

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



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AIDALI Wassim

TIGHZER Lamine

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE:

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUDJELLIL (WILAYA DE BEJAIA)

Soutenu le 26 /06 /2016 devant le jury composé de :

- Président : **Mr LADJEL**
- Promoteur (s) : **Mr YAKOUBI**
- Examineur (s) : **Mr BRAKENI**

Année Universitaire : 2015/2016

Remerciements

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à :

Notre promoteur Mr YAKOUBI.M pour avoir accepté de nous encadrer, pour les précieux conseils qu'il nous a donné et pour tout le temps qu'il nous a accordé.

Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation d'hydraulicien.

Nous remercions également Mr DEHDOUH.N de nous avoir accueillis dans son établissement, pour son aide et ses conseils, ainsi que tous ses ingénieurs.

Nous tenons à remercier aussi les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

En fin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

*C'est avec un immense plaisir que j'ai l'honneur de
dédier ce modeste travail à :*

*Toute ma famille qui m'a toujours soutenue tout au
long de mon parcours d'étude.*

Tous ceux que j'aime.

Tous mes amis et camarades.

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à
l'élaboration de ce travail.*

SwassinS

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à:

-Ma mère

-Mon père

-Mes chers frères et sœurs

Toute la grande et la petite famille

-Mes amis

À toute la promotion 2016

LAMINE

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Température mensuelles moyennes, maximales et minimales Boudjellil.....	2
Tableau (I.2): Ressources en eau disponibles.....	3
Tableau (I.3):Ouvrages de stockage de Boudjellil.....	3
Tableau (I.4): RGPH 2008	4
Tableau (I.5): évaluation de la population future du chef-lieu.....	4
Tableau (I.6): évaluation de la population future de Douar Tigrin.....	5
Tableau (I.7): évaluation de la population future de Douar Tazmalt.....	5
Tableau (I.8): évaluation de la population future d'Aftis.....	5
Tableau (I.9): évaluation de la population future de Beni Mansour.....	5
Tableau (I.10): évaluation de la population future de Metchik.....	5
Tableau (I.11): évaluation de la population future de Ain el bir.....	5
Tableau (I.12): récapitulatif du nombre d'habitant actuel et futur.....	5
Tableau (I.13): Présentation des pourcentages de consommation.....	6
Tableau (I.14): besoin domestique actuel et futur du chef-lieu.....	6
Tableau (I.15): besoin domestique actuel et futur de Douar Tigrin.....	7
Tableau (I.16): besoin domestique actuel et futur de Douar Tazmalt.....	7
Tableau (I.17): besoin domestique actuel et futur d'Aftis.....	7
Tableau (I.18): besoin domestique actuel et futur de Beni Mansour.....	7
Tableau (I.19): besoin domestique actuel et futur de Metchik.....	7
Tableau (I.20): besoin domestique actuel et futur d'Ain el bir.....	7
Tableau (I.21): récapitulatif des besoins en eau du chef-lieu.....	8
Tableau (I.22): récapitulatif des besoins en eau de Douar Tigrine.....	8
Tableau (I.23): récapitulatif des besoins en eau de Douar Tazmalt.....	8
Tableau (I.24): récapitulatif des besoins en eau d'Aftis.....	8
Tableau (I.25): récapitulatif des besoins en eau de Beni Mansour.....	8
Tableau (I.26): récapitulatif des besoins en eau de Metchik.....	9
Tableau (I.27): récapitulatif des besoins en eau d'Ain el bir.....	9
Tableau (I.28): débit moyen journalier majoré pour le chef-lieu.....	9
Tableau (I.29): débit moyen journalier majoré pour Douar Tigrin.....	9
Tableau (I.30) : débit moyen journalier majoré pour Douar Tazmalt.....	9
Tableau (I.31): débit moyen journalier majoré pour Aftis.....	9
Tableau (I.32) : débit moyen journalier majoré pour Beni Mansour.....	10
Tableau (I.33): débit moyen journalier majoré pour Metchik.....	10
Tableau (I.34): débit moyen journalier majoré pour Ain el bir.....	10
Tableau (I.35): débit maximum journalier pour le chef-lieu.....	10
Tableau (I.36): débit maximum journalier pour Douar tigrin.....	11
Tableau (I.37): débit maximum journalier pour Douar Tazmalt.....	11
Tableau (I.38) : débit maximum journalier pour Aftis.....	11
Tableau (I.39) : débit maximum journalier pour Beni Mensour.....	11
Tableau (I.40) : débit maximum journalier pour Metchik.....	11
Tableau (I.41) : débit maximum journalier pour Ain el bir.....	11
Tableau (I.42) : débit minimum journalier pour le chef-lieu.....	12

Tableau (I.43) : débit minimum journalier pour Douar Tirgin.....	12
Tableau (I.44) : débit minimum journalier pour Douar Tazmalt.....	12
Tableau (I.45) : débit minimum journalier pour Aftis.....	12
Tableau (I.46): débit minimum journalier pour Beni mensour.....	12
Tableau (I.47) : débit minimum journalier pour Metchik.....	12
Tableau (I.48) : débit minimum journalier pour Ain el bir.....	13
Tableau (I.49) : Variation de Q_{max} en fonction du nombre de la population.....	13
Tableau (I.50) : consommation horaire maximale.....	14
Tableau (I.51) : bilan ressources-besoins.....	14
Tableau (II.1) : Dimensionnement du Réservoir Boudjellil.....	20
Tableau (II.2) : Dimensionnement du Réservoir Beni ouhdane.....	22
Tableau (II.3) : Dimensionnement du Réservoir Hamda.....	23
Tableau (II.4): Dimensionnement du Réservoir Taourirth.....	25
Tableau (II.5) : Dimensionnement du Réservoir Ain Dassen.....	26
Tableau (II.6): Dimensionnement du Réservoir Aftis.....	27
Tableau (II.7): Dimensionnement du Réservoir Beni Mansour.....	29
Tableau (II.8): Dimensionnement du Réservoir Metchik.....	30
Tableau (II.9): Dimensionnement du Réservoir Ain el bir.....	31
Tableau (III.1) : prix des conduites.....	37
Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales.....	38
Tableau (III.3) : Calcul de la Hmt.....	39
Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation.....	39
Tableau (III.5) : Calcul des frais d'amortissement	39
Tableau (III.6) : Calcul du bilan	39
Tableau (III.7) : Calcul de la Hmt.....	40
Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation.....	40
Tableau (III.9) : Calcul des frais d'amortissement	40
Tableau (III.10) : Calcul du bilan.....	40
Tableau (III.11) : Calcul des pertes de charge totales.....	40
Tableau (III.12) : Calcul de la Hmt.....	41
Tableau (III.13) : Calcul des frais d'exploitation.....	41
Tableau (III.14) : Calcul des frais d'Amortissement.....	41
Tableau (III.15) : Calcul du bilan.....	41
Tableau (III.16) : Calcul de la Hmt.....	42
Tableau (III.17) : Calcul des frais d'exploitation.....	42
Tableau (III.18) : Calcul des frais d'Amortissement.....	42
Tableau (III.19) : Calcul du bilan.....	42
Tableau (III.20) : Calcul des pertes de charge totales.....	43
Tableau (III.21) : Calcul de la Hmt.....	43
Tableau (III.22) : Calcul des frais d'exploitation.....	44
Tableau (III.23) : Calcul des frais d'Amortissement.....	44
Tableau (III.24) : Calcul du bilan.....	44
Tableau (III.25) : Calcul de la Hmt.....	44
Tableau (III.26) : Calcul des frais d'exploitation.....	44

Tableau (III.27) : Calcul des frais d' Amortissement.....	45
Tableau (III.28) : Calcul du bilan.....	45
Tableau (III.29) : Calcul de la Hmt.....	45
Tableau (III.30) : Calcul des frais d'exploitation.....	45
Tableau (III.31) : Calcul des frais d' Amortissement.....	45
Tableau (III.32) : Calcul du bilan.....	46
Tableau (III.33) : Calcul de la Hmt.....	46
Tableau (III.34) : Calcul des frais d'exploitation.....	46
Tableau (III.35) : Calcul des frais d' Amortissement.....	46
Tableau (III.36) : Calcul du bilan.....	46
Tableau (III.37) : Calcul de la Hmt.....	47
Tableau (III.38) : Calcul des frais d'exploitation.....	47
Tableau (III.39) : Calcul des frais d' Amortissement.....	47
Tableau (III.40) : Calcul du bilan.....	47
Tableau (III.41) : Calcul de la Hmt.....	48
Tableau (III.42) : Calcul des frais d'exploitation.....	48
Tableau (III.43) : Calcul des frais d' Amortissement.....	48
Tableau (III.44) : Calcul du bilan.....	48
Tableau (III.45) : Calcul de la Hmt.....	49
Tableau (III.46) : Calcul des frais d'exploitation.....	49
Tableau (III.47) : Calcul des frais d' Amortissement.....	49
Tableau (III.48) : Calcul du bilan.....	49
Tableau (III.49) : récapitulatif des diamètres pour chaque conduite.....	50
Tableau (IV.1).Récapitulatif des caractéristiques des stations de pompages.....	74
Tableau(V.1) : les valeurs numériques du coup de bélier dans les conduites de refoulement..	77
Tableau(V.2) : les valeurs numériques du coup de bélier dans le système gravitaire.....	81
Tableau(V.3) :les valeurs numériques du coup de bélier après le temps de fermeture de la vanne.....	81
Tableau (VI.1) : fonctions des raccords.....	85
Tableau(VI.2).débit en route pour chaque tronçon.....	87
Tableau(VI.3).diamètre et vitesse de chaque tronçon.....	88
Tableau(VI.4).débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions.....	89

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1): Situation géographique de Boudjellil.....	02
Figure (II.1): Le schéma de la conduite d'adduction.....	16
Figure (II.2): Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange.....	17
Figure (II.3): Le schéma de la conduite de distribution.....	17
Figure (II.4): Le schéma de la conduite du by-pass.....	18
Figure (II.5): système à deux prises	18
Figure (II.6): système à siphon.....	19
Figure (IV.1): Courbes caractéristiques d'une pompe.....	51
Figure(IV.2): point de fonctionnement de la pompe.....	56
Figure (IV.3): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise1 Boudjellil	58
Figure (IV.4): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise2 Boudjellil	60
Figure (IV.5): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Douar Tigrin....	61
Figure(IV.6): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise1 Douar Tazmal.	63
Figure (IV.7): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 2 Douar Tazmal.	65
Figure (IV.8): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ain el bir vers Ain el bir.....	68
Figure (IV.9): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ain el bir vers Beni Mensour.....	69
Figure (IV.10): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ain el bir Metchik.....	71
Figure (IV.11): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Metchik.....	73
Figure (VI.1).Réseau ramifié.....	83
Figure (VI.2).Réseau maillé	83
Figure (VI.3).schéma du Réseau de distribution Aftis.....	85
Figure (VI.4).schéma du réseau de distribution d'Aftis après simulation.....	91

LISTE DES SYMBOLES

- A** : L'amortissement annuel (Annuité).
a: La célérité de l'onde (m/s).
BL : Le bilan en (DA).
B : La valeur du coup de bélier (m).
B_{max} : La valeur du coup de bélier (m).
C_{pi} : Côte piézométrique au point (i).
C : Coefficient de perte de charge de la tuyère.
C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme.
CTN : Côte Terrain Naturel en (m).
CTP : Côte Trop Plein en (m).
D : Diamètre du tuyau en m.
DN : diamètre normalisé.
D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m).
D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m).
d: Diamètre de la tuyère (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e: Epaisseur de la conduite (mm).
g: Accélération de la pesanteur en (m/s²).
Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
Hg : Hauteur géométrique en (m).
Hmt: La hauteur manométrique totale (m).
H₀: Pression absolue de la conduite (m).
i : Taux d'annuité (%).
J : Pertes de charge par frottement en (m/ml).
Jasp : Perte de charge à l'aspiration en (m).
Jref : Perte de charge au refoulement en (m).
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K_{max,j}: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min,j}: Coefficient d'irrégularité minimal.
K_{max,h}: Coefficients de variation de consommation maximum horaire.
K_{min,h}: Coefficients de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m: Coefficient de rognage.
N_i: Nombre de consommateurs.
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 34 ans).
(NPSH)_a : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m).
(NPSH)_r : la charge nette minimale requise à l'aspiration (m);
P : Population de l'horizon considéré.
P₀ : Population de l'horizon de référence.
P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
P_e : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
P_u : le prix unitaire de la conduite (DA/ml).
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
Q : débit refoulé dans la conduite en (m³/s).
Q_{max,h} : Débit entrant dans la station (m³/h).

