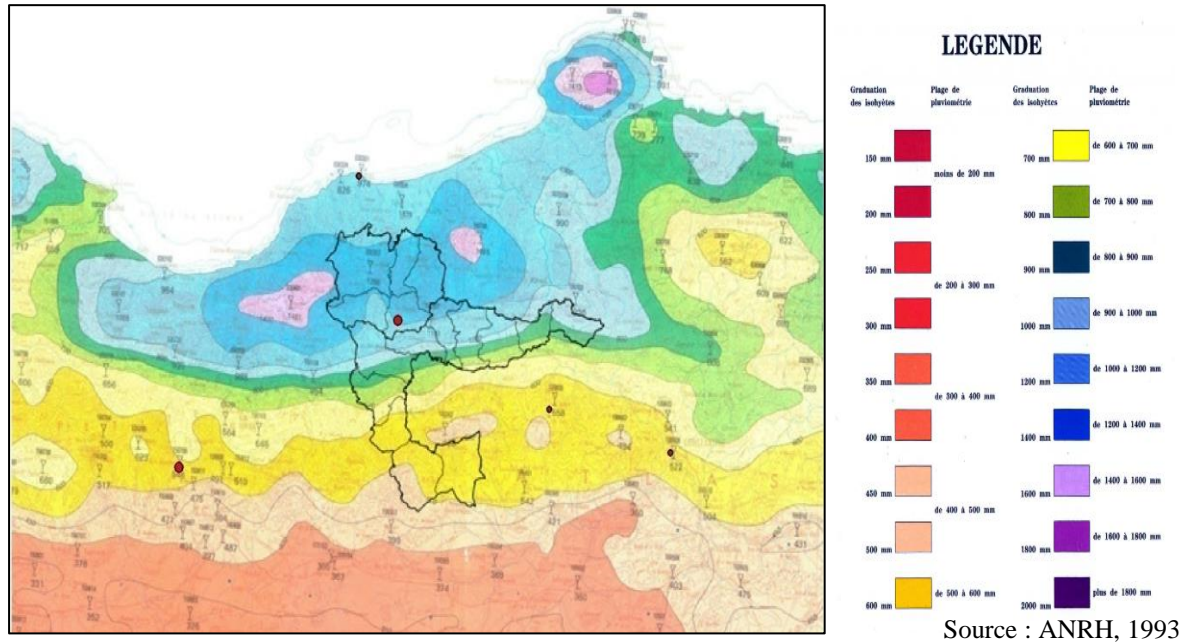
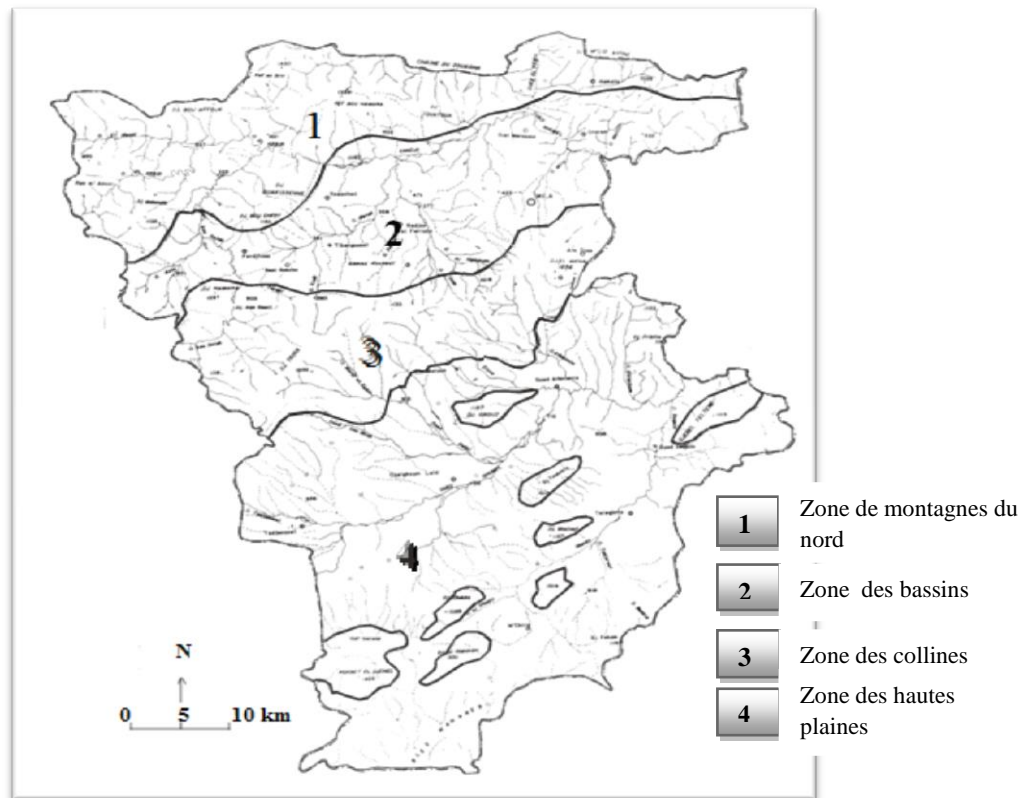


Figure II.3: Carte pluviométrique de la région d'étude

4.3. Aperçu géologique

Notre zone d'étude fait partie de l'espace montagnard comme le montre la figure (II.4) ci-après, où ce dernier fait partie de la chaîne tellienne de l'Est Algérien. Elle se constitue principalement d'une nappe de flysch qui se compose de grès numidien, argile et de la nappe de Djemila. Cette dernière se constitue principalement de marnes grises ou noires à boules jaunes et du calcaire massif bitumineux blancs à cassures noires et à silex noirs (*SOUKEHAL, 2011*).

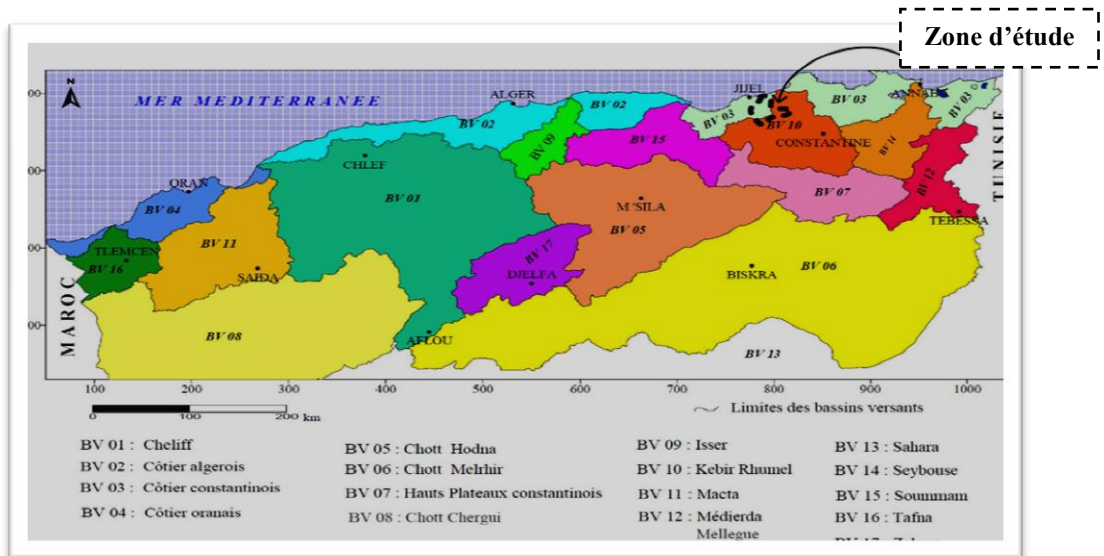


Source : carte topographique, aux 1/50.000 Est Algérien, édi 1957

Figure II.4: Relief et zones naturelles de la wilaya de Mila

4.4. Aperçu hydrographique

La figure suivante présente la localisation de la région d'étude par rapport aux grands bassins versants du nord de l'Algérie.



Source : ANBT

Figure II.5: Limites des grands bassins versant du nord de l'Algérie

Plusieurs barrages ont été construits pour bénéficier de ce grand potentiel Hydraulique, le tableau ci-après présente les barrages les plus proches de notre zone d'étude.

Tableau II.3: Barrages proches de la région d'étude

Barrages	Bassin versant/Oued	Surface de (BV) (km ²)	Volume (hm ³)	Apports moyens annuels (hm ³ /an)	La distance par rapport à la zone d'étude (Km)
Tabellout	BV 03 Djendjen	270	214	135,2	105
Erraguéne	BV 03 Djendjen	133,5	199	84,5	141
Beni Haroun	BV 10 El Kebir	7725	960	672,8	50,7
Boussiaba	BV 10 Boussiaba	390	190	93,1	87,8
Kissir	BV 03	106	214	55,5	148,1

Source : PNE, 2010

5. Situations hydrauliques actuel de la zone d'étude

Les (04) communes de Mila concernées par le projet sont alimentées en eau potable à partir de forages et de sources, le tableau suivant présente la répartition des ressources exploitées par commune :

Tableau II.4: La répartition des ressources exploitées par commune en 2014

Commune	Forages			Sources			Total Produits (m ³ /j)	Total Mobilisé (m ³ /j)
	Nbr de forages	Débit produits (m ³ /j)	Débit mobilisé (m ³ /j)	Nbr de sources	Débit produits (m ³ /j)	Débit mobilisé (m ³ /j)		
Chigara	2	2333	1296	29	581	581	2914	1877
T. Bainen	5	4925	2765	21	1425	1425	6350	4190
A.Aress	2	2851	1987	18	507	507	3358	2494
Tassala	1	259	259	21	2246	2246	2505	2505

Source : ANBT

6. Description générale du système de transfert

6.1. Présentation du barrage de Beni Haroun

Le barrage de Beni Haroun ; grand complexe hydraulique stratégique en Algérie, il est situé à 50,7 kilomètres de la ville de Mila et à 4 kilomètres du confluent de l'Oued El Kibir et Oued Anja.

Ce dernier est destiné à régulariser un volume annuel de 504 hm³ (dont 435 de son propre volume et 69 du barrage de Boussiaba) pour alimenter les régions des hautes plaines du Constantinois et des Aures à travers les Wilayas de Jijel, Constantine, Mila, Oum El Bouaghi, Batna et Khenchela.

6.1.1 Les caractéristiques générales du barrage

- ✓ Année de construction : 1996.
- ✓ Année de mise en eau : 2003.
- ✓ Type : Poids, béton compacte au rouleau.
- ✓ Hauteur : 118 m.
- ✓ Longueur : 710 m.
- ✓ Côte retenue Normale (R.N) : 200 m.
- ✓ Déversoir : Seuil libre 16000 m³/s.

6.1.2 Les caractéristiques hydrologiques du barrage

- ✓ Oued : EL KIBIR.
- ✓ Capacité initiale : 960hm³.
- ✓ Capacité actuelle : 960 hm³.
- ✓ Apport moyen annuel : 435 hm³.
- ✓ Surface du bassin versant : 7725 km².

7. Conclusion :

A la lumière de l'étude de ce chapitre, nous avons eu des informations sur les caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie, la topographie, les ressources en eau, et les caractéristiques climatologies (la température, la pluviométrie... etc.). Ces différentes caractéristiques vont nous permettre de procéder à l'étude de l'alimentation en eau potable de la région.

La connaissance des différentes ressources en eau existantes nous permettra aussi de réfléchir et choisir le système d'approvisionnement en eau le plus efficace pour cette région.

1. Introduction

Le présent chapitre a pour objectif ; la mise en évidence de l'évolution de la population ainsi que l'évolution des besoins en eau potable de la région d'étude, et cela à différents horizons.

2. Situation démographique et son évolution

D'après les données de recensement général de la population et de l'habitat (DPAT, 2008) de la wilaya de Mila, et le Plan National de l'Eau (PNE, 2010) ; le nombre de population entre les années 2008 et 2010 est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.1: L'évaluation de la population entre 2008 et 2010

Année		2008	2010	Taux de croissance (α) en (%)
communes	Chigara	14 661	15 315	2,2
	T. Bainen	23 299	24 455	2,4
	A. Arres	19 405	20 248	2,1
	Tassala	15 676	16 275	1,9
Total (hab)		73 041	76 293	///

Source : (PNE, 2010) et (DPAT, 2008) de la wilaya de Mila

2.1. Evaluation de la population :

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, se fera sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

Où :

- **P** : Population à l'horizon de; (habitants).
- **P₀** : La population de l'année de référence;(habitants).
- **α** : Taux d'accroissement annuel de la population en pourcentage (%) ;
Par hypothèse ; le taux de croissance pour la période 2010-2049 sera constant et égal à celui de la période 2008-2010 pour chaque commune.
- **n** : Nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon considéré (ans).

Les horizons de calcul considérés sont :

- Moyen terme : 2034 (une durée de 15 ans).
- Long terme : 2049 (une durée de 30 ans).

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau (III.2) suivant :

Tableau III.2: Estimation de la population à l'horizon de 30 ans

Commune	Taux (%)	Années				
		2008	2010	2019	2034	2049
Chigara	2.2	14661	15315	18 628	25818	35785
T.Bainen	2.4	23299	24455	30 273	43208	61668
A.Arres	2.1	19405	20248	24 412	33342	45539
Tassala	1.9	15676	16275	19 279	25568	33908
Total (hab)		73041	76 293	92 592	127 936	176900

3. Estimation des besoins en eau de la population

3.1. Choix de la norme de consommation (dotation)

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau potable dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Vue le caractère urbain de la zone à alimenter, et d'après l'analyse de notre source à exploiter les besoins seront estimés sur la base de la dotation de **150 l/j/hab** (PNE, 2010).

3.2. Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque commune :

$$Q_{\text{moy},j} = P \times D \quad (\text{III-2})$$

Résultats :

Tableau III.3: besoins domestiques des (04) communes

Années	2019			2034			2049		
	P (hab)	D (l/j/hab)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	P (hab)	D (l/j/hab)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	P (hab)	D (l/j/hab)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
Chigara	18 628	150	2794	25 818	150	3873	35 785	150	5368
T.Bainen	30 273	150	4540	43 208	150	6481	61 668	150	9250
A.Arres	24 412	150	3662	33 342	150	5001	45 539	150	6831
Tassala	19 279	150	2892	25 568	150	3835	33 908	150	5086
Total	//////	//////	13887	//////	//////	19190	//////	//////	26 535

3.3. Besoins des équipements

Selon le Plan National de l'Eau (PNE, 2010), les besoins administratifs, 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'usages.

Vu que la population est entre 20 000 et 100 000 habitants, on peut considérer la zone d'étude comme une zone urbaine (voir annexe [c]), donc le taux total de majoration des équipements est estimé à 40% d'après le tableau suivant :

Tableau III.4: Coefficients de majoration « des équipements »

	Taux de majoration des équipements %			
	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

Source : PNE, 2010

Résultats :

Tableau III.5: Consommation d'est équipements en (m³/j)

Communes	Taux de majoration %	Besoins des équipements en m ³ /j		
		2019	2034	2049
Chigara	40	1118	1549	2147
T.Bainen	40	1816	2592	3700
A.Arres	40	1465	2000	2732
Tassala	40	1157	1534	2034
Total		5556	7 675	10613

3.4. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière :

L'estimation de la consommation moyenne journalière des (04) communes de Mila pour les deux horizons d'étude est récapitulée dans le tableau ci-après.

Tableau III.6: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière

communes	Q domestique + Q des équipements (m ³ /j)		
	2019	2034	2049
Chigara	3912	5422	7515
T.Bainen	6356	9073	12950
A.Arres	5127	7001	9563
Tassala	4049	5369	7120
Total	19 444	26 865	37 148

3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière totale :

Les fuites au niveau des conduites d'adduction et du réseau de distribution sont en fonction de l'état du réseau. Dans notre cas, on estimera les pertes à 20 % vue que le réseau est neuf.

$$Q_{\text{moy,j,T}} = 1,2 \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j,T}}$: Débit moyen journalier totale (m³/j).

Tableau III.7: Majoration de la consommation moyenne journalière

Communes	Q _{moy,j,T} (m ³ /j)		
	2019	2034	2049
Chigara	4694	6506	9018
T.Bainen	7627	10888	15540
A.Arres	6152	8401	11476
Tassala	4859	6443	8544
TOTAL	23 332	32 238	44578

4. Etude des variations des débits

4.1 Variation de la consommation journalière

4.1.1 Variation de la consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j,T} \quad (\text{III-4})$$

4)

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).
- $Q_{\text{moy},j,T}$: Débit moyen journalier totale (m^3/j).
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de

L'agglomération ; sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3 on prend, $K_{\max,j} = 1,2$

Tableau III.8: Débit maximum journalier

Communes	$Q_{\max,j} (\text{m}^3/\text{j})$		
	2019	2034	2049
Chigara	5633	7807	10822
T.Bainen	9152	13066	18648
A.Arres	7382	10081	13771
Tassala	5831	7732	10253
TOTAL	27 998	38 686	53 494

4.1.2 Variation de la consommation minimale journalière

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min} \times Q_{\text{maj},j} \quad (\text{III-5})$$

5)

Avec :

- $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 ; dans notre cas nous avons choisi : $K_{\min,j} = 0,8$.

Tableau III.9: Débit minimal journalier.

Commune	Q _{min,j} (m ³ /j)		
	2019	2034	2049
Chigara	3755	5205	7214
T.Bainen	6102	8710	12 432
A.Arres	4922	6721	9181
Tassala	3887	5154	6835
Total	18 666	25 790	35 662

4.2. Variation de la consommation maximale horaire

Ce volet permet de déterminer la plus grande charge du réseau afin de dimensionner et de prévoir les risques des dépôts dans les tuyaux, la consommation maximale horaire est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = \frac{k_{\max,h} \times Q_{\max,j}}{24} \quad (\text{III-6})$$

Avec :

- $K_{\max,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de L'agglomération qu'est comprise entre 1,2 et 1,4 (nous prenons $\alpha_{\max} = 1,3$)
- β_{\max} : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

Il est représenté ci-après :

Tableau III.10: Valeurs du coefficient « β_{\max} » en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants *10 ³	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>10 ³
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

D'après le tableau (III.10), on trouve les valeurs de β_{\max} et les résultats des coefficients de $K_{\max,h}$ et les débits $Q_{\max,h}$ qui sont répartis dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Détermination des valeurs des coefficients ($K_{\max,h}$) et ($Q_{\max,h}$).

Commune	2049			
	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
Chigara	1,3	1.145	1.488	671
T.Bainen	1,3	1.127	1.465	1139
A.Arres	1,3	1.138	1.479	849
Tassala	1,3	1.147	1.491	637

5. Comparaison entre les ressources et les besoins

Le bilan ressources-besoins sera effectué en prenant en considération les ressources mobilisées actuellement ; comme nous avons déjà dit, les quatre (04) communes de Mila disposent d'un débit total de **15127 m³/j** fourni par les sources et les forages, on suppose que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2049.

Tableau III.12: Bilan ressources-besoins

Communes	2019			2034			2049		
	Ressources (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)	Ressources (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)	Ressources (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan (m ³ /j)
Chigara	2914	3912	-998	2914	5422	-2508	2914	7515	-4601
T.Bainen	6350	6356	-6	6350	9073	-2723	6350	12950	-6600
A.Arres	3358	5127	-1769	3358	7001	-3643	3358	9563	-6205
Tassala	2505	4049	-1544	2505	5369	-2864	2505	7120	-4615
Total	15127	19444	-4317	15127	26865	-11738	15127	37148	-22021

D'après le tableau ci-dessus, les besoins en eau actuels et à court terme des quatre (04) communes de Mila sont pas satisfaites, et au-delà de 2034, un déficit de 11738m³/j sera enregistré et qui pourra atteindre 22021 m³/j à l'horizon 2049. La mobilisation de nouvelles ressources est donc nécessaire.

6. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous faisons une estimation générale des besoins en eau de notre zone d'étude. Pour compenser le débit des fuites, la consommation moyenne journalière a été majorée de 20%, le débit maximum journalier est calculé avec $K_{\max,j}=1,2$. Il en ressort clairement d'après les résultats du bilan ressources-besoins que les ressources existantes ne sont pas et ne seront pas suffisantes, Donc pour remédier ce déficit nous avons envisagé de faire une nouvelle chaîne d'alimentation en eau potable.

1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux depuis la zone de captage, soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

L'objet de cette étude est de parvenir à la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux.

Pour cela, il y a lieu de chercher un compromis entre deux tendances :

- ✓ Les frais d'investissements de la conduite de refoulement qui s'accroît avec le diamètre de la canalisation.
- ✓ Les frais d'exploitations de la conduite qui diminue quand le diamètre augmente suite à une diminution de la perte de charge.

La conciliation de ces deux tendances nous permet de déterminer le diamètre le plus avantageux.

2. Types d'adduction

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

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

3. Choix du tracé

Le choix du tracé tient compte des impératifs suivants que l'on doit respecter dans la mesure du possible(*DUPONT.A*) :

- ✓ Pour des raisons économiques, il est nécessaire d'opter le tracé le plus court possible.
- ✓ Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux.
- ✓ Eviter les contres pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à éviter ; dans le cas de refoulement il peut résulter en ces points une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- ✓ Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge.

4. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage.

La zone d'étude sera alimentée à partir de la source qui est la prise d'eau flottante, qui sera stationnée sur le vertical du thalweg de l'oued ELKABIR, aux environs du point (X 255694mE ; Y 4048890mN) d'après l'ANBT, cette dernière refoule la demande des quatre communes vers la station de traitement (**ST1**) projeté au Chigara, située à une côte de **280 mNGA**, L'eau traitée sera refoulé vers le réservoir de mise en charge (**RC1**) située à une côte **1010 mNGA**, pour assurer l'alimentation en gravité des quatre communes.

Comme nous avons déjà dit, ce système sera un système d'adduction intercommunal donc les réservoirs alimentés par piquage à partir de (**RC1**) seront comme suit: (**R_{Chi1et2}**) a une côte **815 mNGA**, (**R_{T.B}**), (**R_{A.A}**) a une côte **890 mNGA** et (**R_{Tassala}**) à une côte **870 mNGA**.

4.1. Proposition des variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que :

- Le tracé des conduites est imposé par manque de donnée (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude).
- L'étude de tracé est limitée à partir de la station de traitement ; le tronçon (Plate-forme flottante — station de traitement) n'est pas inclus dans la présente étude.
- Le tracé de l'adduction gravitaire est commun aux deux variantes.

➤ Variante n°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de traitement (ST1) et deux stations de pompage (SP1) et (SR1).

- ◆ La station de traitement et de pompage (ST1+SP1) sise à une côte de **280 mNGA**, refoule l'eau vers la station de reprise (SR1) située à une côte de **630 mNGA** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ* **2500 m** de longueur à une hauteur de **350 m**.
- ◆ La station de reprise (SR1) refoule à son tour, l'eau vers le réservoir de mise en charge (RC1) projeté à la commune de Chigara, à une hauteur de **380 m** par l'intermédiaire d'une conduite de **1770 m** de longueur.

➤ **Variante n°2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une station de traitement (ST1) et de trois stations de pompage (SP1), (SR1) et (SR2).

- ◆ La station de traitement et de pompage (ST1+SP1) sise à une côte de **280 mNGA**, refoule l'eau vers la station de reprise (SR1) située à une côte de **523 mNGA** par l'intermédiaire d'une conduite d'environ * **1890m** de longueur à une hauteur de **243m**.
- ◆ La station de reprise (SR1) refoule la demande vers la station (SR2) située à une côte de **766 mNGA** par l'intermédiaire d'une conduite de* **1010 m** de longueur à une hauteur de **243m**.
- ◆ A son tour la station de reprise (SR2) refoule la demande vers le réservoir (RC1) à une hauteur de **244m** par l'intermédiaire d'une conduite de **987,3 m** de longueur.