- $Q_{\max,j}$** : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j).
 $Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m^3/j).
 $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/j).
 $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).
 Q_r : Débit en route (l/s).
 Q_{sp} : Débit spécifique en ($l/s/m$).
 Q_i : Débit au nœud i (l/s).
 q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en ($l/j/cons$).
 Re : Nombre de Reynolds.
 r : Le pourcentage de rognage.
 S : Section de la conduite.
 T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
 T_p : Nombre d'heure de pompage (h).
 t : Taux d'accroissement.
 U_0 : Volume d'air initial.
 U_{\max} : Volume max de l'air dans la cloche.
 U_{\min} : Volume min de l'air dans la cloche.
 V : Vitesse d'écoulement en (m/s).
 V_f : Vitesse finale choisie.
 V_{\max} : Volume maximal de stockage (m^3).
 V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3).
 V_{tot} : Volume total du réservoir d'air (m^3).
 Z : Pression dans le réservoir d'air.
 Z_0 : Pression absolue.
 α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
 β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau.
 γ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%).
 ρ : Masse volumique de l'eau.
 η : Rendement de la pompe en % .
 ΔH : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
 ξ : Coefficient de pertes de charge.

Sommaire

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation du site et Estimation des besoins

I.1. Présentation du site	2
I.1.1.Situation géographique	2
I.1.2.Situation topographique	2
I.1.3.Situation hydrographique.....	2
I.1.4.Situation climatique	2
I.1.4.1.Température	2
I.1.5.Situation hydraulique	2
I.1.5.1.Ressources en eau	2
I.1.5.2.Systèmes d'alimentation en eau potable	3
I.1.5.3.Ouvrages de stockage.....	3
I.1.6.Situation démographique	3
I.2.1. Estimation de la population future.....	4
I.2.2.Détermination des besoins en eau.....	5
I.2.2.1.Normes de consommation.....	5
I.2.3.Détermination de la consommation moyenne journalière.....	6
I.2.3.1.Détermination de la consommation moyenne journalière domestique	6
I.2.3.2. Consommation moyenne journalière des industries et équipements.....	7
I.2.4.Majoration de la consommation moyenne journalière.....	9
I.2.5.Variation de la consommation journalière	10
I.2.5.1.La consommation maximale journalière	10
I.2.5.2.Consommation minimale journalière	11
I.2.6.Variation de la consommation horaire	13
I.3.Bilan entre les ressources et les besoins.....	14
I.4.Conclusion	14

CHAPITRE II : Les Réservoirs

II.1. Généralités.....	15
II.2.Classification des réservoirs	15

II.3.Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs	15
II.3.1.La durabilité.....	15
II.3.2.Etanchéité	16
II.3.3.Résistance	16
II.3.4.Entretien de l'ouvrage.....	16
II.4.Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude.....	16
II.4.1.L'implantation	16
II.4.2.Choix du type de réservoir.....	16
II.4.3.Equipements des réservoirs	16
II.5.Calcul de la capacité des réservoirs	19
II.5.1.Détermination de la valeur de p.....	19
II.5.2.Volume total du réservoir	20
II.6. Dimensionnement des réservoirs	20
II.6.1.Dimensionnement du réservoir de Boudjellil (Chef- Lieu)	20
II.6.2.Dimensionnement des bâches d'eau des stations de reprises 1 et 2 du chef lieu.....	21
II.6.3.Dimensionnement du réservoir de Douar Tigrin	21
Le réservoir de Hamda d'une capacité de 75 m ³ qui va alimenter les parties Hamda, Tigrin, la crête.	21
II.6.3.1.Dimensionnement du réservoir Beni ouhdan.....	21
II.6.3.2.Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise de Douar Tigrin.....	23
II.6.3.3.Dimensionnement du réservoir de Hamda.....	23
II.6.4.Dimensionnement des stations de reprises 1 et 2 de Douar Tazmalt.....	24
II.6.5.Dimensionnement du réservoir Douar Tazmat	24
II.6.5.1.Vérification de la capacité du réservoir Taourirth	24
II.6.5.2.Vérification de la capacité du réservoir d'Ait Dassen.....	26
II.6.6.Dimensionnement du réservoir Aftis	27
II.6.7.Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Ain el Bir	28
II.6.8.Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Metchik	28
II.6.9.Dimensionnement du reservoir Beni mensour.....	28
II.6.10.Dimensionnement du réservoir Metchik.....	29
II.6.11.Dimensionnement du réservoir Ain el bir.....	31
II.7.conclusion.....	32

CHAPITRE III : Adduction

III.1. Généralités.....	33
III.1.1. Adduction gravitaire.....	33
III.1.2. Adduction par refoulement.....	33
III.1.3. Adduction mixte.....	33
III.2. Choix du tracé.....	33
III.3. Etude Technico-économique de l'adduction.....	34
III.3.1. Détermination du diamètre.....	34
III.3.2. Calcul de la vitesse.....	34
III.3.3. Calcul des pertes de charge.....	34
III.3.3.1. Les pertes de charge linéaires (H L).....	34
III.3.3.2. Pertes de charge singulières (Hs).....	35
III.3.3.3. Pertes de charge totales (Ht).....	35
III.4. Calcul Hydraulique.....	35
III.4.1. la hauteur manométrique totale.....	35
III.4.2. Puissance de la pompe.....	36
III.4.3. Energie consommée par la pompe.....	36
III.4.4. Frais d'exploitation.....	36
III.4.5. Frais d'amortissement.....	36
III.4.6. Calcul du bilan.....	37
III.5. Prix des conduites.....	37
III.6. Equipement de l'adduction [8].....	37
III.6.1. Vannes d'isolement et de décharge.....	37
III.6.2. Ventouses.....	37
III.6.3. Clapets.....	38
III.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons.....	38
III.7.1. Calcul du tronçon réservoir Boudjellil-station de reprise 1 Boudjellil.....	38
III.7.2. Calcul du tronçon station de reprise 1-station de reprise 2 Boudjellil.....	38
III.7.3. Calcul du tronçon station de reprise 2-réservoir Beni ouhdan.....	39
III.7.4. Calcul du tronçon réservoir Beni ouhdan-station de reprise 3.....	40
III.7.5. Calcul du tronçon station de reprise 3 – réservoir Hamda.....	41
III.7.6. Calcul du tronçon station de reprise 1 Douar tazmalt – station de reprise 2 Douar Tazmalt.....	42
III.7.7. Calcul du tronçon station de reprise 2 Douar tazmalt – Aftis.....	42
III.7.8. Calcul du tronçon station de reprise 2 Douar tazmalt – nœud A.....	43
III.7.9. Calcul du tronçon nœud A – réservoir Taourirt.....	44

III.7.10. Calcul du tronçon nœud A – réservoir Ait dassen.....	45
III.7.11. Calcul du tronçon station de reprise Ain el bir – réservoir Ain el Bir.....	46
III.7.12. Calcul du tronçon station de reprise Ain el bir – réservoir Beni Mensour.....	47
III.7.13. Calcul du tronçon station de reprise Ain el bir – station de reprise Metchik.....	47
III.7.14. Calcul du tronçon station de reprise Metchik – réservoir Metchik.....	48
III.8.conclusion.....	50

CHAPITRE IV : Les Pompes

IV.1. Généralités.....	51
IV. 2. Courbe Caractéristique d'une pompe.....	51
IV. 3. Choix de la pompe.....	52
IV.4. Différents types de pompes.....	52
IV.5. Caractéristiques des pompes.....	52
IV.5.1. Hauteur manométrique.....	52
IV.5.2. La vitesse de rotation.....	52
IV.5.3. La puissance.....	53
IV.5.4. Le rendement.....	53
IV.5.5. Point de fonctionnement.....	53
IV.5.5.1. Caractéristique d'un réseau hydraulique.....	53
IV.5.5.2. Point de fonctionnement d'une pompe.....	53
IV.6. choix du point de fonctionnement.....	54
IV.6.1. Première Variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	54
IV.6.2. Deuxième Variante : Régulation par étouffement (vannage).....	54
IV. 6. 3. Troisième Variante : Rognage de la roue de la pompe.....	54
IV.6.4. Quatrième Variante : Variation de la rotation.....	55
IV.6.5. Cinquième variante : Couplage des pompes.....	55
IV.6.5.1. Couplage en parallèle.....	55
IV.6.5.2. Couplage en série.....	56
IV.7. La cavitation.....	56
IV.8. Choix du type des pompes pour les différentes stations.....	57
IV.8.1.station de reprise 1 Boudjellil.....	57
IV.8.1.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	58
IV.8.1.2 Vérification de la cavitation.....	59
IV.8.2. station de reprise 2 Boudjellil.....	59

IV.8.2.1 Vérification de la cavitation	60
IV.8.3. station de reprise Dour tigrine.....	60
IV.8.3.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	61
IV.8.3.2. Vérification de la cavitation	62
IV.8.4. station de reprise 1 Dour Tazmalt	62
IV.8.4.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	63
IV.8.4.2. Vérification de la cavitation	64
IV.8.5. station de reprise 2 Dour Tazmalt	64
IV.8.5.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	65
IV.8.5.2. Vérification de la cavitation.....	66
IV.8.6. station de reprise Ain el bir vers réservoir Ain el bir	66
IV.8.6.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	67
IV.8.6.2. Vérification de la cavitation	68
IV.8.7. station de reprise Ain el bir vers Beni mensour.	68
IV.8.7.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	69
IV.8.7.2. Vérification de la cavitation	70
IV.8.9. station de reprise Ain el bir vers station de reprise metchik.....	70
IV.8.9.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	71
IV.8.9.2. Vérification de la cavitation	72
IV.8.10. station de reprise Metchik	72
IV.8.10.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	73
IV.8.10.2 Vérification de la cavitation.....	74
IV.9. Conclusion.....	74

CHAPITRE V : Protection des conduites

V.1. Généralités.....	75
V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	75
V.3. Valeurs numériques du coup de bélier	75
V.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	77
V.4.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement.....	77
V.4.1.1. Interprétation des résultats	78
V.4.1.2. Calcul du réservoir d'air	78
V.4.2. Calcul des valeurs de coup de bélier dans les tronçons gravitaires	81

V.5. Conclusion.....	82
----------------------	----

CHAPITRE VI : Distribution

VI.1. Généralités.....	83
VI.2. classification des réseaux	83
VI.2.1. Réseau ramifié.....	83
VI.2.2. Réseau maillé	83
VI.2.3. Réseau combiné	83
VI.2.4. Réseau étagé.....	84
VI.3. Choix du type des conduites.....	84
VI.4. Equipement du réseau de distribution	84
VI.4.1. Les canalisations	84
VI.4.2. Organes accessoires	84
VI.4.3. Les raccords	84
VI.5. Choix du réseau à adopter	85
VI.5.1. schéma de notre réseau.....	85
VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	85
VI.6.1. Déterminer les débits du réseau	86
VI.6.1.1. Débit spécifique.....	86
VI.6.1.2. Débit en route	86
VI.6.1.3. Débit transite.....	86
VI.6.1.4. Débit calculé	86
VI.6.2. Calcul des pressions de service du réseau.....	86
VI.7. Dimensionnement du réseau	86
VI.8. Modélisation du réseau	90
VI.9. Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie	92
VI.10.conclusion	92
Conclusion Générale	93

Introduction
Générale

Introduction Générale

Depuis leur existence, les êtres humains ont été très sensibles à la question de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux pour leur physiologie, sachant que le corps humain contient 70% d'eau. S'il perd 2% de cette eau, c'est la soif ; s'il en perd 8%, c'est la déshydratation. Cela permet d'évaluer l'importance de l'eau pour l'existence de toute vie. D'ailleurs, on dit que l'eau c'est la vie ! Tant que l'humanité ne s'est pas sédentarisée, le problème de l'eau se limitait à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivière, source...). Cependant, avec l'apparition des collectivités de plus en plus importantes, c'est-à-dire, la naissance de cités, l'urbanisation éloignait la population du milieu naturel et restreignait la diversité des sources d'approvisionnement, le besoin d'apporter cette eau à portée de main s'est alors fait sentir.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre travail de mémoire.

La commune de Boudjellil dispose d'un réseau d'alimentation en eau potable qui est approvisionné à partir de ressources hydriques existantes qui sont essentiellement composées de puits, sources et forages. Néanmoins, le problème du manque d'eau potable est dû essentiellement à :

- Les puits et les sources qui débitent très peu.
 - Les points d'eau sont insignifiants et presque à sec durant les périodes estivales.
- Ajouter à cela les fuites importantes, la vétusté du réseau existant, l'accroissement démographique et l'extension que connaît la commune [4].

Face à tous ces problèmes, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Béjaia a décidé de lancer un nouveau projet qui va permettre l'alimentation de la commune à partir du barrage de Tichy-haf.

Pour cela notre étude sera menée comme suit:

Dans le premier chapitre, nous commencerons par la présentation du site. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau aux divers horizons ; actuel, moyen et long terme. Pour finir nous établirons un bilan (ressources/besoins).

Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs et des bâches à eau.

Dans le troisième chapitre, nous ferons une étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction.

Le choix des pompes pour les différentes stations de pompage fera l'objet du quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre sera consacré à l'étude de la protection des conduites contre le coup de bélier.

On terminera avec l'étude du réseau de distribution d'Aftis et une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation géographique

Boudjellil est une commune du sud-ouest de la wilaya de Bejaia, elle s'étend sur une superficie de 99.85 km² pour une densité de 115 hab/km². La commune est située à la frontière de la wilaya de Bouira et la wilaya de Bordj Bou Arreridj [1].



Figure (I.1): situation géographique de Boudjellil.

I.1.2. Situation topographique

Son relief est constitué de deux types morphologiques à savoir: montagneux caractérisé par de fortes pentes et semi-montagneux (plaines) caractérisé par de faibles pentes [1].

I.1.3. Situation hydrographique

Selon le débit véhiculé par les cours d'eau, on distingue deux types de ces derniers : Les cours d'eau principaux (oued sahel et merighe), sont alimentés à partir des petits oueds. Ils prennent leurs ressources sur les hauteurs des montagnes et s'orientent vers la mer. Les alluvions de ces derniers constituent des nappes phréatiques importantes et accessibles. Les cours d'eau secondaires, constituent la quasi-totalité du réseau hydrographique de la commune [2].

I.1.4. Situation climatique

Le climat est de type méditerranéen à période estivale sèche, appartenant à l'étage bioclimatique suburbain inférieur à la limite du semi-aride, avec une pluviométrie moyenne annuelle de 380mm par an, favorisant les essences thermophiles, telle que le pin d'alpe et le chêne vert [3].

I.1.4.1. Température

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau (I.1): Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales (selon la direction d'hydraulique de Tazmalt)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenn e
Tmoy	8,6	9,2	10,6	13,0	16,8	22,1	26,1	26,4	22,5	17,5	12,6	9,8	16,3
Tmax	17,1	18	21,3	23,1	28,2	33,3	38,7	39,8	37,1	28,4	24,9	22,3	39,8
Tmin	1,4	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4	1,4

Les mois les plus chauds sont juin, juillet, août et septembre où la température moyenne varie entre 22,1°C et 26,4°C. Les mois les plus froids sont décembre, janvier et février où la température moyenne varie entre 8,6°C et 9,8°C

I.1.5.Situation hydraulique

I.1.5.1.Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont dispose la commune étudiée sont données dans le tableau suivant [4] :

Tableau (I.2) : Ressources en eau disponibles.

	Nombre	Q _{total} (l/s)
Puits	01	07
Sources	02	02
Forages	06	79

I.1.5.2.Systèmes d'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable dans la commune de Boudjellil se fait principalement par des chaînes de refoulement depuis des forages implantés en rive gauche de la vallée de l'oued Sahel, ce qui nécessite des traversées d'oued au niveau de chaque chaîne [4] :

I.1.5.3.Ouvrages de stockage

Les ouvrages de stockage de la commune de Boudjellil sont représentés dans le tableau suivant [4] :

Tableau (I.3): Ouvrages de stockage.

Lieu	Capacité (m3)	Observation
Chef lieu	2*75	Semi-enterré
Chef lieu	500	Semi-enterré
Beni ouidane	100	Semi-enterré
Hamda	75	Semi-enterré
Aftis	150	Semi-enterré
Larbaatakdimt	300	Semi-enterré
Ait dassen	150	Semi-enterré
Ait dassen	300	Semi-enterré
Beni Mansour	200	Semi-enterré
Metchik	75	Semi-enterré
Metchik	100	Semi-enterré
Aafir	100	Semi-enterré
Aafir	150	Semi-enterré
Taourirt	100	Semi-enterré
Ain El Bir	50	Semi-enterré
/	2430	/

I.1.6.Situation démographique

Selon les renseignements recueillis auprès des services de l'APC de la région d'étude (le RGPH réalisé en 2008), le nombre d'habitants de Boudjellil est de **13936** habitants.

I.2. Estimation des besoins en eau

Compte tenu de l'évolution démographique de la population et de l'amélioration du niveau de vie ainsi que l'extension des agglomérations de la commune, l'estimation du nombre d'habitants ainsi que les différents besoins en eau, aux divers horizons s'avèrent nécessaire.

I.2.1. Estimation de la population future

L'estimation de la population ainsi que les besoins en eau de la population à desservir, sont calculés sur la base du recensement démographique de 2008 (RGPH).

Le nombre d'habitants de l'année 2008 est donné dans le tableau suivant :

Tableau (I.4): RGPH 2008.

Localité	Nombre d'habitants
Chef lieu	4362
Douar Tigrin	685
Douar Tazmalt	3256
Aftis	1863
Beni Mensour	2544
Metchik	378
Ain el Bir	848

Pour estimer la population future à l'horizon du projet, soit 34 ans (à partir de l'année d'étude), on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P = P_r(1 + T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : Population à l'horizon considéré.
- Pr : Population de l'année de référence (2008).
- n : Nombre d'années séparant les deux (02) horizons considérés.
- T : Taux d'accroissement annuel de la population en (%).

Pour les différents horizons pris en compte dans notre étude, les taux d'accroissement pour les communes étudiées sont [4] :

- court terme (2008 -2016) : T = 1.14 %.
- moyen terme (2016-2030) : T = 1.2 %.
- long terme (2030-2050) : T = 1.1 %.

En se basant sur la relation(I.1), les différentes populations des localités de la commune de Boudjellil sont données dans les tableaux ci- dessous :

Tableau (I.5): évaluation de la population future du chef lieu.

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	4362	4777	5645	7025

Tableau(I.6):évaluation de la population future de Douar Tigrin.

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	685	751	887	1104

Tableau (I.7): évaluation de la population future de Douar Tazmalt

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	3256	3565	4214	5247

Tableau (I.8):évaluation de la population future d'Aftis

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	1863	2040	2411	3001

Tableau (I.9): évaluation de la population future de Beni Mansour

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	2544	2786	3292	4097

Tableau (I.10) : évaluation de la population future de Metchik

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	378	414	490	609

Tableau (I.11) : évaluation de la population future de Ain el bir

Horizon	2008	2016	2030	2050
Population	848	929	1098	1366

Le nombre d'habitants pour les différents horizons dans les villages de Boudjelil est donné dans le tableau suivant :

Tableau (I.12): récapitulation du nombre d'habitant futur

Horizon	2008	2016	2030	2050
Chef lieu	4362	4777	5645	7025
Douar Tigrin	685	751	887	1104
Douar Tazmalt	3256	3565	4214	5247
Atis	1863	2040	2411	3001
Beni Mansour	2544	2786	3292	4097
Metchik	378	414	490	609
Ain el bir	848	929	1098	1366

I.2.2.Détermination des besoins en eau

Afin de déterminer les besoins en eau d'une agglomération, on doit estimer tous les besoins existants, à savoir : domestiques, administratifs, commerciaux et Industriels.

I.2.2.1. Normes de consommation

A. Norme de consommation domestique

La norme de consommation en eau dépend du nombre, du confort et des habitudes de la population à desservir. Dans notre cas, on prend une norme de 200 l/j/habitant

B. Normes de consommation pour les autres catégories

Suite au manque de données relatives au nombre d'effectif par service, on s'est référé au plan national de l'eau retenu aux pourcentages de la demande domestique.

Le tableau ci-dessous représente les pourcentages de la consommation pour différentes agglomérations.

Tableau (I.13) : Présentation des pourcentages de consommation

Type d'agglomérations	Administration (%)	Commerce(%)	Industriel(%)
Métropole National	30	15	10
Métropole Régional	20	10	10
Agglomération urbaine	15	08	10
Agglomération rurale	10	05	05
Agglomération semi rurale	05	03	02

Donc à partir du débit moyen journalier domestique et à base de ces pourcentages de consommation on déduit les autres besoins en eau.

I.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

I.2.3.1. Détermination de la consommation moyenne journalière domestique

La consommation moyenne journalière se détermine à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière en (l/j).
- q : Dotation moyenne journalière en (l/j/hab).
- N : Nombre d'habitants.

Tableau (I.14) : besoin domestique actuel et futur du chef lieu.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	$Q_{\text{moy.j}}$ (l/j)
2016	4777	150	654300
2030	5645	200	1129000
2050	7025	200	1405000

Tableau (I.15): besoin domestique actuel et futur de Douar Tigrin.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Q _{moy.j} (l/j)
2016	285	150	102750
2030	887	200	177400
2050	1104	200	220800

Tableau (I.16): besoin domestique actuel et futur de Douar Tazmalt.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Q _{moy.j} (l/j)
2016	3256	150	488400
2030	4214	200	842800
2050	5244	200	1048800

Tableau (I.17): besoin domestique actuel et futur d'Aftis.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Q _{moy.j} (l/j)
2016	1863	150	279450
2030	2411	200	482200
2050	3001	200	600200

Tableau (I.18): besoin domestique actuel et futur de Beni Mansour.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Q _{moy.j} (l/j)
2016	2544	150	381600
2030	3292	200	658400
2050	4097	200	819400

Tableau (I.19): besoin domestique actuel et futur de Metchik.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Q _{moy.j} (l/j)
2016	378	150	56700
2030	490	200	98000
2050	609	200	121800

Tableau (I.20): besoin domestique actuel et futur d'Ain el bir.

Année	Nombre d'habitants	Dotation (l/j)	Q _{moy.j} (l/j)
2016	848	150	127200
2030	1098	200	219600
2050	1366	200	273200

I.2.3.2. Consommation moyenne journalière des industries et équipements

A base des pourcentages présentés dans le tableau (I.14), on détermine les autres besoins :

$$Q_i = Q_{\text{moy.j.d}} * P \% \quad (\text{I.3})$$

Avec :

Q_i : consommation moyenne journalière des autres secteurs.

Q_{moy.j.d} : consommation moyenne journalière domestique.

Tableau (I.21) : récapitulatif des besoins en eau du chef lieu.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administratifs (l/j)	Q commerciaux (l/j)	Q industriels (l/j)	Total (l/j)
2016	654300	98145	52344	65430	870219
2030	1129000	199350	90320	112900	1501570
2050	1405000	210750	112400	140500	1868650

Tableau (I.22) : récapitulatif des besoins en eau de Douar Tigrin.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administratifs (l/j)	Q commerciaux (l/j)	Q industriels (l/j)	Total (l/j)
2016	102750	10275	5137.5	5137.5	123300
2030	177400	17740	8870	8870	212880
2050	220800	22080	11040	11040	264960

Tableau (I.23) : récapitulatif des besoins en eau de Douar Tazmalt.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administratifs (l/j)	Q commerciaux (l/j)	Q industriels (l/j)	Total (l/j)
2016	488400	48840	24420	24420	586080
2030	842200	84220	42110	42110	1010640
2050	1048800	104880	52440	52440	1258560

Tableau (I.24) : récapitulatif des besoins en eau d'Aftis.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administrations (l/j)	Q commerciaux (l/j)	Q industriels (l/j)	Total (l/s)
2016	279450	27945	13972.5	13972.5	335340
2030	482200	48220	24110	24110	578640
2050	600200	60020	30010	30010	720240

Tableau (I.25) : récapitulatif des besoins en eau de Beni Mansour.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administrations (l/j)	Q Commerciaux (l/j)	Q industriels (l/j)	Total (l/j)
2016	381600	38160	19080	19080	457920
2030	658400	65840	32920	32920	790080
2050	819400	81940	40970	40970	983280

Tableau (I.26) : récapitulatif des besoins en eau de Metchik.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administrations (l/j)	Q (l/j) commerciaux	Q industriels (l/j)	Total (l/j)
2016	56700	5670	2835	2835	68040
2030	98000	9800	4900	4900	117600
2050	121800	12180	6090	6090	146160

Tableau (I.27) : récapitulatif des besoins en eau d'Ain el bir.

Année	Q domestiques (l/j)	Q administratifs (l/j)	Q (l/j) commerciaux	Q industriels (l/j)	Total (l/j)
2016	27200	12720	6360	6360	152640
2030	219600	21960	10980	10980	263520
2050	273200	27320	13660	13660	327840

I.2.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = Q_{\text{moy.j}} + (Q_{\text{moy.j}} * 0.2)$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau (I.28) : débit moyen journalier majoré pour le chef lieu.