4.2. Analyse et choix de la variante

La première variante prévoit deux stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de **730 m** soit une hauteur d'élévation d'environ **365m** pour chacune d'elles, ce qui est déconseillé vu la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes.

La deuxième variante prévoit trois stations de pompage d'une hauteur d'élévation d'environ **244m** pour chacune d'elles, ce qui nous donne la longueur de refoulement la plus courte et des travaux de génie civil les moins onéreux.

Vue ses avantages, la variante n°2 est la meilleure du point de vue technico-sécurité et technico-économique.

La variante choisie est illustrée sur la figure (IV.1) sous forme d'un tracé en plan sur Google Earth, et sous forme d'un schéma synoptique sur l'logiciel AUTOCAD présenté dans l'annexe.



Figure IV.1: Le tracé en plan d'adduction gravitaire et par refoulement des (04) communes concernées par le projet

5. Choix du type des conduites

Le choix entre les matériaux est établi sur des paramètres de décisions tel que :

- ✓ Agressivité de l'eau.
- ✓ La nature géologique du terrain.
- ✓ Revêtement intérieur des canalisations.
- ✓ Déformation du sol et séisme.
- ✓ Le type d'assemblage.
- ✓ Les pressions.
- ✓ Les critères économiques : le prix de fourniture, de transport, de pose et la durée de vie de la conduite.

On distingue les conduites selon les matériaux principaux auxquels on fait appel pour en constituer la structure.

Les matériaux les plus fréquemment utilisés sont : l'Acier, PEHD, PVC, Fonte, Béton comprimé, armé et le PRV.

Dans ce projet, l'étude est basée sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est la **fonte ductile**.

5.1. Caractérisation de la fonte ductile

La fonte ductile présente les propriétés mécaniques suivantes :

- Une élasticité de $Re \geq 270$ Mpa.
- Une résistance à la traction de $Rm \geq 420$ Mpa.
- Une excellente résistance aux chocs.

Ces propriétés extraordinaires permettent une durée de vie pouvant dépasser largement les 50 voire 100 ans à condition que les instructions de mise en œuvre soient respectées. Les conduites en fonte ductile résistent à des pressions très hautes (50 bars pour des diamètres inférieurs à 600 mm et 40 bars pour des diamètres supérieurs à 600mm). Elles possèdent aussi une très grande sécurité mécanique et sont faciles à transporter et à mettre en œuvre ; donc elles n'ont pas de spécifications particulières et ne nécessitent pas d'équipements spécialisés pour la pose.

6. Etude technico-économique

Le choix des diamètres des conduites d'adduction se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les couts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu.

6.1. Calcul du diamètre économique

➤ Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

$$\blacksquare \text{ Formule de BONNIN : } D1 = \sqrt{Q'} \quad (\text{VI-1})$$

$$\blacksquare \text{ Formule de BRESS : } D2 = 1,5 \sqrt{Q'} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

- **D** : Diamètre calculé de la conduite en (m).
- **Q'** : Débit refoulé en (m^3/s) ; qui se calcule avec la formule suivante : $Q' = Q_{\text{max.j}} \times \frac{24}{T_p}$
- **Q_{max.j}** : Débit max journalier (m^3/s), **Q_{max.j} = 0,619 m^3/s .**
- **T_p** : Temps de pompage, dans cette étude (**T_p = 20 heures**).

- Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est compris entre V_{\max} et V_{\min} :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{IV-3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite (m).
- D_{\max} : Le diamètre maximal de la conduite (m).
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite.

6.2. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- D : Diamètre normalisé (intérieur) de la conduite(m).
- Q : Débit transporté par la conduite (m^3/s).

6.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

On distingue :

- Les pertes de charge linéaire.
- Les pertes de charge singulières.

6.3.1. Les pertes de charge linéaire (ΔH_L)

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = J \times L = \frac{\lambda \times L \times v^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- **J** : Perte de charge linéaire (m/ml).
- **g** : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).
- **L** : Longueur de la conduite (m).
- **λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

▪ La formule de NIKURADAZI : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ (IV-7)

▪ La Formule COLBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\left(\frac{\varepsilon}{3,71 \times D} \right) + \left(\frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda_0}} \right) \right]$ (IV-8)

Avec :

- **ε** : Le coefficient de rugosité de la conduite ; **K= 0,1 mm**.
- **Re** : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{D \times V}{\nu} \quad (IV-9)$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'eau (m/s).
- **ν** : Viscosité cinématique en (m²/s), calculé par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,0337 T + 0,000221 T^2} \quad (IV-10)$$

Et :

- **T**: Température de l'eau en degré °C, on prend **T= 20°C** donc **ν = 1.00*10⁻⁶ (m²/s)**.

6.3.2. Les pertes de charge singulières (ΔH_S)

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_S = 0,15 \times \Delta H_L \quad (IV-11)$$

Avec :

- **ΔH_S** : Perte de charge singulière (m).
- **ΔH_L** : Perte de charge linéaire(m).

6.3.3. Les pertes de charge totale (ΔH_T)

Représentent la somme des deux pertes de charge ΔH_S et ΔH_L .

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L \quad (\text{IV-12})$$

6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_T \quad (\text{IV-13})$$

Avec :

- **HMT** : Hauteur manométrique totale (m).
- **H_g** : Hauteur géométrique (m).

6.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{IV-14})$$

Avec :

- **P_a** : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- **η** : Rendement de la pompe en (%), dans notre cas on prend **$\eta = 70\%$** .

6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Le calcul de l'énergie consommée par la pompe en une année est donné par :

$$E = P_a \times T_P \times 365 \quad (\text{IV-15})$$

Avec :

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- **T_P** : Le temps de pompage par jour (**T_P=20h**).

6.7 Détermination des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E \times e_u \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

- **F_{exp}**: Frais d'exploitation (DA);
- **e_u**: Prix unitaire du KWh ; **Fixé à 4,67 DA**.

6.8 Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (IV-17)$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA)
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (IV-18)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité, on prend $i = 8\%$.
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n = 30$ ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 \Rightarrow A = 0,08883 \Rightarrow A = 8,88\%$$

6.9. Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV-19)$$

Avec :

- B_L : Le bilan en (DA).

7. Dimensionnement du réseau d'adduction

7.1 Adduction par refoulement

Le calcul des différents paramètres des tronçons pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont représentés dans les tableaux ci-après :

✚ Les Caractéristiques des (03) tronçons de refoulement :

Tableau IV.1: Les données de base des (03) trois tronçons de refoulement

Tronçon	CTN _d (m)	CTN _a (m)	CTP (m)	H _g (m)	L (m)	Q (m ³ /s)	T _p (h)
SP1__SR1	280,00	523,00	527,00	247,00	1890	0,619	20
SR1__SR2	523,00	766,00	770,00	247,00	1010	0,619	20
SR2__RC1	766,00	1010,00	1016,00	250,00	987,3	0,619	20

Avec :

- H_g : la hauteur géométrique qui se calcule comme suite :

$$H_g = CTP - CTN_{\text{départ}}$$

- CTN_d : Cote terrain Natural de départ.
- CTN_a : Cote terrain Natural d'arrivée
- CTP : Cote de trop plain.
- T_p : Temps de pompage.
- L : La longueur de la conduite.

✚ Calcul du diamètre :

- Formule de BONNIN : D₁= 0,861 m
- Formule de BRESS : D₂= 1,291 m

Les diamètres normalisés sont : **800 mm, 900 mm, 1000 mm, 1100m et 1200mm.**

Remarque : Pour chaque tronçon, nous avons utilisé trois diamètres normalisés pour la détermination des paramètres hydraulique.

❖ *Tronçon (SP1_SR1)***Tableau IV.2:** Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SP1- SR1)

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	H _g (m)	HMT (m)
800	1,48	1172277,23	0,014	4,1	247	251,1
900	1,17	1042574,26	0,014	2,3	247	249,3
1000	0,95	940594,059	0,014	1,3	247	248,3

Tableau IV.3: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SP1-SR1)

D (mm)	P _a (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	F _{exp} (DA)
800	2614,25555	19084065,5	4,67	89122585,9
900	2595,51537	18947262,2	4,67	88483714,3
1000	2585,10415	18871260,3	4,67	88128785,7

Tableau IV.4: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SP1-SR1)

D (mm)	P _u (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
800	18500	1890	3104892,0
900	33500	1890	5622372,0
1000	48500	1890	8139852,0

Tableau IV.5: Résultats de calcul du bilan de tronçon (SP1-SR1)

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
800	1,48	89122585,9	3104892,0	92227477,901
900	1,17	88483714,3	5622372,0	94106086,32
1000	0,95	88128785,7	8139852,0	96268637,66

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **900 mm** avec une vitesse de **1,17(m/s)**.

❖ Tronçon (SR1-SR2)

Tableau IV.6: Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR1- SR2)

D (mm)	V (m/s)	R_e	λ	ΔH_T (m)	H_g (m)	HMT (m)
800	1,48	1172277,23	0,014	2,2	247	249,2
900	1,17	1042574,26	0,014	1,2	247	248,2
1000	0,95	940594,059	0,014	0,7	247	247,7

Tableau IV.7: Résultats de calcul des frais d'exploitation du tronçon (SR1-SR2)

D (mm)	P_a (KW)	E (KWH)	e' (DA/KWh)	F_{exp} (DA)
800	2594,47424	18939662	4,67	88448221,5
900	2584,06303	18863660,1	4,67	88093292,8
1000	2578,85742	18825659,2	4,67	87915828,5

Tableau IV.8: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR1-SR2)

D (mm)	P_u (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
800	18500	1010	1659228
900	33500	1010	3004548
1000	48500	1010	2937020,04

Tableau IV.9: Résultats de calcul du bilan du tronçon (SR1-SR2)

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
800	1,48	88448221,5	1659228	90107449,45
900	1,17	88093292,8	3004548	91097840,79
1000	0,95	87915828,5	4349868	92265696,47

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **900 mm** avec une vitesse de **1,17 (m/s)**.

❖ *Tronçon (SR2_RCI)***Tableau IV.10:** Résultats de calcul de la HMT du tronçon (SR2- RC1)

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	H _g (m)	HMT (m)
800	1,48	1172277,23	0,014	2,2	250	252,2
900	1,17	1042574,26	0,014	1,2	250	251,2
1000	0,95	940594,059	0,014	0,7	250	250,7

Tableau IV.11: Résultats de calcul des frais d'exploitation de tronçon (SR2-RC1)

D (mm)	P _a (KW)	E (KWH)	E (DA/KWh)	F _{exp} (DA)
800	2625,70788	19167667,5	4,67	89513007,4
900	2615,29667	19091665,7	4,67	89158078,8
1000	2610,09106	19053664,8	4,67	89158078,8

Tableau IV.12: Résultats de calcul des frais d'amortissement de tronçon (SR2-RC1)

D (mm)	P _u (DA)	L (m)	F _{am} (DA)
800	18500	987, 3	1621936,44
900	33500	987, 3	2937020,04
1000	48500	987, 3	4252103,64

Tableau IV.13: Résultats de calcul du bilan du tronçon de tronçon (SR2-RC1)

D (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
800	1,48	89513007,4	1621936,44	91134943,86
900	1,17	89158078,8	2937020,04	92095098,81
1000	0,95	89158078,8	4252103,64	93410182,41

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **900 mm** avec une vitesse de **1,17 (m/s)**.

7.2 Adduction gravitaire

❖ Tronçon (RC1__Point du piquage1)

Données : $Q = 0,619 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 1790 \text{ m}$, $CR_{(RC1)} = 1010 \text{ m}$, $CR_{(Pq1)} = 940 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,725 \text{ m}$, $D_{\max} = 1,255 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 700, 800 et 900 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon (RC1- Point du piquage1)

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	$CTN_{am}-CTN_{av}$ (m)	P (m)
700	1,61	1115325,36	0,014	5,4	70	64,6
800	1,23	974257,426	0,014	2,7		67,3
900	0,94	864356,436	0,014	1,5		68,5

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **800 mm**, avec une vitesse de **1,23 m/s**, $\Delta H_T = 2,7 \text{ m}$ et une charge de **6,73 bars** au point de piquage.