Année	Q moy.j(l/j)	Q moy.j.maj(l/j)
2016	870219	1044262.8
2030	1501570	1801884
2050	1868650	2242380

Tableau débit (I.29) : débit moyen journalier majoré pour Douar Tigrin.

Année	Q moy.j(l/j)	Q moy.j.maj(l/j)
2016	123300	147960
2030	212880	255456
2050	264960	317952

Tableau (I.30) : débit moyen journalier majoré pour Douar Tazmalt.

Année	Q moy.j(l/j)	Q moy.j.maj(l/j)
2016	586080	703296
2030	1010640	1212768
2050	1258560	1510272

Tableau (I.31) : débit moyen journalier majoré pour Aftis.

Année	Q moy.j(l/j)	Q moy.j.maj(l/j)
2016	335340	402408
2030	578640	694368
2050	780240	864288

Tableau (I.32) : débit moyen journalier majoré pour Beni Mansour.

Année	$Q_{\text{moy.j}}(\text{l/j})$	$Q_{\text{moy.j.maj}}(\text{l/j})$
2016	457920	549504
2030	790080	948096
2050	983280	1179936

Tableau (I.33) : débit moyen journalier majoré pour Metchik.

Année	$Q_{\text{moy.j}}(\text{l/j})$	$Q_{\text{moy.j.maj}}(\text{l/j})$
2016	68040	81648
2030	117600	141120
2050	146160	175392

Tableau (I.34) : débit moyen journalier majoré pour Ain el bir.

Année	$Q_{\text{moy.j}}(\text{l/j})$	$Q_{\text{moy.j.maj}}(\text{l/j})$
2016	152640	183168
2030	263520	316224
2050	327840	393408

I.2.5. Variation de la consommation journalière

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

I.2.5.1. La consommation maximale journalière

Elle se calcule comme suit :

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

Avec:

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

$Q_{\text{max.j}}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.

$K_{\text{max.j}}$: coefficient de variation maximal journalier.

Il varie entre 1,1 et 1,3 ; dans notre cas on prend 1,2.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau (I.35) : débit maximum journalier pour le chef lieu.

Année	$Q_{\text{max.j}}(\text{l/j})$	$Q_{\text{max.j}}(\text{l/s})$
2016	1253115.36	14.504
2030	2162260.8	25.026
2050	2690856	31.144

Tableau. (I.36) : débit maximum journalier pour Douar Tigrin.

Année	Q _{max,j} (l/j)	Q _{max,j} (l/s)
2016	177552	2.055
2030	306547.2	3.548
2050	381542.4	4.416

Tableau (I.37) : débit maximum journalier pour Douar Tazmalt.

Année	Q _{max,j} (l/j)	Q _{max,j} (l/s)
2016	843955.2	9.768
2030	1455321.6	16.844
2050	1812326.4	20.976

Tableau (I.38) : débit maximum journalier pour Aftis.

Année	Q _{max,j} (l/j)	Q _{max,j} (l/s)
2016	482889.6	5.589
2030	833241.6	9.644
2050	1037145.6	12.004

Tableau (I.39) : débit maximum journalier pour Beni Mansour.

Année	Q _{max,j} (l/j)	Q _{max,j} (l/s)
2016	659404.8	7.632
2030	1137715.2	13.168
2050	1415923.2	16.388

Tableau (I.40) : débit maximum journalier pour Metchik.

Année	Q _{max,jl} (l/j)	Q _{max,j} (l/s)
2016	97977.6	1.134
2030	169344	1.96
2050	210470.4	2.436

Tableau (I.41) : débit maximum journalier pour Ain el bir.

Anné	Q _{max,j} (l/j)	Q _{max,j} (l/s)
2016	219801.6	2.544
2030	379468.8	4.392
2050	472089.6	5.464

I.2.5.2. Consommation minimale journalière

Elle se détermine comme suit :

$$K = \frac{Q_{.j}}{Q_{.j}} \quad (I.6)$$

Donc :

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} * K_{\min}(I.7)$$

Avec :

$Q_{\min,j}$: débit minimal du jour le moins chargé de l'année.

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 0.7 et 0.9. Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne, soit

$K_{\min,j} = 0.8$.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau (I.42) : débit minimum journalier pour le chef lieu.

Année	$Q_{\min,j}$ (l/j)	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2016	835410.24	9.6691
2030	1441507.2	16.684
2050	1793904	20.763

Tableau (I.43) : débit minimum journalier pour Douar Tirgin.

Année	$Q_{\min,j}$ (l/j)	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2016	118368	1.37
2030	204364.8	2.3653
2050	2543616	2.944

Tableau (I.44) : débit minimum journalier pour Douar Tazmalt.

Année	$Q_{\min,j}$ (l/j)	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2016	562636.8	6.512
2030	970214.4	11.229
2050	1208217.6	13.984

Tableau (I.45) : débit minimum journalier pour Aftis.

Année	$Q_{\min,j}$ (l/j)	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2016	321926.4	3.726
2030	555494.4	6.429
2050	691430.4	8.003

Tableau (I.46) : débit minimum journalier pour Beni Mansour.

Année	$Q_{\min,j}$ (l/j)	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2016	439603.2	5.088
2030	758476.8	8.779
2050	943948.8	10.925

Tableau (I.47) : débit minimum journalier pour Metchik.

Année	$Q_{\min,j}$ (l/j)	$Q_{\min,j}$ (l/s)
2016	65318.4	0.756
2030	112896	1.307
2050	140313	1.624

Tableau (I.48) : débit minimum journalier pour Ain el bir.

Année	$Q_{\min.j}$ (l/j)	$Q_{\min.j}$ (l/s)
2016	146134.4	1.696
2030	252979.2	2.928
2050	314726.4	3.6427

I.2.6. Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires, elles sont caractérisées par le coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$, tel que :

$K_{\max.h}$: coefficient de consommation maximale horaire.

$K_{\min.h}$: coefficient de consommation minimale horaire.

$$K_{\max.h} = \max * \max(I.8)$$

$$K_{\min.h} = \min * \min(I.9)$$

: Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

\max : il est compris entre 1,2 et 1,4, On prendra $\max = 1,3$

\min : il est compris entre 0,4 et 0,6

: coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Tableau (I.49): Variation de \max en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants (*10 ³)	\max	\min
1,0	2,0	0,1
1,5	1,8	0,1
2,5	1,6	0,1
4,0	1,5	0,2
6,0	1,4	0,25
10	1,3	0,4
20	1,2	0,5
30	1,15	0,6
100	1,1	0,7
300	1,03	0,83
1000	1,0	1,0

Nous pouvons déduire les consommations horaires par la relation suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q}{1} \quad (I.10)$$

Le p% est déterminé en se référant à l'annexe (1)

Les valeurs \max , \min et $K_{\max.h}$ ainsi que les débits de pointe, sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.50): consommation horaire maximale

Agglomération	N hab	β_{\max}	max	K max.h	P %	Q_{max.h}(l/s)
Chef-lieu	7025	1,37	1,3	1,781	7.50	56.059
Douar Tirgine	1104	1,96	1,3	2,548	10.40	11.022
Douar Tazmalt	5244	1,44	1,3	1,872	7.90	39.770
Aftis	3001	1,56	1,3	2,028	8.50	24.488
Beni Mansour	4097	1,49	1,3	1,937	7.90	31.072
Metchik	609	2	1,3	2,6	10.40	6.080
Ain el bir	1366	1,85	1,3	2,405	10.40	13.638

I.3.Bilan entre les ressources et les besoins

Ce bilan nous permet de savoir si le débit fourni par les forages existants satisfera les besoins demandés.

Nous supposons que l'état des ressources restera bon jusqu'à 2050, donc le débit actuel donné par ces derniers restera le même.

D'après les informations recueillies, et comme s'est précisé au début du 1^{er} chapitre, le débit fourni par les différentes ressources (puits, sources, forages) est de 88 l/s.

Tableau (I.51): bilan ressources-besoins

	Ressources (l/s)	Besoins (l/s)	Bilan (l/s)
2016	88	43.226	44.774
2030	88	74.582	13.418
2050	88	92.828	-4.828

I.4.Conclusion

L'alimentation de la commune de Boudjellil se fait à partir des puits, forages et sources. On constate que ces ressources ne peuvent pas assurer la satisfaction des besoins futurs (2050) de la population, ajouter à cela leurs dégradations quantitatives (pluviométrie...) et qualitatives (contamination, mauvais entretien ...) même la satisfaction des besoins actuels n'est pas sûre. Donc, il ya nécessité de mobiliser une nouvelle source, celle du barrage Tichy-Haff.

Chapitre II

Réservoirs

II.1. Généralités

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous pression.

L'entreposage de l'eau dans un réservoir joue un rôle tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage. Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger.

Le réservoir emmagasine l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restitue quand elle est supérieure à la production.

Le réservoir permet également de:

- Assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau.
- Maintenir l'eau à l'abri de la pollution et des variations de température.
- Ne pas interrompre la distribution suite à un arrêt de pompage ou incident sur la conduite de refoulement.
- Stocker la réserve d'incendie.

II.2. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon différents critères tels que [5] :

a) La position du réservoir par rapport au sol

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés.

b) La forme de la cuve

- Réservoirs cylindriques.
- Réservoirs rectangulaires.
- Réservoirs sphériques.

c) La nature des matériaux

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

e) Selon la complexité de la construction

- Réservoirs simples.
- Réservoirs multiples.
- Réservoirs superposés.
- Réservoirs superposés et multiples.

II.3. Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs

II.3.1. La durabilité

Ils doivent être construits en matériaux adéquats, les surfaces en contact avec l'eau ne doivent pas se désagréger ou communiquer des saveurs et odeurs désagréables.

II.3.2. Etanchéité

Paramètre essentiel d'un réservoir, afin d'éviter les fuites et fissurations, garder l'eau à l'abri des infiltrations de pluie, poussière, ou autres contaminations extérieures.

II.3.3. Résistance

Le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.

II.3.4. Entretien de l'ouvrage

Les réservoirs doivent être visitables afin de prévoir d'éventuels nettoyages et travaux de maintenance.

II.4. Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude

II.4.1. L'implantation

On doit tenir compte des conditions suivantes:

- Possibilités d'alimentation gravitaire de l'agglomération.
- Un site permettant la construction.

II.4.2. Choix du type de réservoir

Vu la nature du relief (Accidenté), on adoptera des réservoirs circulaires semi-enterrés pour leurs:

- Etude architecturale simplifiée.
- Facilité de réalisation de l'étanchéité.
- Frais de terrassement faibles.

II.4.3. Equipements des réservoirs

Les réservoirs sont équipés de systèmes d'arrivée, de départ, vidange et de trop plein ainsi que de mécanismes de régulation d'entrée et de sortie d'eau [5].

- Adduction.

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

- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire.
- Dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Le schéma de la conduite d'adduction est illustré dans la figure ci-dessous

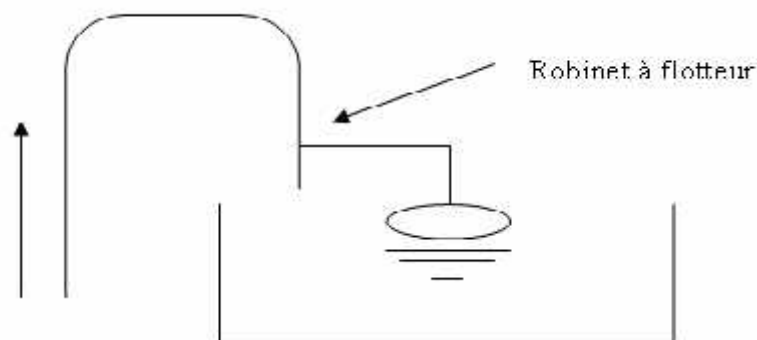


Figure (II.1) : Le schéma de la conduite d'adduction

- Trop plein

Il est destiné à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale, en cas de panne dans le système d'arrêt de la pompe (défaut d'automatisation).

- La vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, afin de permettre une bonne évacuation, à cet effet, le radier est réglé avec une pente vers l'orifice de la conduite. Elle est reliée généralement à la conduite de trop plein et comporte un robinet vanne pour un nettoyage du réservoir.

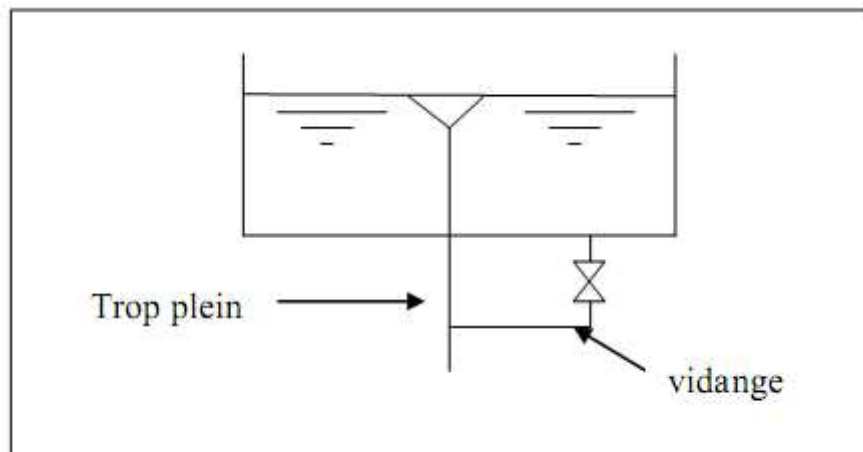


Figure (II.2) : Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange.

- Distribution

La conduite de distribution est installée à l'opposée de la conduite d'arrivée et à environ 15 à 20 cm au dessus du radier pour éviter toute pénétration de boues.

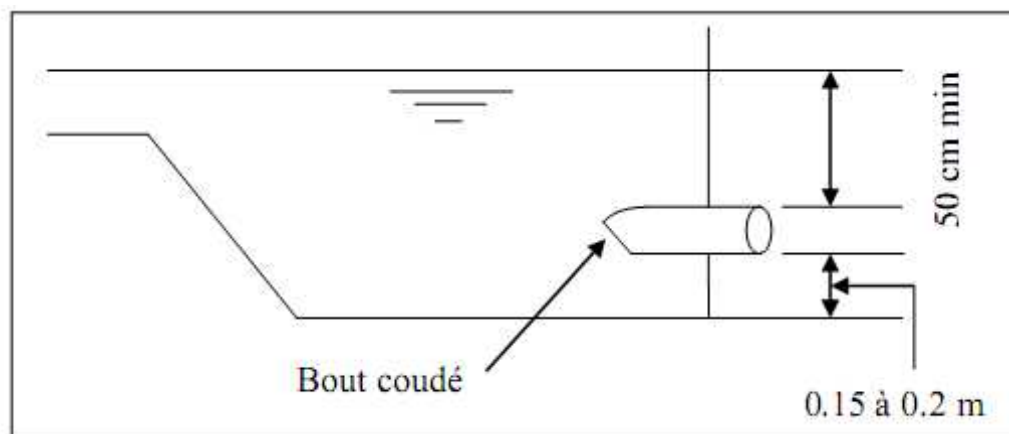


Figure (II.3) : Le schéma de la conduite de distribution.

- Le by-pass

C'est une façon de relier la conduite d'adduction à la conduite de distribution, directement sans passer par le réservoir.

On a généralement recours à cela lors de l'indisponibilité ou de travaux de réparation et de nettoyage dans le réservoir.

- En temps normal : (1) et (3) sont ouverts et (2) fermé.
- En by-pass : on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

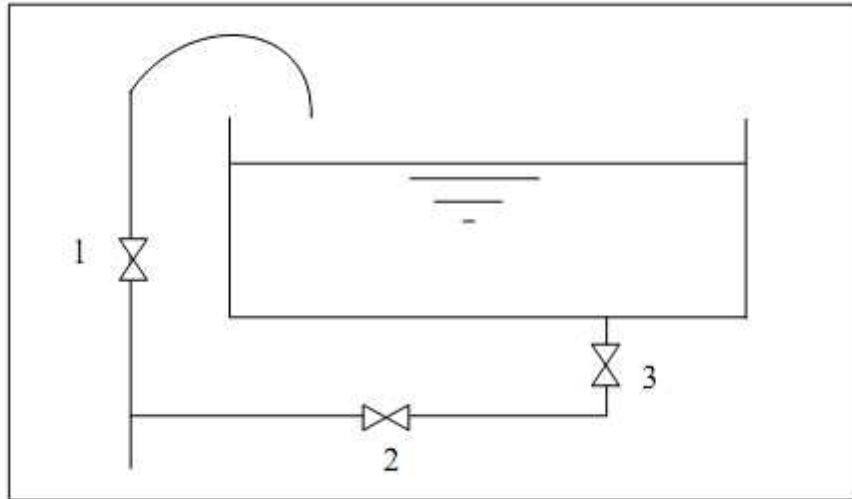


Figure (II.4) : Le schéma de la conduite du by-pass

- Matérialisation de la réserve d'incendie.

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'incendie est atteint, on distingue :

1. Système à deux prises :

En temps normal, 1 est fermé et 2 ouvert. En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir 1. Mais il existe ainsi une tranche morte, ce qu'il faut éviter

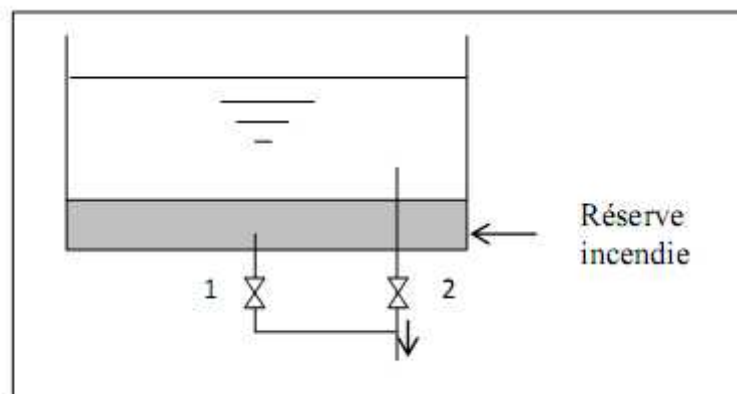


Figure (II.5) : système à deux prises.

2. Système à siphon

C'est le dispositif le plus souvent adopté, il est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve atteint le minimum. En service normal, on ouvre 1 et 3, et on ferme 2. En cas d'incendie, on ouvre 2.

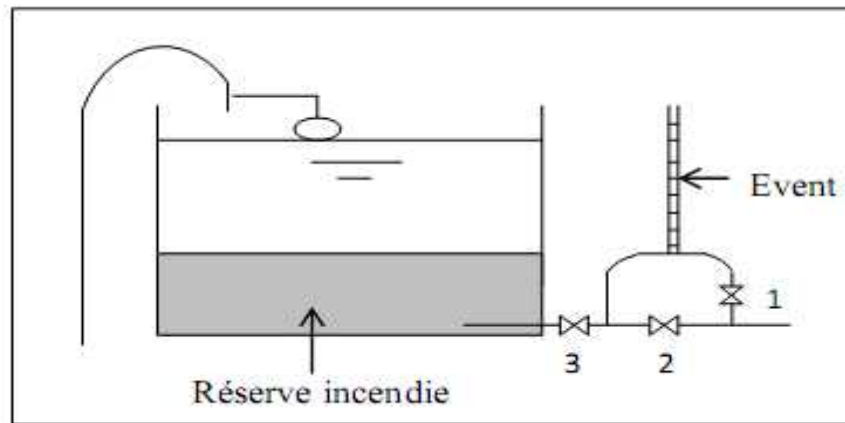


Figure (II.6) : système à siphon

II.5. Calcul de la capacité des réservoirs

Le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante pour répondre aux besoins de la population, elle est déterminée par la formule suivante :

$$V = P\% * \frac{Q_{\max,j}}{1} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_{res} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 .
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3 / j).
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir.

II.5.1. Détermination de la valeur de p

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ qui correspondent à chaque population desservie (chapitre I).

- Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.

- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long du jour.

- On détermine la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation. Cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.

- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale, en valeur absolue, sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P(\%) = |R_{+}| + |R_{-}| \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- R_{+} : Valeur maximale dans le réservoir (%).
- R_{-} : Valeur minimale dans le réservoir (%).

II.5.2. Volume total du réservoir

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_{res} + V_{inc} \quad (II.3)$$

Avec :

- V_t : Volume total.
- V_{res} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3 .
- V_{inc} : Réserve d'incendie; $V_{inc} = 120 m^3$.

II.6. Dimensionnement des réservoirs

II.6.1. Dimensionnement du réservoir de Boudjellil (Chef- Lieu)

Ce réservoir alimentera le chef lieu de la commune de Boudjellil avec un débit :

$$Q_{max,j} = 2690.86 m^3/j$$

Il assure l'adduction vers le réservoir de Douar Tigrin avec un débit de : $381.54 m^3/j$

Le tableau (II.1) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir de Boudjellil chef lieu :

Tableau (II.1): Dimensionnement du Réservoir Boudjellil

Heure	Apports %	Distribution %	Adduction %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,788	0,517	1,306		-1,306	-1,306
1-2	0	0,788	0,517	1,306		-1,306	-2,614
2-3	0	0,788	0,517	1,306		-1,306	-3,917
3-4	0	0,876	0,517	1,393		-1,393	-5,310
4-5	5	1,182	0,517	1,699	3,300		-2,010
5-6	5	3,372	0,517	3,889	1,111		-0,899
6-7	5	4,554	0,517	5,072		-0,072	-0,971
7-8	5	5,429	0,517	5,947		-0,947	-1,919
8-9	5	4,817	0,517	5,334		-0,334	-2,253
9-10	5	5,123	0,517	5,641		-0,641	-2,894
10-11	5	4,379	0,517	4,896	0,103		-2,790
11-12	5	5,693	0,517	6,210		-1,210	-4,001
12-13	5	6,568	0,517	7,086		-2,085	-6,087
13-14	5	5,868	0,517	6,385		-1,385	-7,472
14-15	5	4,685	0,517	5,203		-0,203	-7,675
15-16	5	4,072	0,517	4,589	0,410		-7,256
16-17	5	3,941	0,517	4,459	0,541		-6,724
17-18	5	4,817	0,517	5,334		-0,334	-7,058
18-19	5	5,517	0,517	6,035		-1,035	-8,093
19-20	5	4,685	0,517	5,203		-0,203	-8,296
20-21	5	4,379	0,517	4,896	0,103		-8,193
21-22	5	2,627	0,517	3,145	1,855		-6,338
22-23	5	1,751	0,517	2,269	2,731		-3,607
23-24	5	0,876	0,517	1,393	3,607		0

$$P\% = 8,296 \%$$

$$V = P\% \frac{Q}{1} \cdot j = 8,296 * \frac{3}{1} \cdot 4 = 254,892 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 254,892 + 120 = 374,892 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Boudjellil et de 500 m³

Le réservoir existant a une capacité de stockage de 500 m³, il peut satisfaire l'alimentation du chef lieu et l'adduction vers le village Douar Tigrin. Ce qui fait qu'on n'a pas besoin de projeter un nouveau réservoir.

II.6.2. Dimensionnement des bâches d'eau des stations de reprises 1 et 2 du chef lieu

La station de reprise 1 refoule vers la station de reprise 2, qui refoule à son tour vers les réservoirs Douar Tigrin avec un débit :

$$Q_{\text{max},j} = 381,542 \text{ m}^3/j$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 mn :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max},h} * 0,5h = (381,542 * 0,5)/20 = 9,538 \text{ m}^3$$

La capacité de la bâche de la station de reprise 1 chef lieu est de 50 m³.

La capacité de la bâche de la station de reprise 2 chef lieu est de 50 m³.

II.6.3. Dimensionnement du réservoir de Douar Tigrin

Ce réservoir assure l'alimentation du village Douar Tigrin avec un débit :

$$Q_{\text{max},j} = 381,542 \text{ m}^3/j$$

C'est très difficile de trouver un emplacement pour un seul réservoir qui peut assurer l'alimentation de tout le village. Cela est dû à un problème de cote. C'est pour cela qu'on a décidé d'opter pour les deux réservoirs déjà existants, qui sont : le réservoir de BeniOuhdan d'une capacité de stockage de 100 m³, qui va alimenter la partie BeniOuhdan.

Le réservoir de Hamda d'une capacité de 75 m³ qui va alimenter les parties Hamda, Tigrin, la crête.

II.6.3.1. Dimensionnement du réservoir Beniouhdan

Nombre d'habitants de Douar Tigrin est de 1104 hab.

Beni Ouhdan représente 28 % [4].

Donc le nombre d'habitants de Beni Ouhdan est de 310 hab.

On calcule K_{max} :

$$K_{\text{max}} = \text{max} * \text{max}$$

Avec : = 1,3

Et = 2 (c'est en fonction du nombre d'habitants).

$$K_{\text{max}} = 2,6$$

Le réservoir Beni ouhdan assure l'alimentation du village avec un débit de 106,823 m³/j, soit 28% du débit total et les 72 % qui restent seront refoulés vers le réservoir Hamda.