❖ Tronçon (Point du piquage1__ Rchigara 1)

Données : $Q = 0,062 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 512 \text{ m}$, $CR_{(Pq1)} = 940 \text{ m}$, $CTP_{(Rchi1)} = 819 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,229 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,397 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 300 et 350 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage1__ Rchigara1)

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	$CTN_{am}-CTN_{av}$ (m)	P (m)
250	1,26	311881,19	0,018	3,4	191	184,9
300	0,88	261386,14	0,017	1,3		187,0
350	0,64	221782,18	0,017	0,6		187,7

D'après les résultats obtenus, on optera pour un diamètre de **250 mm**, avec une vitesse de **1,26 m/s**, $\Delta H_T = 3,4 \text{ m}$ et une charge de **18,49 bar**.

❖ *Tronçon (Point du piquage1__ Point du piquage 2)*

Données : $Q = 0,556 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 2050 \text{ m}$, $CR_{(Pq1)} = 940 \text{ m}$, $CR_{(Pq2)} = 811 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,687 \text{ m}$, $D_{\max} = 1,19 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 600, 700 et 800 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage1__ point du piquage2)

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	CTN _{am} -CTN _{av} (m)	P (m)
600	1,97	1170297,03	0,014	11,0	199	185,3
700	1,45	1004950,5	0,014	5,0		191,3
800	1,11	879207,921	0,014	2,6		193,7

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **700 mm**, avec une vitesse de **1,45 m/s**, $\Delta H_T = 5 \text{ m}$ et une charge de **19,13 bar**.

❖ *Tronçon (Point du piquage 2__ R_{chigara} 2)*

Données : $Q = 0,062 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 15 \text{ m}$, $CR_{(Pq2)} = 811 \text{ m}$, $CTP_{(Rch2)} = 819 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,229 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,397 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 300 et 350 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage 2__ R_{chigara} 2)

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	CTN _{am} -CTN _{av} (m)	P (m)
250	1,26	311881,19	0,018	0,1	191	183,2
300	0,88	261386,14	0,017	0,039		183,2
350	0,64	221782,18	0,017	0,018		183,2

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **250 mm**, avec une vitesse de **1,26 m/s**, $\Delta H_T = 0,1 \text{ m}$ et une charge de **18,32 bar**.

❖ *Tronçon (Point du piquage 2__ Point du piquage 3)*

Données : $Q = 0,494 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 8000 \text{ m}$, $CR_{(Pq2)} = 811 \text{ m}$, $CR_{(Pq3)} = 899 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,648 \text{ m}$, $D_{\max} = 1,121 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 600, 700 et 800 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage 2__ Point du piquage 3)

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	$CTN_{am}-CTN_{av}$ (m)	P (m)
600	1,75	1039603,96	0,014	34,1	111	69,2
700	1,28	887128,713	0,014	15,6		87,7
800	0,98	776237,624	0,014	8,0		95,3

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **700 mm**, avec une vitesse de **1,28 m/s**, $\Delta H_T = 15,6$ met une charge de **8,77 bar** au niveau de troisième point de piquage.

❖ *Tronçon (Point du piquage 3__ R_{T.B})*

Données : $Q = 0,216 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 110 \text{ m}$, $CR_{(Pq3)} = 899 \text{ m}$, $CTP_{(R.T.B)} = 894 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,428 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,741 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 400, 450 et 500 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage 3__ R_{T.B})

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	$CTN_{am}-CTN_{av}$ (m)	P (m)
400	1,72	681188,119	0,016	0,7	116	92
450	1,36	605940,594	0,015	0,4		92,3
500	1,10	544554,455	0,015	0,2		92,5

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **450 mm**, avec une vitesse de **1,36 m/s** et $\Delta H_T = 0,4$ m et une charge de **9,23 bar**.

❖ *Tronçon (Point du piquage 3__ Point du piquage 4)*

Données : $Q = 0,279 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 5860 \text{ m}$, $CR_{(Pq3)} = 899 \text{ m}$, $CR_{(Pq4)} = 893 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,486 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,843 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 450, 500 et 600 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage 3__ Point du piquage 4)

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	CTN _{am} -CTN _{av} (m)	P (m)
450	1,76	784158,416	0,015	35,6	117	57,4
500	1,42	702970,297	0,015	20,8		72,9
600	0,99	588118,812	0,015	8,3		85,4

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **500 mm**, avec une vitesse de **1,42 m/s**, $\Delta H_T = \mathbf{20,8 \text{ m}}$ et une charge de **7,29 bar** au niveau.

❖ *Tronçon (Point du piquage 4__ R_{A.A})*

Données : $Q = 0,159 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 50 \text{ m}$, $CR_{(Pq4)} = 893 \text{ m}$, $CTP_{(R.A.A)} = 894 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,367 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,636 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 300, 350 et 400 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.21: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage 4__ R_{A.A})

DN	V (m/s)	Re	λ	ΔH_T (m)	CTN _{am} -CTN _{av} (m)	P (m)
300	2,25	668613,861	0,016	0,804	116	71
350	1,65	572821,782	0,016	0,366		71,5
400	1,26	501386,139	0,016	0,186		71

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **400 mm**, avec une vitesse de **1,26 m/s**, $\Delta H_T = \mathbf{0,186 \text{ m}}$ et une charge de **7,1 bar**.

❖ **Tronçon (Point du piquage 4 — R_{Tassala})**

Données : $Q = 0,119 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 12300 \text{ m}$, $CR_{(Pq4)} = 893 \text{ m}$, $CTP_{(RTassala)} = 874 \text{ m}$.

En utilisant les formules (IV-3) et (IV-4), on trouve : $D_{\min} = 0,317 \text{ m}$, $D_{\max} = 0,550 \text{ m}$.

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 300, 350 et 400 mm.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22: Les résultats de calcul hydraulique du tronçon
(Point du piquage 4 — R_{Tassala})

DN	V (m/s)	R _e	λ	ΔH _T (m)	CTN _{am} -CTN _{av} (m)	P (m)
300	1,68	499009,901	0,017	112,6	136	-23,4
350	1,24	429702,97	0,016	51,6		40,3
400	0,95	376237,624	0,016	26,3		65,3

D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **350 mm**, avec une vitesse de **1,24 m/s** et $\Delta H_T = 51,6 \text{ m}$ et une charge de **4 bar**.

7.3. Récapitulatif des résultats :

Tableau IV.23: Récapitulatif des résultats d'adduction obtenus

	Tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Adduction par refoulement (Fonte ductile)	SP1—SR1	1890	0,619	900	1,17
	SP1—SR2	1010	0,619	900	1,17
	SR2—RC1	987,3	0,619	900	1,17
Adduction gravitaire (Fonte ductile)	RC1—Pq1	1790	0,619	800	1,23
	Pq1—Pq2	2050	0,556	700	1,45
	Pq2—Pq3	8000	0,494	700	1,28
	Pq2—Pq4	5860	0,279	500	1,42
	Pq1—R _{Chigara1}	512	0,062	250	1,26
	Pq2—R _{Chigara2}	15	0,062	250	1,26
	Pq3—R _{T.B}	110	0,216	450	1,36
	Pq4—R _{A.A}	50	0,159	400	1,26
	Pq4—R _{Tassala}	12300	0,119	350	1,24

8. Calcul de surpressions et de dépressions dans les conduites de refoulement

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, c'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection de notre conduite ainsi que la protection contre le phénomène de cop de bélier.

Pour la détermination de ces deux valeurs on utilise les deux formules suivantes :

$$P_{\max} = H_0 + B \quad (\text{IV-20})$$

$$P_{\min} = H_0 - B \quad (\text{IV-21})$$

Avec :

- P_{\max} : valeur de la surpression (m)
- P_{\min} : valeur de dépression (m)
- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que : $H_0 = H_g + 10$
- H_g : La hauteur géométrique de refoulement en (m).
- B : valeur maximale du coup de bélier (m) ; $B = \frac{a \times V_0}{g}$

Et :

- V_0 : La vitesse d'écoulement (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).
- a : La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{DN}{e}}} \quad (\text{IV-22})$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite dans le cas de la fonte $K=1$.
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

8.1. Résultats de calcul de surpression et de dépression :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.24: Résultats de calcul de surpression et de dépression des trois tronçons de refoulement

Tronçons	H _g (m)	H ₀ (m)	DN (mm)	e (mm)	K	a (m/s)	g (m/s ²)	V (m/s)	B (m)	P _{max} (m)	P _{min} (m)
SP1--SR1	247	257	900	12,6	1	904,766	9,81	1,17	107,908	365	149
SR1-SR2	247	257	900	12,6	1	904,766	9,81	1,17	107,908	365	149
SR2-RC1	250	260	900	12,6	1	904,766	9,81	1,17	107,908	368	152

9. Interprétation des résultats

D'après le calcul des différents paramètres hydrauliques tel que les débits, les pertes de charges, les hauteurs manométriques et le choix du diamètre, en remarque que :

- La vitesse maximale ne dépasse pas la valeur du critère mentionné.
- Les valeurs de P_{\max} et P_{\min} montrent que les trois tronçons, ne dépassent pas la pression nominale, avec la valeur de dépression trouvée positive, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le phénomène de coup de bélier.

Ces résultats confirment alors la validité de la variante proposée, si bien que les pressions en certains tronçons gravitaires sont très élevées, pour rassurer le fonctionnement contrôlé du système avec les débits consignés, les points de piquage et les arrivées aux réservoirs devront être équipées avec les outils de régulation et de contrôle pour dissiper les charges hydrauliques en excès.

10. Modélisation et simulation du réseau

Afin de confirmer et améliorer nos résultats on a utilisé le logiciel EPANET

10.1. Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Il contient un moteur de calcul moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazan- Williams, Darcy -Weisbach et Chézy-Manning
- Il inclut les pertes de charge singulières

- Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable
- Il peut modéliser de différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ...etc.

10.2. Les étapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes à suivre pour l'utilisation de logiciel Epanet sont :

- A. Tracé du réseau.
- B. La saisie des propriétés des éléments du réseau.
- C. La sélection du type de la simulation.
- D. Lancement de la simulation.
- E. Affichage et interprétation des résultats.

10.3. Modélisation du réseau

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données suivantes :

- Au niveau des nœuds : l'altitude du nœud et la demande de base.
- Au niveau des arcs (conduite) : le diamètre, la longueur et la rugosité.
- Au niveau des réservoirs : l'altitude et le diamètre.

10.4. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, le logiciel analyse le comportement du réseau dans la condition requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débits pressions, charge).

Les résultats de la simulation obtenus pour notre réseau, est présenté dans l'annexe.

11. Organes et accessoires de l'adduction

11.1. 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** : elle 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 (avale)** : Son but est de fournir une pression aval constante.
- **Vanne de régulation de la pression (amont)** : elle règle le débit pour assurer que la pression reste suffisante à l'amont.

11.2. Organes de protection :

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

- **Les Ventouse** : Par définition, une ventouse est un accessoire hydraulique permettant de faire sortir l'air contenu soit à l'intérieur de la conduite soit dissous dans l'eau. Elle peut, encore, être utilisée pour faire entrer de l'air à l'intérieur de la conduite. Sur cette base, il existe 3 types de ventouses :
 - **Ventouse de Dégazage** : Ce type de ventouse est sélectionné pour faciliter la sortie de l'air contenue dans la conduite, pendant l'écoulement normal. Ces ventouses sont encore appelées « ventouses à petit orifice » ou « Ventouse Simple Fonction ».
 - **Ventouse d'Admission ou de Sortie de grands volumes d'air** : ce type de ventouse est sélectionné pour faire admettre (entrer) de grands volumes d'air pendant les opérations de vidange (ou de casse) de la conduite. Cette même ventouse est choisie pour faire sortir (chasser) de grands volumes d'air lors des opérations de remplissage de la conduite. Ces dernières sont encore appelées « Ventouses à grand orifice » ou «Ventouse Double Fonction ».
 - **Ventouse Combinée** : ce type de ventouse peut assurer les opérations de dégazage, de remplissage et de vidange, en même temps. Ces ventouses sont encore appelée « Ventouse Triple Fonction »
- **Les clapets** : Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration ou sur la conduite de refoulement.