Le tableau (II.1) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir de Beni ouhdan :

Tableau (II.2): Dimensionnement du Réservoir Beni Ouhdane

Heure	Apports	Distribution %	Adduction %	Sorties%	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,17	3	3,17		-3,17	-3,17
1-2	0	0,17	3	3,17		-3,17	-6,34
2-3	0	0,34	3	3,34		-3,34	-9,67
3-4	0	0,56	3	3,56		-3,56	-13,23
4-5	5	0,98	3	3,98	1,02		-12,21
5-6	5	0,98	3	3,98	1,02		-11,19
6-7	5	1,26	3	4,26	0,74		-10,45
7-8	5	2,86	3	5,86		-0,86	-11,31
8-9	5	2,46	3	5,46		-0,46	-11,77
9-10	5	1,82	3	4,82	0,18		-11,59
10-11	5	1,15	3	4,15	0,85		-10,71
11-12	5	1,15	3	4,15	0,85		-9,89
12-13	5	0,98	3	3,98	1,02		-8,87
13-14	5	0,98	3	3,98	1,02		-7,85
14-15	5	1,32	3	4,32	0,68		-7,17
15-16	5	1,74	3	4,74	0,26		-6,90
16-17	5	2,91	3	5,91		-0,91	-7,81
17-18	5	2,63	3	5,63		-0,63	-8,45
18-19	5	2,04	3	5,04		-0,04	-8,49
19-20	5	0,45	3	3,45	1,55		-6,94
20-21	5	0,45	3	3,45	1,55		-5,39
21-22	5	0,28	3	3,28	1,72		-3,67
22-23	5	0,17	3	3,17	1,83		-1,83
23-24	5	0,17	3	3,17	1,83		0,00

P% = 13,23

$$V = P\% * \frac{Q_{\max. j}}{100}$$

$$V = 13,23 * \frac{3,5}{1} = 50,478 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 50,478 + 120 = 170,478 \text{ m}^3$$

La capacité de notre réservoir doit être de 200 m³, alors que nous avons un réservoir de 100 m³. Donc on doit projeter un autre réservoir de 100 m³.

II.6.3.2. Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise de Douar Tigrin

la station de reprise de Douar tigrin refoule vers le réservoir Hamda avec un débit :

$$Q_{\max,j} = 274,71 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 mn :

$$V_{sr} = Q_{\max} \cdot h = (274,71 \cdot 0,5)/20 = 6,86 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de la station de reprise Douar tigrin est de 50 m³.

II.6.3.3. Dimensionnement du réservoir de Hamda

Nombre d'habitants de Douar Tigrin est de 1104 hab.

Hamda et Tigrin représente 72 % [4].

Donc le nombre d'habitant de Hamda et Tigrin est de 795 hab.

On calcule K_{max} :

$$K_{\max} = \text{max} * \text{max}$$

Avec : = 1,3

Et = 2 (c'est en fonction du nombre d'habitants).

$$K_{\max} = 2,6$$

Le débit maximum journalier de Hamda et Tigrin représente 72% du débit maximum journalier de Douar Tigrin.

$$Q_{\max,j} = 274,71 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (II.3) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Hamda :

Tableau (II.3): Dimensionnement du Réservoir Hamda

Heure	Apports %	Sorties %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,60		-0,60	-0,60
1-2	0	0,60		-0,60	-1,20
2-3	0	1,20		-1,20	-2,40
3-4	0	2,00		-2,00	-4,40
4-5	5	3,50	1,50		-2,90
5-6	5	3,50	1,50		-1,40
6-7	5	4,50	0,50		-0,90
7-8	5	10,20		-5,20	-6,10
8-9	5	8,80		-3,80	-9,90
9-10	5	6,50		-1,50	-11,40
10-11	5	4,10	0,90		-10,50
11-12	5	4,10	0,90		-9,60
12-13	5	3,50	1,50		-8,10
13-14	5	3,50	1,50		-6,60
14-15	5	4,70	0,30		-6,30
15-16	5	6,20		-1,20	-7,50
16-17	5	10,40		-5,40	-12,90
17-18	5	9,40		-4,40	-17,30
18-19	5	7,30		-2,30	-19,60
19-20	5	1,60	3,40		-16,20
20-21	5	1,60	3,40		-12,80
21-22	5	1,00	4,00		-8,80
22-23	5	0,60	4,40		-4,40
23-24	5	0,60	4,40		-0,00

$$P \% = 19,60 \%$$

$$V = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100}$$

$$V = 19,60 * \frac{2,7}{1} = 53,84 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 53,84 + 120 = 173,84 \text{ m}^3$$

Le réservoir déjà existant a une capacité de stockage de 75 m^3 , donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de stockage de 100 m^3 .

II.6.4. Dimensionnement des stations de reprises 1 et 2 de Douar Tazmalt

La station de reprise 1 refoule vers la station de reprise 2. Cette dernière refoule vers les deux villages Douar Tazmalt et Aftis avec un débit de :

$$Q_{\max.j} = 2849,472 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 mn :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\max.h} * 0,5h = (2849,472 * 0,5)/20 = 71,237 \text{ m}^3$$

La capacité des bâches d'eau des stations de reprise 1 et 2 de Douar tazmalt déjà existantes est de 150 m^3 chacune. Donc c'est amplement suffisant, on a pas besoin de dimensionner d'autres bâches d'eau.

II.6.5. Dimensionnement du réservoir Douar Tazmat

C'est très difficile de trouver un emplacement pour un seul réservoir qui peut assurer l'alimentation de tout le village. Cela est du à un problème de cote. C'est pour cela qu'on a décidé d'opter pour les deux réservoirs déjà existants, qui sont : le réservoir de Taourirth d'une capacité de stockage de 100 m^3 , qui va assurer l'alimentation de la partie Talafessa ; le réservoir d'Ait Dassen d'une capacité de stockage de 300 m^3 qui va assurer l'alimentation de la partie Ait Dassen et Ait Hlassa.

II.6.5.1. Vérification de la capacité du réservoir Taourirth

On vérifie la capacité du réservoir de Taourirth s'il peut assurer l'alimentation de Talafessa :

On a :

Nombre d'habitants de Douar Tazmalt est de 5244 hab.

Talafessa représente 0,49 % [4].

Donc le nombre d'habitants de talafessa est de 2570 hab.

On calcule K_{\max} :

$$K_{\max} = \text{max} * \text{max}$$

Avec : $\text{max} = 1,3$

Et $\text{max} = 1,6$ (c'est en fonction du nombre d'habitants).

$$K_{\max} = 2,08$$

Le débit maximum journalier de Talafessa représente 49% du débit maximum journalier de Douar Tazmalt.

$$Q_{\max.j} = 900,215 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (II.4) ci-après, donne le calcul de la capacité du réservoir de Taourirth

Tableau (II.4): Dimensionnement du Réservoir Taourirth

Heure	Apports	Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	0	0,75		-0,75	-0,75
1-2	0	0,75		-0,75	-1,50
2-3	0	1,00		-1,00	-2,50
3-4	0	1,00		-1,00	-3,50
4-5	5	3,00	2,00		-1,50
5-6	5	5,50		-0,50	-2,00
6-7	5	5,50		-0,50	-2,50
7-8	5	5,50		-0,50	-3,00
8-9	5	3,50	1,50		-1,50
9-10	5	3,50	1,50	-1,00	0,00
10-11	5	6,50		-1,00	-1,00
11-12	5	8,50		-3,50	-4,50
12-13	5	8,50		-3,50	-8,00
13-14	5	6,00		-1,00	-9,00
14-15	5	5,00		0	-9,00
15-16	5	5,00		0	-9,00
16-17	5	3,50	1,50		-7,50
17-18	5	3,50	1,50		-6,00
18-19	5	6,00		-1,00	-7,00
19-20	5	6,00		-1,00	-8,00
20-21	5	6,00		-1,00	-9,00
21-22	5	3,00	2		-7,00
22-23	5	2,00	3		-4,00
23-24	5	1,00	4		0,00

$$P\% = 9 \%$$

$$V = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100}$$

$$V = 9\% * \frac{900,215}{100} = 81,02 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 81,02 + 120 = 201,02 \text{ m}^3$$

La capacité de stockage du réservoir de Taourirth doit être de 250 m³, alors qu'actuellement, elle est de 100 m³, donc on projette un autre réservoir de 150 m³ que l'on jumellera avec le réservoir existant.

II.6.5.2.Vérification de la capacité du réservoir d'Ait Dassen

Ce réservoir assure l'alimentation d'Ait Dassen et Ait Hlassa.

On a :

Nombre d'habitants de Douar Tazmalt est de 5244 hab.

Le nombre d'habitants d'Ait Dassen et Ait Hlassa représente 51 % [4].

Donc le nombre d'habitant de d'Ait Dassen et Ait Hlassa est de 2675 hab.

On calcule K_{\max} :

$$K_{\max} = \max * \max$$

Avec : $\max = 1,3$

Et $\max = 1,6$ (c'est en fonction du nombre d'habitants) .

$$K_{\max} = 2,08$$

Le débit maximum journalier d'Ait Dassen et Ait Hlassa représente 0,51% du débit maximum journalier de Douar Tazmalt.

$$Q_{\max,j} = 912,112 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (II.5) ci-après, donne le calcul de la capacité du réservoir d'Ait dassen.

Tableau (II.5): Dimensionnement du Réservoir d'Ait dassen.

Heure	Apports	Sortie	Surplus	Déficits	Résidu
0-1	0	0,75		-0,75	-0,75
1-2	0	0,75		-0,75	-1,50
2-3	0	1,00		-1,00	-2,50
3-4	0	1,00		-1,00	-3,50
4-5	5	3,00	2,00		-1,50
5-6	5	5,50		-0,50	-2,00
6-7	5	5,50		-0,50	-2,50
7-8	5	5,50		-0,50	-3,00
8-9	5	3,50	1,50		-1,50
9-10	5	3,50	1,50		0,00
10-11	5	6,00		-1,00	-1,00
11-12	5	8,50		-3,50	4-,50
12-13	5	8,50		-3,50	-8,00
13-14	5	6,00		-1,00	-9,00
14-15	5	5,00	0		-9,00
15-16	5	5,00	0		-9,00
16-17	5	3,50	1,50		-7,50
17-18	5	3,50	1,50		-6,00
18-19	5	6,00		-1,00	-7,00
19-20	5	6,00		-1,00	-8,00
20-21	5	6,00		-1,00	-9,00
21-22	5	3,00	2		-7,00
22-23	5	2,00	3		-4,00
23-24	5	1,00	4		0,00

P% = 9%

$$V = P\% \frac{Q_{\max.j}}{100}$$

$$V = 9 * \frac{9,1}{1} = 82,09 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 82,09 + 120 = 202,09 \text{ m}^3$$

Donc le réservoir de 300 m³ déjà existant est largement suffisant pour satisfaire la demande en eau d'Ait Dassen et Ait Hlassa.

II.6.6. Dimensionnement du réservoir Aftis

Ce réservoir assure l'alimentation du village Aftis avec un débit :

$$Q_{\max.j} = 1037,146 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (II.6) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir d'Aftis.

Tableau (II.6): Dimensionnement du Réservoir Aftis.

Heure	Apports %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,75		-0,75	-0,75
1-2	0	0,75		-0,75	-1,50
2-3	0	1,00		-1,00	-2,50
3-4	0	1,00		-1,00	-3,50
4-5	5	3,00	2,00		-1,50
5-6	5	5,50		-0,50	-2,00
6-7	5	5,50		-0,50	-2,50
7-8	5	5,50		-0,50	-3,00
8-9	5	3,50	1,50		-1,50
9-10	5	3,50	1,50		0,00
10-11	5	6,00		-1,00	-1,00
11-12	5	8,50		-3,50	-4,50
12-13	5	8,50		-3,50	-8,00
13-14	5	6,00		-1,00	-9,00
14-15	5	5,00	0,00		-9,00
15-16	5	5,00	0,00		-9,00
16-17	5	3,50	1,50		-1,50
17-18	5	3,50	1,50		-6,00
18-19	5	6,00		-1,00	-7,00
19-20	5	6,00		-1,00	-8,00
20-21	5	6,00		-1,00	-9,00
21-22	5	3,00	2,00		-7,00
22-23	5	2,00	3,00		-4,00
23-24	5	1,00	4,00		0,00

P% = 9 %

$$V = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100}$$

$$V = 9\% * \frac{1,1}{1} = 93,343 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 93,343 + 120 = 213,343 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir d'Aftis est de 250 m³

On a un réservoir déjà existant d'une capacité de stockage de 150 m³. Cela n'est pas suffisant pour alimenter tout le village d'Aftis. Pour cela, on opte pour la projection d'un réservoir d'une capacité de stockage de 150 m³.