- **Les robinets de décharge (vidanges):** Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posée à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

11.3. Organes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. Nous citons :

- **Robinet vanne**
- **Robinet vanne papillon**

11.4 Organes de raccordement

On distingue :

- **Les coudes**
- **Les tés**
- **Les cônes**

12. Conclusion

L'étude technico-économique des diamètres nous a permis de choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon, permettant ainsi d'acheminer l'eau avec le moindre coût jusqu'aux réservoirs de stockage en passant par trois stations de pompage. L'utilisation des équipements de régulation et de protection sont nécessaires dans la présente étude.

1. Introduction

Dans ce chapitre, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir que le réservoir est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit à l'usage industriel.

Notre région d'étude va prendre en charge un accroissement de la population, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement de notre réseau.

2. Le rôle des réservoirs

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants (VALIRON, 1990) :

- **Rôle de régulateur et accumulateur** : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égale au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.
- **Augmentation des pressions** : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage** : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- **Utilité pour briser la charge** : si le terrain présente un relief très accidenté en certain points de réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- **Stockage de la réserve d'incendie.**
- **Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.**

3. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se

situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau (VALIRON, 1990).

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir.

Mais, le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompage.

4. Exigences techniques

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes (BONVIN, 2005) :

- **Étanchéité** : Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne reçoivent aucun enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent. Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.
- **Durabilité** : Les matériaux constituant tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide.
- **Résistance** : Les réservoirs doivent équilibrer sur toutes leurs parties, les effets auxquels ils seront soumis : poids propre, effets climatique (neige, vents...etc.), effets dynamique (séisme), effet de retrait, effet de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation).

5. Détermination de la capacité des réservoirs

La variation des débits horaires d'une journée de chaque localité sera définie d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe [D]).

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (V-1)$$

Avec :

- V_T : Volume Total du réservoir en (m^3).
- V_{inc} : Volume d'incendie = $120 m^3$.
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m^3) ; est déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_u = \frac{P_{max} \% \times Q_{max.j}}{100} \quad (V-2)$$

Avec :

- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en %

6. Dimensionnement

6.1. Dimensionnement du réservoir (RC₁) :

Tableau V.1: Dimensionnement de réservoir (RC1)

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	5	3,35	1,65	-	2,95
01-02	5	3,25	1,75	-	4,7
02-03	5	3,3	1,7	-	6,4
03-04	5	3,2	1,8	-	8,2
04-05	5	3,25	1,75	-	9,95
05-06	5	3,4	1,6	-	11,55
06-07	5	3,85	1,15	-	12,7
07-08	5	4,45	0,55	-	13,25
08-09	5	5,2	-	0,2	13,05
09-10	5	5,05	-	0,05	13
10-11	5	4,85	0,15	-	13,15
11-12	5	4,6	0,4	-	13,55
12-13	5	4,6	0,4	-	13,95
13-14	5	4,55	0,45	-	14,4
14-15	5	4,75	0,25	-	14,65
15-16	5	4,7	0,3	-	14,95
16-17	5	4,65	0,35	-	15,3

17-18	5	4,35	0,65	-	15,95
18-19	5	4,4	0,6	-	16,55
19-20	0	4,3	-	4,3	12,25
20-21	0	4,3	-	4,3	7,95
21-22	0	4,2	-	4,2	3,75
22-23	0	3,75	-	3,75	0,000
23-24	5	3,7	1,3	0	1,3
Total	100%	100%			

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = 16,55 \%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = (16,55 \times 53494) / 100 + 120 \Rightarrow V_T = 8973,257 \text{ m}^3$
- **Constatation** : Le volume calculé est de $8973,257 \text{ m}^3$, RC_1 sera d'une capacité de $10\ 000 \text{ m}^3$ donc $2 \times 5000 \text{ m}^3$.

- **Calcul du diamètre du réservoir (RC_1) :**

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = 6 \text{ m}$

$$V_{RC1} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{RC1}}{H} \Rightarrow S = \frac{5000}{6} = 833,33 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 833,33 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 833,33}{3,14}} = 32,58 \text{ m} \Rightarrow D = 32,58 \text{ m}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{833,33} = 0,144 \text{ m} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 0,144 \text{ m}$$

6.2. Dimensionnement du réservoir ($R_{chigara}$):Tableau V.2: Dimensionnement de réservoir ($R_{chigara}$)

Heures	Apports %	Distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,167	1,5	2,667	-	8,832
01-02	4,167	1,5	2,667	-	11,499
02-03	4,167	1,5	2,667	-	14,166
03-04	4,167	1,5	2,667	-	16,833
04-05	4,167	2,5	1,667	-	18,500
05-06	4,167	3,5	0,667	-	19,167
06-07	4,167	4,5	-	0,333	18,834
07-08	4,167	5,5	-	1,333	17,501
08-09	4,167	6,25	-	2,083	15,418
09-10	4,167	6,25	-	2,083	13,335
10-11	4,167	6,25	-	2,083	11,252
11-12	4,167	6,25	-	2,083	9,169
12-13	4,167	5	-	0,833	8,336
13-14	4,167	5	-	0,833	7,503
14-15	4,167	5,5	-	1,333	6,170
15-16	4,166	6	-	1,834	4,336
16-17	4,166	6	-	1,834	2,502
17-18	4,166	5,5	-	1,334	1,168
18-19	4,166	5	-	0,834	0,334
19-20	4,166	4,5	-	0,334	0,000
20-21	4,167	4	0,167	-	0,167
21-22	4,166	3	1,166	-	1,333
22-23	4,166	2	2,166	-	3,499
23-24	4,166	1,5	2,666	-	6,165
Total	100%	100%			

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = 19,167 \%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = (19,167 \times 10822) / 100 + 120 \Rightarrow V_T = 2194.2 \text{ m}^3$
- **Constatation** : Le volume calculé est de 2194.2 m^3 , R_{Chigara} sera d'une capacité de 2500 m^3 , il est à noter que nous avons deux réservoirs de 1000 m^3 existant déjà donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 500 m^3 à long terme.

6.3. Dimensionnement du réservoir ($R_{T,B}$):

Tableau V.3: Dimensionnement de réservoir ($R_{T,B}$)

Heures	Apports %	Distribution %	surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,167	3	1,167	-	2,033
01-02	4,167	3,2	0,967	-	3
02-03	4,167	2,5	1,667	-	4,667
03-04	4,167	2,6	1,567	-	6,234
04-05	4,167	3,5	0,667	-	6,901
05-06	4,167	4,1	0,067	-	6,968
06-07	4,167	4,5	-	0,333	6,635
07-08	4,167	4,9	-	0,733	5,902
08-09	4,167	4,9	-	0,733	5,169
09-10	4,167	5,6	-	1,433	3,736
10-11	4,167	4,8	-	0,633	3,103
11-12	4,167	4,7	-	0,533	2,57
12-13	4,167	4,4	-	0,233	2,337
13-14	4,167	4,1	0,067	-	2,404
14-15	4,167	4,2	-	0,033	2,371
15-16	4,166	4,4	-	0,234	2,137
16-17	4,166	4,3	-	0,134	2,003
17-18	4,166	4,1	0,066	-	2,069
18-19	4,166	4,5	-	0,334	1,735
19-20	4,166	4,5	-	0,334	1,401
20-21	4,167	4,5	-	0,333	1,068
21-22	4,166	4,8	-	0,634	0,434

22-23	4,166	4,6	-	0,434	0,000
23-24	4,166	3,3	0,866	-	0,866
Total	100%	100%	////	////	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = 6,968\%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = (6,968 \times 18648)/100 + 120 \Rightarrow V_T = 1419,39 \text{ m}^3$
- **Constatation** : Le volume calculé est de $1419,39 \text{ m}^3$, $R_{T,B}$ sera d'une capacité de **2000 m³**.
- **Calcul du diamètre du réservoir $R_{T,B}$** :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = 4 \text{ m}$

$$V_{RC1} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{R_{T,B}}}{H} \Rightarrow S = \frac{2000}{4} = 500 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 500 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{3,14}} = 25,23 \text{ m} \Rightarrow D = 25,23 \text{ m}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie** :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{500} = 0,24 \text{ m} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 0,24 \text{ m}$$

6.4. Dimensionnement du réservoir $R_{A,A}$:

La valeur de résidu maximal présentée dans l'annexe [E].

- **Résidu maximal** : $P_{\max} = 19,167\%$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = (19,167 \times 13771)/100 + 120 \Rightarrow V_T = 2759,48 \text{ m}^3$
- **Constatation** : Le volume calculé est de **2759,4 m³**, $R_{A,A}$ sera d'une capacité de **3000 m³** donc **2 x 1500**

- **Calcul du diamètre du réservoir $R_{A,A}$** :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = 4 \text{ m}$

$$V_{RC1} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{R_{A,A}}}{H} \Rightarrow S = \frac{1500}{4} = 375 \text{ m}^2 \Rightarrow S = 375 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 375}{3,14}} = 21,85 \text{ m} \Rightarrow D = 21,85 \text{ m}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie** :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{375} = 1,28 \text{ m} \Rightarrow H_{\text{inc}} = \mathbf{0,32m}$$

6.5. Dimensionnement du réservoir $R_{Tassala}$:

La valeur de résidu maximal est présentée dans l'annexe [E].

- **Résidu maximal** : $P_{\text{max}} = \mathbf{19,167\%}$.
- **Volume total** : $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = (19,167 \times 10253) / 100 + 120 \Rightarrow V_T = \mathbf{2085,1m^3}$
- **Constatation** : Le volume calculé est de $\mathbf{2085,1 m^3}$, $R_{Tassala}$ sera d'une capacité de $\mathbf{2500 m^3}$
- **Calcul du diamètre du réservoir $R_{Tassala}$** :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = \mathbf{4 m}$

$$V_{RC1} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{R_{Tassala}}}{H} \Rightarrow S = \frac{2500}{4} = 625 \text{ m}^2 \Rightarrow S = \mathbf{625m^2}$$

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 625}{3,14}} = 28,21 \text{ m} \Rightarrow D = \mathbf{25.2 m}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie** :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{625} = 0,192 \text{ m} \Rightarrow H_{\text{inc}} = \mathbf{0,192m}$$

7. Dimensionnement des bâches d'aspiration

7.1 Dimensionnement de la bache à eau de la station de pompage (SP1)

La valeur de résidu maximal de la première bache d'aspiration est présentée dans l'annexe [F] ;

- **Résidu maximal** : $P_{\text{max}} = \mathbf{5\%}$.
- **Volume total** : $V_T = (5 \times 53494) / 100 \Rightarrow V_T = \mathbf{2674,7 m^3}$
- **Constatation** : Le volume calculé est de $\mathbf{2674,7 m^3}$, donc la bache à eau de SP1 sera d'une capacité de $\mathbf{3000 m^3}$.
- **Détermination de la surface occupée par la bache** :

On a $H = \mathbf{3m}$

$$V_{B.SP1} = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_{B.SP1}}{H} \Rightarrow S = \frac{3000}{3} = 1000 \text{ m}^2 \Rightarrow S = \mathbf{1000 m^2}$$

- **Détermination de la longueur et la largeur de la bache** :

La forme de la bache est carrée donc ; $L = \sqrt{S} \Rightarrow L = \sqrt{1000} \Rightarrow L = \mathbf{31,62 m}$.

7.2. Dimensionnement de la bête a eau des stations de reprise (SR1) et (SR2)

La valeur de résidu maximal de la deuxième et la troisième bête d'aspiration est présentée dans l'annexe [G] et [H] :

Remarque : Les dimensions des trois bêtes d'aspiration de (SP1), (SR1) et (SR2) sont identiques.

8. Conclusion

A travers ce chapitre, on a déterminé les capacités et les dimensions des différents réservoirs pour garantir la desserte de la zone étudiée.

Les résultats obtenus montrent qu'il est nécessaire de projeter un réservoir de capacité de 10000 m³ au point le plus haute a Chigara qui va assurer l'alimentation des deux réservoirs de 1000 m³ existants et quatre autres projetés à la commune de; T. Bainen, A.Arres et Tassala, de capacités de 2000 m³, 2x1500 m³ et 2500 m³.

Comme nous avons projeté trois bêtes d'aspiration identiques de capacité de 3000 m³ afin de répondre à l'objectif du présent projet.

1. Introduction

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à aspirer un débit d'une zone à basse pression pour le refouler vers une région à plus grande pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique, de son moteur d'entraînement, en énergie hydraulique. Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

Les pompes centrifuges font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplé aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

2. Choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale.
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée.
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.
- Vérifier la condition de non cavitation.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrants.
- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables.
- Elles sont capables de travailler dans des conditions de rendement très élevées.

3. Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe. On est amené alors à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série.

3.1. Couplage en parallèle

Ce montage est rencontré lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, et pour augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

3.2. Couplage en série

Ce montage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante, dans ce cas : Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ; le même débit traverse chaque pompe et les hauteurs d'élévation produites s'augmentent.

4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

4.1. Le débit(Q) :

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

4.2. Hauteur manométrique totale(HMT) :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et les pertes de charge de refoulement et se détermine par la formule suivante :

$$\mathbf{HMT = H_g + \Delta H_T}$$

4.3. Les puissances :

4.3.1. La puissance absorbée par la pompe (Pa)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Sa loi est déjà définie dans le chapitre précédant.

4.3.2. La puissance utile(Pu) :

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$\mathbf{P_u = g \times HMT \times Q_{ref}} \quad \text{(VI-1)}$$

Avec :

- P_u : puissance utile par la pompe (KW).
- Q_{ref} : Débit refoulé (m^3/s).
- HMT : hauteur manométrique totale (m.c.e).

- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

4.4. Le rendement (η %)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{VI-2})$$

5. Les Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont :

✚ La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »

Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

✚ La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

✚ La courbe de la puissance absorbée « $P=f(Q)$ »

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe. Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure suivante :

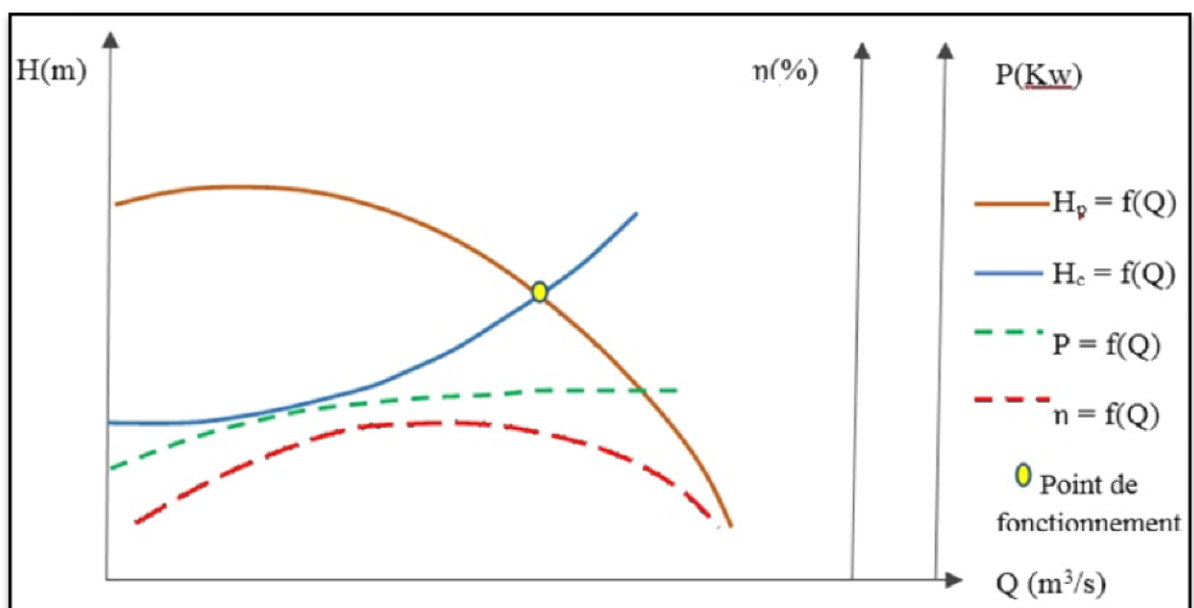


Figure VI.1: Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

6. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales engendrées en fonction du débit véhiculé, voir figure (VI.2), c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = R \times Q^2 + H_g \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

- H_c : perte de charge totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m)
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- R : Résistance de la conduite déterminée par la formule suivante :

$$R = 1,5 \times \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times D^5 \times g} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

- D : Le diamètre de la conduite (m) ;
- L : La longueur de la conduite (m) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81$ m/s) ;
- λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

7. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe et celle de la conduite de refoulement.

8. Le phénomène de cavitation

8.1. La cavitation dans les pompes

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide, ces derniers s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées qui provoque diverses vibrations et bruits (P.PERNES, 2004).

8.2. Notion du NPSH

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe « $(NPSH)_r = f(Q)$ » (P.PERNES, 2004). Soit donc la condition de non cavitation : $NPSH_d > NPSH_r$

- pour une alimentation en charge : $NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\rho \times g}\right) + H_a - (\Delta H_{Asp} + h_v)$. (VI-5)
- Pour une alimentation en dépression : $NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\rho \times g}\right) - H_a - (\Delta H_{Asp} + h_v)$.

Où :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- ΔH_{Asp} : les pertes de charges d'aspiration (m).
- $\frac{P_0}{\rho \times g}$: pression du plan d'eau d'aspiration en (m.c.e).
- h_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée, dans notre cas en prend $T = 20^\circ C$ donc $h_v = 0,24m$.

9. Calculs et interprétation des résultats

9.1. Etude et choix des pompes du projet

Dans cette étude on a une aspiration en charge pour les trois (03) stations de pompage. Pour pouvoir sélectionner la pompe adéquate pour la station de pompage, le choix sera effectué à l'aide du logiciel **Caprari**. La pompe retenue sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

Dans notre projet les trois stations de pompage seront identiques vue les mêmes caractéristiques qu'elles possèdent.

9.2. Sélection de la pompe de projet

Données :

- Débit : 742,9 l/s
- HMT : 251,2 m

En consultant le catalogue des pompes, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal, mais il n'y a pas une pompe disponible au débit demandé alors on y installe plusieurs pompes identiques en parallèle. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : les caractéristiques des pompes obtenues

Nbr de pompes	Q (l/s)	P _u (KW)	Type de pompe	Q réel (l/s)	H _{réel} (m)	P _{abs} (KW)	η%	NPSH _r (m)
2+1	371,45	////	////	////	////	////	////	////
3+1	247,63	610,22	PM 125	247	250	793	76,1	8,34
			PML 150	245	247	800	74	4,89
			PML 125	243	242	805	71,6	13,3
4+1	185,72	457,66	PM 100	182	243	574	75,6	5,64
			PML 125	192	267	684	73,3	3,32
			PML 150	186	251	645	70,5	1,53
			PM 125	184	245	628	70,2	3,99

9.2.1 Les caractéristiques de la pompe choisie :

La pompe sélectionnée est une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type (PML 125), les caractéristiques principales sont données dans le tableau (VI.3) et la figure (VI.2) :

Tableau VI.2: Les caractéristiques de la pompe choisie

Q m ³ /s	HMT (m)	P _a (KW)	η %	N (tr/min)	NPSH r (m)	PN
0,186	267	684	73,3	2900	3,32	40

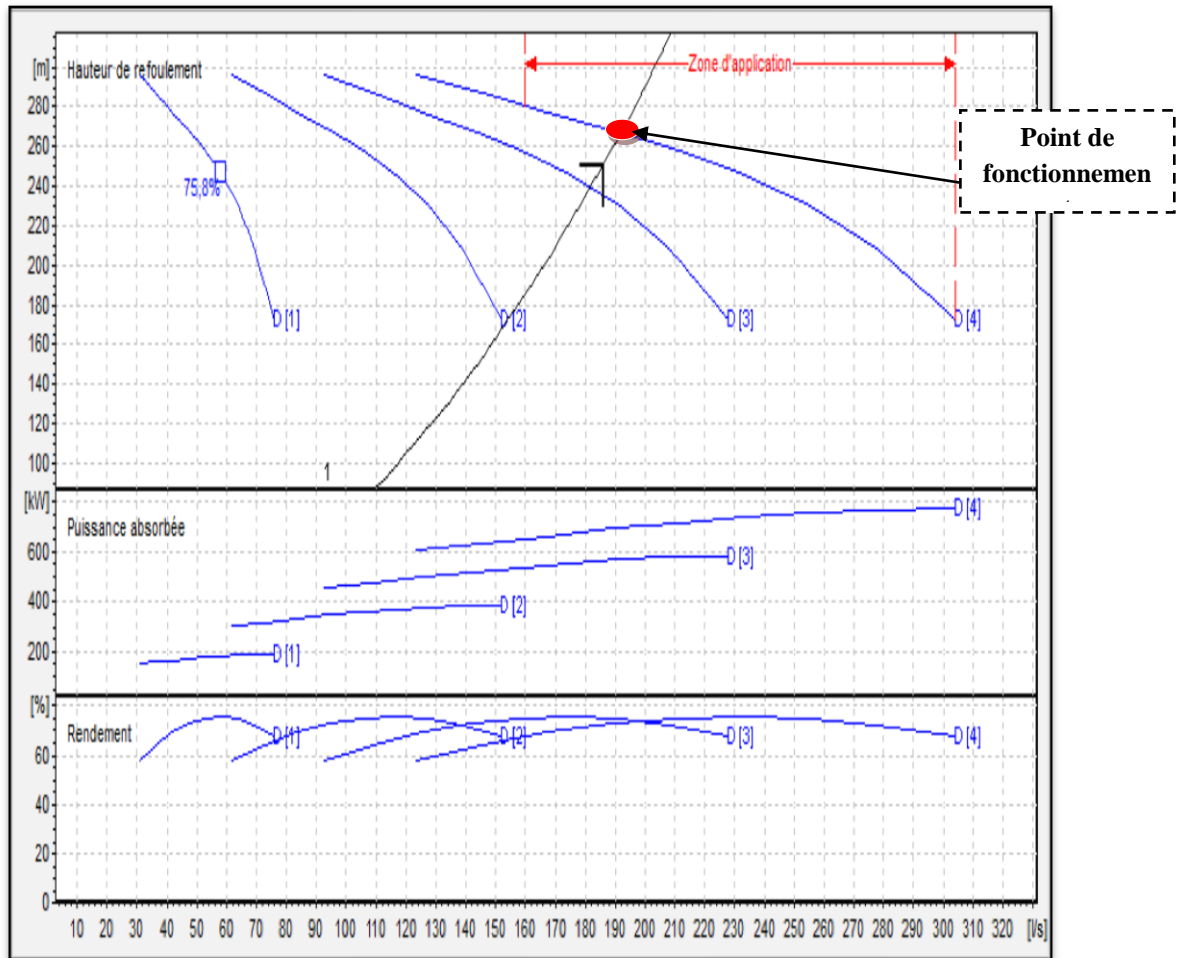


Figure VI.2: Les courbes caractéristiques de la pompe choisie

Comme le point de fonctionnement désiré n'est pas sur la courbe caractéristique de la pompe, il faut donc choisir la modification à apporter pour le corriger.