II.6.7. Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Ain el Bir

La station de reprise Ain El Bir refoule vers les deux réservoirs : Ain El Bir et Beni Mensour, et refoule aussi vers la station de reprise de Metchik.

$$Q_{\max.j} = 2098,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les baches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 mn:

$$V_{\text{sr}} = Q_{\max.h} * 0,5\text{h} = (2098,48 * 0,5)/20 = 52,462 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache d'eau de la station de reprise d'Ain Ekbir déjà existante est de 150 m³, donc, cela est amplement suffisant.

II.6.8. Dimensionnement de la bache d'eau de la station de reprise Metchik

La station de reprise Metchik refoule vers le réservoir Metchik avec un débit:

$$Q_{\max.j} = 210,470 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les baches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 30 mn :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\max.h} * 0,5\text{h} = (210,470 * 0,5)/20 = 5,262 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache d'eau de la station de reprise Metchik déjà existante est de 50 m³, Capacité largement suffisante.

II.6.9. Dimensionnement du reservoir Beni mensour

Ce réservoir assure l'alimentation du village de Beni Mensour avec un débit

$$Q_{\max.j} = 1415,923 \text{ m}^3$$

Le tableau (II.7) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir Beni Mensour

Tableau (II.7): Dimensionnement du Réservoir Beni Mensour.

Heure	Apports %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,85		-085	-0,85
1-2	0	0,85		-085	-1,70
2-3	0	0,85		-085	-2,55
3-4	0	1,00		-1,00	-3,55
4-5	5	2,70	2,30		-1,25
5-6	5	4,70	0,30		-0,95
6-7	5	5,35		-0,35	-1,30
7-8	5	5,85		-0,35	-2,15
8-9	5	4,50	0,50		-1,65
9-10	5	4,20	0,80		-0,85
10-11	5	5,50		-0,50	-1,35
11-12	5	7,50		-2,50	-3,85
12-13	5	7,90		-2,90	-6,75
13-14	5	6,35		-1,35	-8,10
14-15	5	5,20		-0,20	-8,30
15-16	5	4,80	0,20		-8,10
16-17	5	4,00	1,00		-7,10
17-18	5	4,50	0,50		-6,60
18-19	5	6,20		-1,20	-7,80
19-20	5	5,70		-0,70	-8,50
20-21	5	5,50		-0,50	-9,00
21-22	5	3,00	2,00		-7,00
22-23	5	2,00	3,00		-4,00
23-24	5	1,00	4,00		0,00

P% = 9 %

$$V = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100}$$

$$V = 9\% * \frac{1415,923}{100} = 127,433 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 127,433 + 120 = 247,433 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Beni Mansour est de 250 m³

On a un réservoir déjà existant d'une capacité de stockage de 200 m³. Cela n'est pas suffisant pour satisfaire les besoins en eau de ce village, il faut donc projeter un autre réservoir d'une capacité de 100 m³

II.6.10. Dimensionnement du réservoir Metchik

Ce réservoir alimente le village Metchik avec un débit :

$$Q_{\max.j} = 210,470 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (II.8) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir Metchik.

Tableau (II.8): Dimensionnement du Réservoir Metchik.

Heure	Apports %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,60		-0,60	-0,60
1-2	0	0,60		-0,60	-1,20
2-3	0	1,20		-1,20	-2,40
3-4	0	2,00		-2,00	-4,40
4-5	5	3,50	1,50		-2,90
5-6	5	3,50	1,50		-1,40
6-7	5	4,50	0,50		-0,90
7-8	5	10,20		-5,20	-6,10
8-9	5	8,80		-3,80	-9,90
9-10	5	6,50		-1,50	-11,40
10-11	5	4,10	0,90		-10,50
11-12	5	4,10	0,90		-9,60
12-13	5	3,50	1,50		-8,10
13-14	5	3,50	1,50		-6,60
14-15	5	4,70	0,30		-6,30
15-16	5	6,20		-1,20	-7,50
16-17	5	10,40		-5,40	-12,90
17-18	5	9,40		-4,40	-17,30
18-19	5	7,30		-2,30	-19,60
19-20	5	1,60	3,40		-16,20
20-21	5	1,60	3,40		-12,80
21-22	5	1,00	4,00		-8,80
22-23	5	0,60	4,40		-4,40
23-24	5	0,60	4,40		0,00

P% = 19,6 %

$$V = P\% * \frac{Q_{\max. j}}{100}$$

$$V = 19,6 * \frac{2,14}{1} = 41,252 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 41,252 + 120 = 161,252 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Metchik est de 200 m³

On a un réservoir déjà existant d'une capacité de stockage de 100 m³, ce qui n'est pas suffisant pour satisfaire les besoins en eau du village Metchik. On doit projeter un autre réservoir d'une capacité de stockage de 100 m³

II.6.11. Dimensionnement du réservoir Ain el bir

Ce réservoir assure l'alimentation du village Ain el Bir avec un débit :

$$Q_{\max.j} = 472,089 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le tableau (II.9) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir Ain El Bir.

Tableau (II.9): Dimensionnement du Réservoir Ain El Bir.

Heure	Apports %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0	0,60		0,60	0,60
1-2	0	0,60		0,60	1,20
2-3	0	1,20		1,20	2,40
3-4	0	2,00		2,00	4,40
4-5	5	3,50	1,50		2,90
5-6	5	3,50	1,50		1,40
6-7	5	4,50	0,50		0,90
7-8	5	10,20		5,20	6,10
8-9	5	8,80		3,80	9,90
9-10	5	6,50		1,50	11,40
10-11	5	4,10	0,90		10,50
11-12	5	4,10	0,90		9,60
12-13	5	3,50	1,50		8,10
13-14	5	3,50	1,50		6,60
14-15	5	4,70	0,30		6,30
15-16	5	6,20		1,20	7,50
16-17	5	10,40		5,40	12,90
17-18	5	9,40		4,40	17,30
18-19	5	7,30		2,30	19,60
19-20	5	1,60	3,40		16,20
20-21	5	1,60	3,40		12,80
21-22	5	1,00	4,00		8,80
22-23	5	0,60	4,40		4,40
23-24	5	0,60	4,40		0,00

$$P\% = 19,6 \%$$

$$V = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100}$$

$$V = 19,6 * \frac{472,089}{100} = 92,529 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 92,529 + 120 = 212,529 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Ain El Bir est de 250 m³

On a un réservoir déjà existant d'une capacité de 50 m³, ce qui n'est pas suffisant pour assurer la distribution à tout le village de Ain El Bir. Donc, on projette un nouveau réservoir d'une capacité de stockage de 200 m³

II.7.conclusion

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le manque existant concernant la capacité de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de toute la commune, ce qui nous a amené à l'implantation de nouveaux réservoirs qui seront jumelés aux anciens. Les réservoirs à projeter sont :

- Un réservoir de 100 m³ à Beni Ouhdan (Douar Tigrin).
- Un réservoir de 100m³ à Hamda (Douar Tigrin).
- Un réservoir de 150 m³ à Taourirth (Douar Tazmalt).
- Un réservoir de 100 m³ à Aftis.
- Un réservoir de 100 m³ à Beni Mansour.
- Un réservoir de 100 m³ à Metchik.
- Un réservoir de 200 m³ à Ain El Bir.

SCHEMA DES RESERVOIRS PROJETES ET EXISTANTS COMMUNE DE BOUDJELLIL



LEGENDE

-  Point de Bifurcation
-  Conduite Gravitaire
-  Conduite de Refoulement
-  RES Projété
-  RES Existant
-  SR Projétée
-  SR Existante

Chapitre III

Adduction

III.1. Généralités

L'adduction est définie comme l'ensemble des installations qui s'occupent du transport des eaux des zones de captage aux zones d'utilisation. On distingue trois types d'adduction :

III.1.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, l'eau est transportée sans pression sous l'influence des seules forces dues à la gravité.

III.1.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point de captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accueil. Les eaux de captage sont relevées par la station de pompage.

III.1.3. Adduction mixte

Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte.

Dans la présente étude, nous allons avoir une adduction mixte constituée de chaînes de refoulement et d'autres gravitaire. Nous essayerons de parvenir à une mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et peu coûteux économiquement.

III.2. Choix du tracé

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- pour des raisons économiques, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter autant que possible la traversée d'obstacles (Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées...).
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération gravitairement.
- Faciliter l'accès pour l'entretien et réparation.
- Eviter les zones d'habitation et les zones agricoles.
- Eviter les grands terrassements et les pentes très fortes.

La chaîne d'adduction dans notre projet est alimentée par une adduction principale qui vient du barrage Tichy-haff. Donc notre étude est consacrée à l'adduction secondaire qui va acheminer l'eau vers les différents réservoirs de stockages et cela en fonction des besoins calculés pour les différents villages de la commune de Boudjellil.

III.3. Etude Technico-économique de l'adduction

III.3.1. Détermination du diamètre

Le choix du diamètre optimal est conditionné par des facteurs :

- Réduction des pertes de charge et ainsi réduire la puissance de la pompe ce qui conduit à choisir un grand diamètre.

- Réduction des frais d'installation ce qui conduit à réduire le diamètre au dépend des pertes de charge.

- la vitesse d'écoulement doit être prise en compte entre $0.5 \text{ m/s} < V < 1.5 \text{ m/s}$.

Ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE à savoir [6] :

$$\text{La formule de BONIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\text{La formule de BRESSE : } D = 1,5\sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

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

III.3.2. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule [6] :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s).
- Q : débit transitant dans la conduite en (m^3/s).
- D : diamètre de la conduite en (m).

III.3.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, clapets et raccords utilisés lors de l'installation). Elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

III.3.3.1. Les pertes de charge linéaires (HL)

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH [6] :

$$HL = J * L = \frac{\lambda * L * V^2}{2 * g * D} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- HL : pertes de charge linéaires (m).
- J : pertes de charge unitaires (m/ml).
- D : diamètre de la conduite (m).
- V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

-L: longueur de la conduite (m).

- λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

Calcul du coefficient de pertes de charge

- Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de NIKURADZI [6] :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(\frac{K}{D}))^{-2} \quad (\text{III.5})$$

- Régime transitoire

Il est donné par la formule de COLEBROOK [6] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.7 D} + \frac{2.5}{R \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.6})$$

Avec :

-K : rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

-D : diamètre de la conduite (m).

-Re : nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

- ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule suivante :

$$\nu = \frac{0,017}{1 + 0,017 t} + 0,00017 t^2 \quad (\text{III.8})$$

Pour $t = 10^\circ\text{C}$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

III.3.3.2. Pertes de charge singulières (Hs)

Les pertes de charge singulières Hs, sont celles occasionnées par des singularités (coudes, vannes...etc). Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$H_s = 0,15 * H_l \quad (\text{III.9})$$

III.3.3.3. Pertes de charge totales (Ht)

Les pertes de charge totales représentent la somme des deux pertes de charge Hs et Hl.

$$H_t = H_s + H_l = 1,15 * H_l \quad (\text{III.10})$$

III.4. Calcul Hydraulique

III.4.1. la hauteur manométrique totale.

Elle est donnée par la formule suivante:

$$H_{mt} = H_g + H_a + H_r \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique (m).

- H_a : pertes de charge à l'aspiration (m).
- H_r : pertes de charge au refoulement (m).

III.4.2. Puissance de la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [6] :

$$P = \frac{\dots * g * H_{mt} * Q}{\gamma} \quad (\text{III.12})$$

- P : puissance absorbée par la pompe (KW).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : Débit à refouler (m^3/s).
- γ : rendement de la pompe (65÷90)%

III.4.3. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la relation suivante [6] :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III.13})$$

- E : énergie consommée pendant une année (KWh).
- P : puissance de pompage (KW).
- t : temps de pompage par jour (h).

III.4.4. Frais d'exploitation

Ils se calculent comme suit [6] :

$$F_{\text{exp}} = E * P_e \quad (\text{DA}) \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe (Kw.h).
- P_e : prix d'un Kw.

III.4.5. Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante [6] :

$$F_{\text{am}} = P_r * A \quad (\text{DA}) \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- P_r : prix de revient de chaque conduite en (DA/ml).
- A : l'annuité.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.16})$$

i : Taux d'annuité ; $i = 8\%$.

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 34$ ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{34} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,086$$

III.4.6. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante [6] :

$$B = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \text{ (III.17)}$$

Avec :

-B : bilan (DA).