9.3 Adaptation de la pompe au point de fonctionnement

Pour avoir le point de fonctionnement désiré, on opte pour la variante la plus économique entre le changement du temps de pompage, le vannage et la variation de la vitesse de rotation. Dans notre cas on opte pour **Le Changement du temps de pompage**, Qui se calcule avec la formule suivante :

$$T' = \frac{Q_{ap}}{Q_{pf}} \times T \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

- **T** : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour qui est 20 h;
- **T'** : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (h);

- Q_{ap} : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement en (m³/h).
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe en (m³/h).

D'après la figure (VI.2) on a les données suivantes :

$$Q_{ap} = 668,592 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T = 20 \text{ h}$$

$$Q_{pf} = 691,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc d'après la loi (VI.6), $T' = 19,345 \text{ h}$

Le nouveau temps de pompage sera de **19 heures et 20 minutes et 42 secondes**.

9.4 Vérification de la condition de non cavitation :

Par mesure de sécurité l'aspiration de la pompe de la station de pompage sera en charge avec une hauteur géométrique de 2 mètre. Toutefois, il est nécessaire de s'assurer de ne pas avoir de cavitation.

9.4.1 Calcul de l' $NPSH_d$:

9.4.1.1 calculs des pertes de charge d'aspiration :

Pour l'estimation des pertes des charges on utilise les mêmes lois que dans le chapitre quatre. On obtient les résultats présentés dans le tableau ci-après :

Données :

- **Débit = 742,9 l/s, Longueur = 20 m, Dénivelé = 2 m**

Tableau VI.3: Résultats de calcul hydraulique des trois (03) tronçons d'aspiration

tronçons	DN	V (m/s)	R_e	λ	ΔH_S (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)
	1000	0,95	940594,06	0,014	0,012	0,0018	0,014

Selon la loi (VI-5) $NPSH_d = 11,746 \text{ m}$

❖ **Commentaire :**

On remarque que la hauteur d'aspiration disponible est largement supérieure à la hauteur d'aspiration requise ce qui veut dire qu'il n'y a pas de risque de cavitation dans la pompe du projet.

10. Conclusion

Dans ce chapitre, on a sélectionné le modèle de pompe qui équipera les trois stations de pompage à savoir une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PML125).

D'après les calculs effectués pour la pompe, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir des installations de secours pour la pompe et un moteur électrogène en cas de panne d'électricité.

Conclusion générale

Dans ce travail, nous avons essayés de résoudre une problématique et d'apporter une contribution au grand projet d'alimentation en eau potable de quatre communes déficitaires du nord de la wilaya de Mila (Chigara, Terrai Bainen, AmiraArres et Tassala Lamtai), par la mobilisation d'une nouvelle ressource et d'une nouvelle chaîne d'alimentation capable de remédier cette situation inquiétante jusqu'à l'horizon de 2049.

Après avoir présenté les différentes caractéristiques de la région d'étude, ainsi l'estimation des besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que le débit journalier fourni par les ressources souterraine disponible (forages et Sources) pour le Chef- lieu sera bien loin d'être satisfaisant par rapport à la demande à long terme (2049) ce qui fait apparaître un déficit de 22021 m³/j. Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable en exploitant les eaux du barrage de Beni Haroun.

Comme toute étude d'AEP plusieurs variantes ont été proposées, nous avons opté pour l'installation de trois stations de pompage identiques, pour refouler l'eau à une hauteur géométrique de 730 m et une longueur de 3887,3 ml on utilisant la fonte ductile comme matériaux, avec un diamètre de 900 mm, cela pour garantir une alimentation gravitaire de 19587 ml, de diamètres (250, 350, 400, 450, 500, 700, 800), l'opération nécessite l'utilisation des équipements de régulation et de protection, afin d'assurer la durée de vie des conduites et le bon fonctionnement des installations.

Pour ce qui concerne les ouvrages de stockage, nous avons procédé à projeter un réservoir de mise en charge d'une capacité de (10 000 m³), comme nous prévoyons la construction de quatre d'autres réservoirs de capacité de (2000 m³), (2500m³) et (2x1500 m³) à la proximité de chaque commune.

D'autre par le choix des pompes a été fait à l'aide du catalogue des pompes CAPRARI, par conséquent, nous avons opté pour un couplage en parallèle de quatre pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal de type (PML125).

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ, et aussi nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une nouvelle étude.

Bibliographie

(s.d.). Récupéré sur pamline.fr.

(s.d.). Récupéré sur www4.ac-nancy-metz.fr.

MANUEL DE L'UTILISATEUR .(2003): EPANET 2.0 Simulation Hydraulique et Qualité pour les réseaux d'Eau sous pression.

AREZKI, H. e. (2008). *Contribution à l'étude de renforcement et de réhabilitation de la chaîne d'A.E.P. de la Commune de Mekla à partir du barrage de Taksebt.*

BONVIN, J. (2005). *Hydraulique Urbaine - captages-Réseau d'adduction- Réservoirs- Réseaux de distribution.* Département Environnement construit et Géoinformation- Ecole d'ingénieurs du Canton de Vaud .

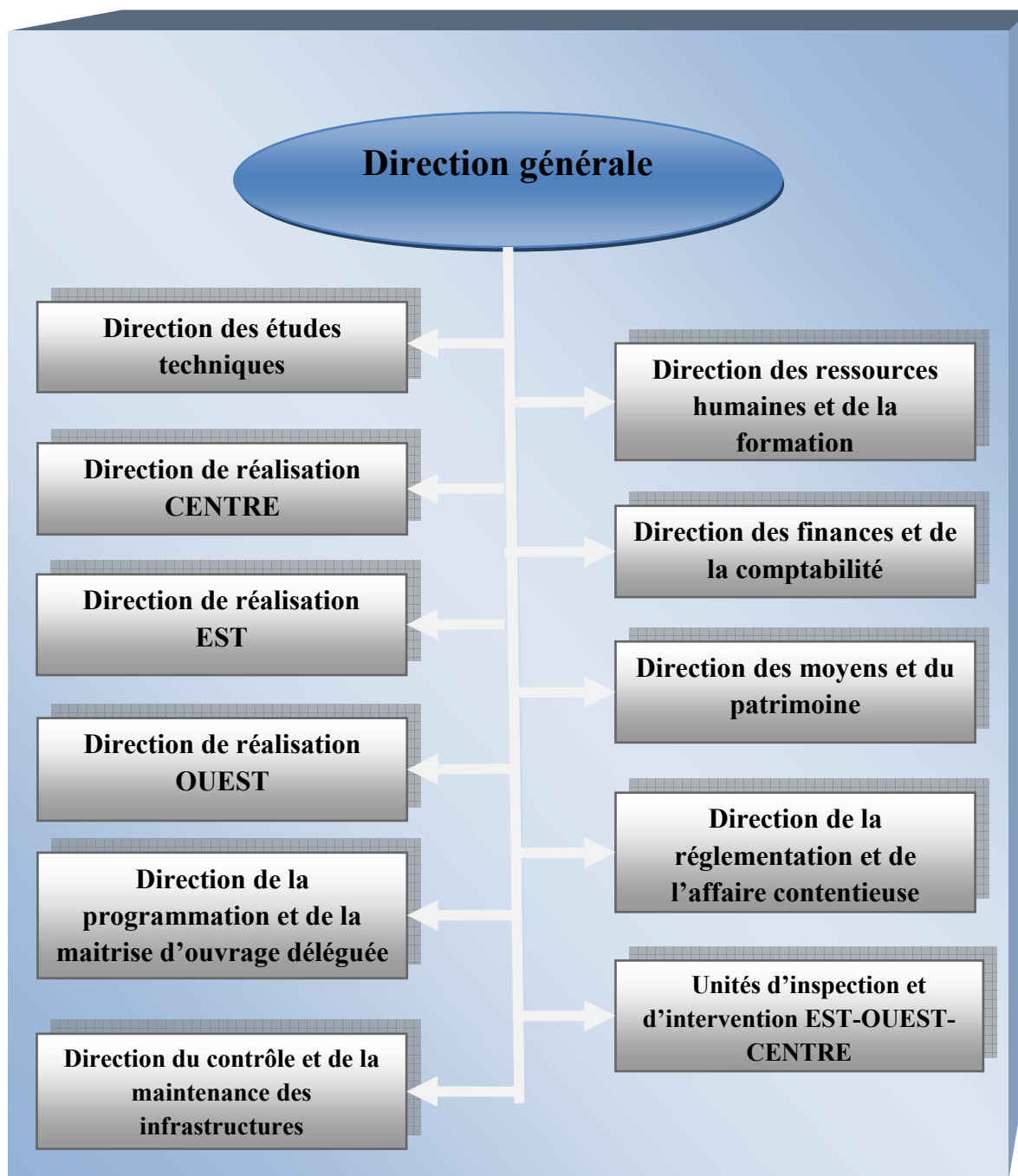
DUPONT.A. *Hydraulique Urbain, Tome 2 .* EYROLLES,1979.

P.PERNES. (2004). *Hydraulique unidimensionnelle partie 2.* Cemagref, Massy.

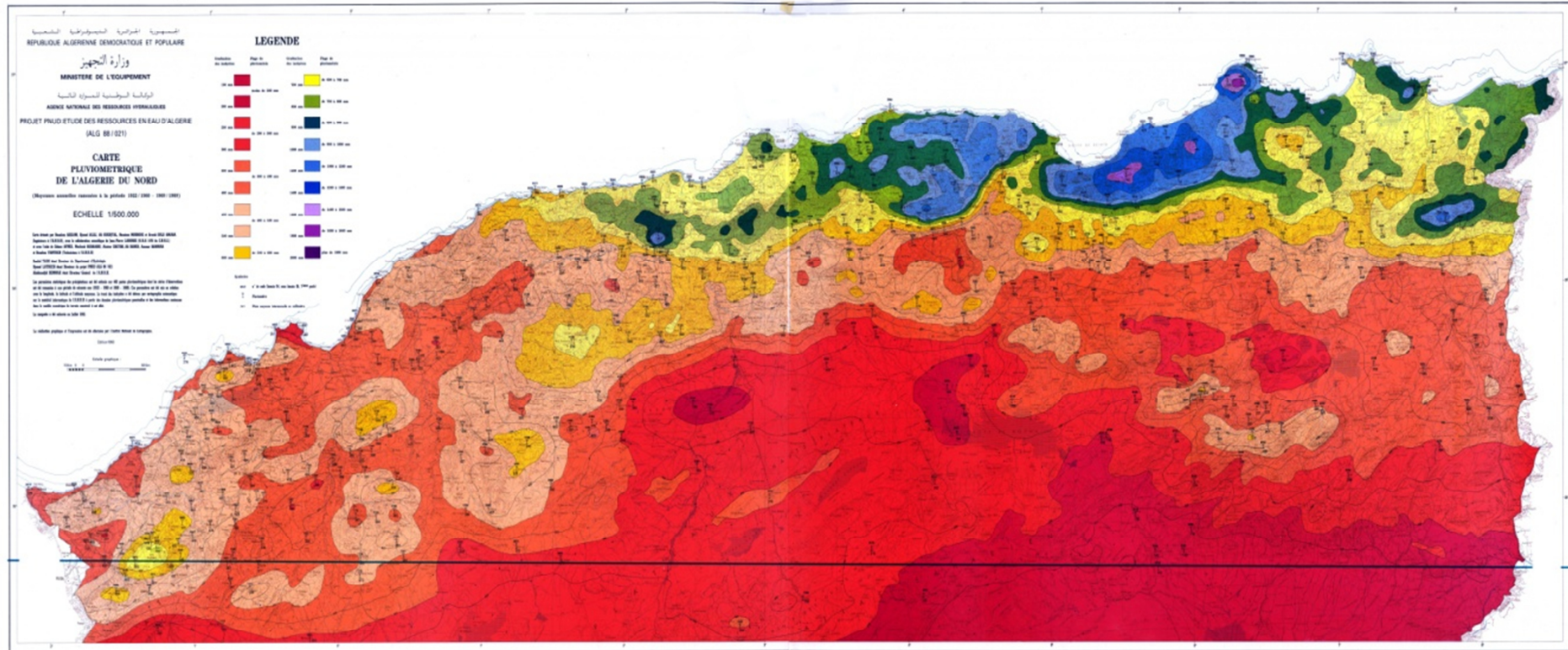
(2010). *REALISATION DE L'ETUDE D'ACTUALISATION DU PLAN NATIONAL DE L'EAU, Mission2, volet 4, Tome 1.*

SOUKEHAL, B. (2011). *La wilaya de Mila: Villages et problématique de l'alimentation en eau potable.* Faculte Des Sciences de la Terre. Université-Montouri-Constantine

VALIRON, F. (1990). *Gestion des eaux .* Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées .



Organigramme générale de l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts



Carte pluviométrique du l'ALGERIE de nord

Typologie Agglomérations /Strates de population

TYPOLOGIE AGGLOMERATIONS / STRATES DE POPULATION	
DESIGNATION	CARACTERISTIQUE
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE) :	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
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 unités d'habitation) < pop. ≤ 3.000 habitants
Rural éparsé :	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Coefficients de majoration « autres usages »

Unité : %	TAUX DE MAJORATION AUTRES USAGES			
	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
Eparsé	0	0	0	0

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Dimensionnement du réservoir ($R_{A.A}$) et ($R_{Tassala}$)

Heures	Apport %	Distribution %	surplus %	déficit %	Résidu %	
00-01	4,167	1,5	2,667	0,000		6,165
01-02	4,167	1,5	2,667	0,000		8,832
02-03	4,167	1,5	2,667	0,000		11,499
03-04	4,167	1,5	2,667	0,000		14,166
04-05	4,167	2,5	1,667	0,000		16,833
05-06	4,167	3,5	0,667	0,000		18,500
06-07	4,167	4,5	0	0,333		19,167
07-08	4,167	5,5	0	1,333		18,834
08-09	4,167	6,25	0	2,083		17,501
09-10	4,167	6,25	0	2,083		15,418
10-11	4,167	6,25	0	2,083		13,335
11-12	4,167	6,25	0	2,083		11,252
12-13	4,167	5	0	0,833		9,169
13-14	4,167	5	0	0,833		8,336
14-15	4,167	5,5	0	1,333		7,503
15-16	4,166	6	0	1,834		6,170
16-17	4,166	6	0	1,834		4,336
17-18	4,166	5,5	0	1,334		2,502
18-19	4,166	5	0	0,834		1,168
19-20	4,166	4,5	0	0,334		0,334
20-21	4,167	4	0,167	0,000	0	0,000
21-22	4,166	3	1,166	0,000	0,167	
22-23	4,166	2	2,166	0,000	1,333	
23-24	4,166	1,5	2,666	0,000	3,499	

Dimensionnement de la bache a eau de la station de pompage (SP1)

Heures	Apports %	Distribution %	surplus %	déficit %	Résidu %
00-01	5	5	0	0	5
01-02	5	5	0	0	5
02-03	5	5	0	0	5
03-04	5	5	0	0	5
04-05	5	5	0	0	5
05-06	5	5	0	0	5
06-07	5	5	0	0	5
07-08	5	5	0	0	5
08-09	5	5	0	0	5
09-10	5	5	0	0	5
10-11	5	5	0	0	5
11-12	5	5	0	0	5
12-13	5	5	0	0	5
13-14	5	5	0	0	5
14-15	5	5	0	0	5
15-16	5	5	0	0	5
16-17	0	5	0	5	0
17-18	0	0	0	0	
18-19	0	0	0	0	
19-20	0	0	0	0	
20-21	5	0	5	0	5
21-22	5	5	0	0	5
22-23	5	5	0	0	5
23-24	5	5	0	0	5

Dimensionnement de la bache a eau de la station de reprise (SR1) :

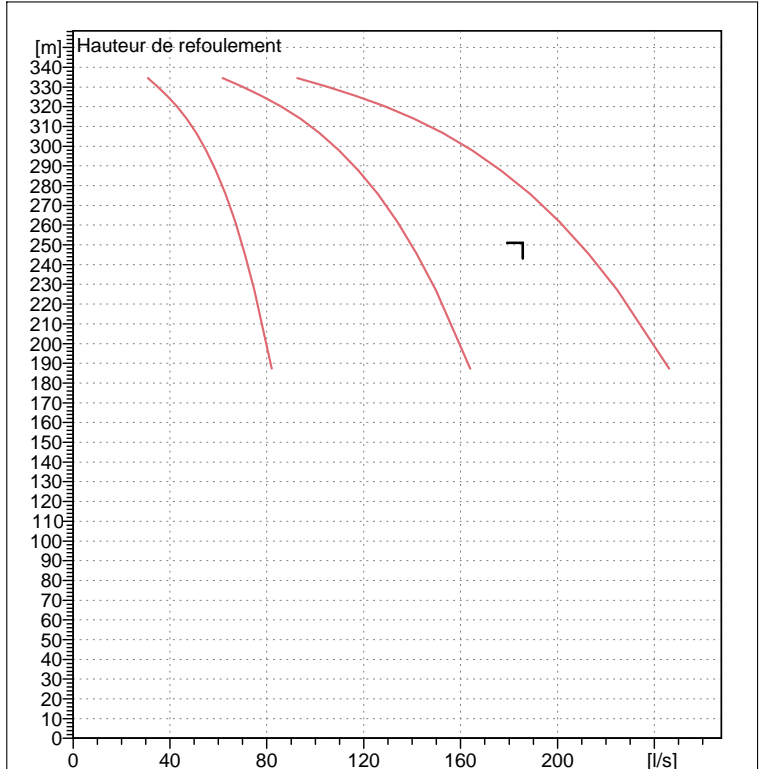
Heures	Apports %	Distribution %	surplus %	déficit %	Résidu %
00-01	5	5	0	0	5
01-02	5	5	0	0	5
02-03	5	5	0	0	5
03-04	5	5	0	0	5
04-05	5	5	0	0	5
05-06	5	5	0	0	5
06-07	5	5	0	0	5
07-08	5	5	0	0	5
08-09	5	5	0	0	5
09-10	5	5	0	0	5
10-11	5	5	0	0	5
11-12	5	5	0	0	5
12-13	5	5	0	0	5
13-14	5	5	0	0	5
14-15	5	5	0	0	5
15-16	5	5	0	0	5
16-17	5	5	0	0	5
17-18	0	5	0	5	0
18-19	0	0	0	0	
19-20	0	0	0	0	
20-21	0	0	0	0	
21-22	5	0	5	0	5
22-23	5	5	0	0	5
23-24	5	5	0	0	5
Total	100%	100%			

Dimensionnement de la bête a eau de la station de reprise (SR2) :

Heures	Apports %	Distribution %	surplus %	déficit %	Résidu %
00-01	5	5	0	0	5
01-02	5	5	0	0	5
02-03	5	5	0	0	5
03-04	5	5	0	0	5
04-05	5	5	0	0	5
05-06	5	5	0	0	5
06-07	5	5	0	0	5
07-08	5	5	0	0	5
08-09	5	5	0	0	5
09-10	5	5	0	0	5
10-11	5	5	0	0	5
11-12	5	5	0	0	5
12-13	5	5	0	0	5
13-14	5	5	0	0	5
14-15	5	5	0	0	5
15-16	5	5	0	0	5
16-17	5	5	0	0	5
17-18	5	5	0	0	5
18-19	0	5	0	5	0
19-20	0	0	0	0	
20-21	0	0	0	0	
21-22	0	0	0	0	
22-23	5	0	5	0	5
23-24	5	5	0	0	5
Total	100%	100%			0

PML 125/ 4 C	
Caractéristiques requises	
Débit	186 l/s
Hauteur de refoulement	251 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	64,3 l/s
Hauteur de refoulement	271 m
Puissance absorbée	218 kW
Rendement	77,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	376 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
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
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
Caractéristiques générales	
Poids	2120 kg

Matériaux	
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

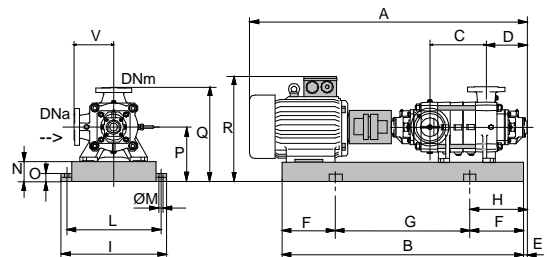


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2712
- B = 2180
- C = 445
- D = 337
- DNa = 150/PN8-25
- DNm = DN 125 (UNI PN40)
- E = 181
- F = 350
- G = 1480
- H = 531
- I = 870
- L = 820
- M = 22
- N = 180
- O = 50
- P = 460
- Q = 780
- R = 1090
- V = 320



Notes:

Date 26/05/2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

ملخص:

في هذا العمل، قمنا بإجراء دراسة إمدادات مياه الشرب للبلديات الشمالية لولاية ميلة (الشيقارة، ترعي باينان، اميرة اراس، و تسالة لمطاي) من سد بني هارون، وذلك لتوفير الجودة و الكمية لاحتياجات المستهلكين المتزايدة حتى عام 2049.

لتنفيذ هذه الدراسة قمنا بدراسة جميع الخطوات اللازمة لتحقيق أبعاد تصميم أفضل لشبكة إمدادات المياه الصالحة للشرب. و بعد تقديم مجال الدراسة، شرعنا في تقدير الاحتياجات الحالية و المستقبلية، و تصميم خطوط التزويد و أبعاد الخزانات، تليها دراسة فنية و اقتصادية.

و من اجل نقل المياه من النقاط المنخفضة إلى النقاط العالية، قمنا باختيار المضخات المناسبة لمحطات الاستعادة باستخدام دليل المضخات، و تصميم الشبكة باستخدام برنامج المحاكاة ابانات.

أخيرا نأمل أن يكون هذا العمل المتواضع بمثابة مشروع أولي.

الكلمات المفتاحية: تزويد مياه الشرب، المضخة، الخزانات، ابانات.

Résumé :

Ce présent travail consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable des communes déficitaires du nord de la wilaya de Mila; (Chigara, Terrai Bainen, Amira Arres et Tassala Lamtai) à partir du barrage Beni Haroun, afin de subvenir en qualité et en quantité aux besoins croissants des consommateurs jusqu'à l'horizon 2049.

Pour mener à bien cette étude, nous avons, étudié toutes les étapes nécessaires afin d'aboutir à une meilleur conception-dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable.

Au préalable, après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Par la suite, nous avons conçu et dimensionné les conduites d'adduction et les réservoirs suivie d'une étude technico-économique. Le transfert de l'eau des points bas vers les points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates à l'aide du catalogue des pompes.

En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné le réseau d'adduction à l'aide de logiciel de simulation EPANET.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir d'un avant-projet.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, pompe, Epanet.

Abstract:

This present work consists a study of a drinkable water supply for the deficit communes north of the wilaya of Mila more precisely: Chigara, Terrai Bainen, Amira Arres and Tassala Lamtai, from the Beni Haroun Dam, in order to provide quality and quantity for the growing consumer needs until 2049.

To carry out this study we have read up on all the necessary steps to achieve an effective design-sizing of a drinkable water supply network.

Beforehand, after presenting the study area we proceeded to an estimation of current and future needs. Subsequently, we designed and dimensioned the tanks and supply lines followed by a technical and economical study. Afterwards, we recommended an air tank in order to protect the discharge pipes against the water hammer phenomenon. Next to last, the transfer of water from low point to high points led us to choose the appropriate pumps using the pump catalog.

Next to last, we designed and sized the adduction network using the EPANET simulation software.

Finally, we hope that this modest work can serve as a preliminary project.

Keywords: drinkable water supply, adduction pump, distribution, EPANET