-F_{exp} : frais d'exploitation (DA).

-F_{am} : frais d'amortissement (DA).

III.5. Prix des conduites

Le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transport et de pose par mètre linéaire, il est mentionné dans le tableau (III.1) ci-dessous [7] :

Tableau (III.1) : prix des conduites

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Prix de revient (DA)	PN (Bar)
Fonte ductile	60	1658,45	40
	80	1779,09	40
	100	2458,30	64
	125	4029,42	64
	150	4428,24	60
	200	5663,86	52
	250	7461,72	46
	300	8948,09	41
	350	12318,19	38
	400	14136,10	35

III.6. Equipement de l'adduction [8]

III.6.1. Vannes d'isolement et de décharge

On utilise des robinets vannes pour isoler une conduite d'amenée, en particulier pour une éventuelle réparation, et des robinets, placés aux points bas, pour la vidange.

III.6.2. Ventouses

Lorsque la conduite présente des points hauts, il faut pouvoir éliminer l'air présent lors du remplissage, et éventuellement entraîné par l'eau. On dispose alors aux points hauts des ventouses à boule flottante qui évacuent l'air et bouchent leur orifice dès que tout l'air est éliminé.

III.6.3. Clapets

Les clapets évitent le retour de l'eau vers l'amont (en particulier lors de l'arrêt des pompes). Sur les conduites d'adduction, on utilise des clapets à battant.

III.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

III.7.1. Calcul du tronçon réservoir Boudjellil-station de reprise 1 Boudjellil.

La Station de reprise 1 Boudjellil reçoit de l'eau gravitairement à partir du réservoir Boudjellil.

Données :

- Le débit : $Q = 0,0053 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 140,58 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L = 3522,56 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$$D_{N1} = 0,073 \text{ m}$$

$$D_{N2} = 0,109 \text{ m}$$

D'où les diamètres normalisés sont : 80, 100, 125 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.2) suivant :

Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)
80	3522,560	1,055	84381,635	0,025	0,040	0,028	100,292	115,336
100	3522,560	0,675	67505,308	0,020	0,038	0,009	30,752	35,364
125	3522,560	0,432	54004,246	0,016	0,035	0,003	9,495	10,919

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage, il faut que $H_t \leq H_g$

Avec :

H_t : Pertes de charge totales dans la conduite.

H_g : hauteur géométrique.

Pour cela, on opte pour un diamètre de 80 mm, puisque $H_t = 115,336 \text{ m}$ est inférieure à la hauteur géométrique, $H_g = 140,58 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de 1,055 m/s.

III.7.2. Calcul du tronçon station de reprise 1-station de reprise 2 Boudjellil.

La station de reprise 1 refoule de l'eau vers la station de reprise 2.

Données :

- Le débit : $Q = 0,0053 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 244,55 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L = 1485,5 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$$D_{N1} = 0,073 \text{ m}$$

$$D_{N2} = 0,109 \text{ m}$$

D'où les diamètres normalisés sont : 80, 100, 125 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.3),(III.4),(III.5),(III.6) suivants :

Tableau (III.3) : Calcul de la Hmt.

D(mm)	L (m)	V(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
80	1485,500	1,055	84381,635	0,025	0,040	0,028	42,294	48,638	293,188
100	1485,500	0,675	67505,308	0,020	0,038	0,009	12,968	14,913	259,463
125	1485,500	0,432	54004,246	0,016	0,035	0,003	4,004	4,605	249,155

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

D (mm)	PUISSANCE(KW)	E (KW.h)	Pe (Da/KW.h)	F exp (DA)
80	20,322	148349,061	4,67	692790,114
100	17,984	131284,795	4,67	613099,993
125	17,269	126068,693	4,67	588740,799

Tableau (III.5) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
80	1779,09	1485,5	2642845,22	0,086	228088,40
100	3448,3	1485,5	5211449,65	0,086	442088,46
125	4029,48	1485,5	5985792,54	0,086	516598,50

Tableau (III.6) : Calcul du bilan.

D (mm)	V (m/s)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
80	1,055	692790,114	228088,404	920878,518
100	0,675	613099,993	442088,458	1055188,45
125	0,432	588740,799	516598,498	1105339,3

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 80 mm.**

III.7.3. Calcul du tronçon station de reprise 2-réservoir Beni ouhdan.

La station de reprise 1 refoule vers le réservoir Beni ouhdan.

Données :

-Le débit : $Q = 0,0053 \text{ m}^3 / \text{s}$

-Hauteur géométrique $H_g = 119,830 \text{ m}$

-Longueur du tronçon $L = 2487,5 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,073 \text{ m}$

$D_{N2} = 0,109 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 80, 100, 125 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.7),(III.8),(III.9),(III.10) suivants :

Tableau (III.7) : Calcul de la Hmt.

D(mm)	L	V(m/s)	Re	K/D	Λ	J (m/m)	HI (m)	Ht (m)	HMT
80	2487,5	1,055	84381,635	0,025	0,040	0,028	70,823	81,447	201,277
100	2487,5	0,675	67505,308	0,020	0,038	0,009	21,716	24,716	144,803
125	2487,5	0,432	54004,246	0,016	0,035	0,003	6,705	7,711	127,541

Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(KW)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
80	13,9512087	101843,824	4,67	475610,656
100	10,0368252	73268,824	4,67	342165,408
125	8,84030012	64534,1909	4,67	301374,671

Tableau (III.9) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L	Pt (DA)	A	Fam (DA)
80	1779,09	2487,5	4425498,133	0,086	381938,678
100	3448,3	2487,5	8577646,25	0,086	740286,125
125	4029,48	2487,5	10023331,5	0,086	865054,704

Tableau (III.10) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
80	475610,656	381938,678	857549,334
100	342165,408	740286,126	1082451,53
125	301374,671	865054,704	1166429,38

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 80 mm.**

III.7.4. Calcul du tronçon réservoir Beni ouhdan-station de reprise 3

La station de reprise 3 reçoit de l'eau gravitairement à partir du réservoir Beni ouhdan.

Données :

- Le débit : $Q = 0,0038 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 17,99 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L = 1479,4 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$$D_{N1} = 0,062 \text{ m}$$

$$D_{N2} = 0,093 \text{ m}$$

D'où les diamètres normalisés sont : 60, 80, 100 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.11) suivant :

Tableau (III.11) : Calcul des pertes de charge totales.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D	LAMDA	J (m/m)	HI (m)	Ht (m)
60	1479,400	1,350	81006,879	0,033	0,026	0,041	60,642	69,738
80	1479,400	0,759	60755,159	0,025	0,025	0,009	13,843	15,919
100	1479,400	0,486	48604,127	0,020	0,024	0,003	4,278	4,920

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est :
 $H_t \leq H_g$

Pour cela, on opte pour un diamètre de 80 mm, puisque $H_t = 15,919$ m est inférieure à la hauteur géométrique, $H_g = 17,99$ m avec une vitesse acceptable de 0,759 m/s.

III.7.5. Calcul du tronçon station de reprise 3 – réservoir Hamda

La station de reprise 3 refoule vers le réservoir hamda.

Données :

- Le débit : $Q = 0,0038 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 93$ m
- Longueur du tronçon $L = 988,5$ m

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,062$ m

$D_{N2} = 0,093$ m

D'où les diamètres normalisés sont : 60, 80, 100 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.12) suivant :

Tableau (III.12) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
60	988,500	1,350	81006,879	0,033	0,044	0,069	67,848	78,025	171,025
80	988,500	0,759	60755,159	0,025	0,040	0,015	14,693	16,897	109,897
100	988,500	0,486	48604,127	0,020	0,038	0,005	4,520	5,198	98,198

Tableau (III.13) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE	E(KW.h)	Pe(DA/KW.h)	F exp (DA)
60	8,53512519	62306,4139	4,67	290970,953
80	5,48450933	40036,9181	4,67	186972,408
100	4,9006436	35774,6983	4,67	167067,841

Tableau (III.14) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
60	1658,452	988,5	1639380,22	0,086	141485,251
80	17779,095	988,5	1758635,14	0,086	51777,440
100	3448,3	988,5	3408644,55	0,086	294180,034

Tableau (III.15) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
60	290970,953	141485,251	432456,203
80	186972,408	151777,440	338749,848
100	167067,841	294180,034	461247,875

Les calculs effectués ci-dessus donnent le diamètre économique : **D= 80 mm.**

III.7.6. Calcul du tronçon station de reprise 1 Douar tazmalt – station de reprise 2

Douar Tazmalt

La station de reprise 1 Douar Tazmalt refoule vers la station de reprise 2 Douar Tazmalt

Données :

-Le débit : $Q = 0,0395 \text{ m}^3 / \text{s}$

-Hauteur géométrique $H_g = 105,53 \text{ m}$

-Longueur du tronçon $L = 4495,56 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,199 \text{ m}$

$D_{N2} = 0,298 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 200, 250, 300 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.16), (III.17), (III.18) et (III.19) ci-dessous :

Tableau (III.16) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
200	4495,560	1,260	252076,433	0,010	0,030	0,012	54,234	62,369	167,899
250	4495,560	0,807	201661,146	0,008	0,028	0,004	16,759	19,273	124,803
300	4495,560	0,560	168050,955	0,007	0,027	0,001	6,445	7,411	112,941

Tableau (III.17) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(KW)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
200	86,9134218	634467,979	4,67	2962965,46
250	64,6046468	471613,922	4,67	2202437,01
300	58,4645824	426791,452	4,67	1993116,08

Tableau (III.18) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
200	5663,86	4495,560	25462222,5	0,086	2197494,45
250	7461,72	4495,560	33544610	0,086	2895037,71
300	8948,09	4495,560	40226675,5	0,086	3471727,43

Tableau (III.19) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
200	2962965,46	2197494,45	5160459,91
250	2202437,01	2895037,71	5097474,72
300	1993116,08	3471727,43	5464843,5

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 250 mm.**

III.7.7. Calcul du tronçon station de reprise 2 Douar tazmalt – Aftis

Le réservoir d'Aftis reçoit de l'eau gravitairement à partir de la station de reprise 2 Douar Tazmalt

Données :

-Le débit : $Q = 0,014 \text{ m}^3 / \text{s}$

- Hauteur géométrique $H_g = 95$ m
- Longueur du tronçon $L = 2378,75$ m

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$$D_{N1} = 0,121 \text{ m}$$

$$D_{N2} = 0,180 \text{ m}$$

D'où les diamètres normalisés sont : 125, 150, 200 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.20) suivant :

Tableau (III.20) : Calcul des pertes de charge totales.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)
125	2378,750	1,174	146799,717	0,016	0,035	0,019	46,186	53,114
150	2378,750	0,816	122333,097	0,013	0,033	0,007	17,629	20,274
200	2378,750	0,459	91749,823	0,010	0,030	0,002	3,888	4,472

Pour que l'eau arrive au réservoir Aftis, il faut que :

$$H_t \geq H_g$$

Pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de **125 mm**, puisque $H_t = 53,114$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 95$ m, avec une vitesse acceptable de 1,174 m/s.

III.7.8. Calcul du tronçon station de reprise 2 Douar tazmalt – nœud A

.Données :

- Le débit : $Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 56,45$ m
- Longueur du tronçon $L = 811,85$ m

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$$D_{N1} = 0,159 \text{ m}$$

$$D_{N2} = 0,238 \text{ m}$$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.21), (III.22), (III.23) et (III.24) suivants :

Tableau (III.21) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D	LAMDA	J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
150	811,850	1,425	213768,153	0,013	0,030	0,021	16,695	19,200	75,650
200	811,850	0,802	160326,115	0,010	0,028	0,005	3,736	4,297	60,747
250	811,850	0,513	128260,892	0,008	0,027	0,001	1,172	1,347	57,797

Tableau (III.22) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(KW)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
150	24,907	181820,208	4,67	849100,37
200	20,001	146001,335	4,67	681826,233
250	19,029	138912,582	4,67	648721,757

Tableau (III.23) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L	Pt (DA)	A	Fam (DA)
150	4428,24	811,85	3595066,64	0,086	1159369,4
200	5663,86	811,85	4598204,74	0,086	1078670,2
250	7461,72	811,85	6057797,38	0,086	1171534,57

Tableau (III.24) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
150	849100,37	310269,027	1159369,4
200	681826,233	396843,968	1078670,2
250	648721,757	522812,812	1171534,57

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 200 mm.**

III.7.9. Calcul du tronçon nœud A – réservoir Taourirt

Données :

- Le débit : $Q = 0,0125 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 62,78 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L = 1274,1 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,112 \text{ m}$

$D_{N2} = 0,168 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 125, 150, 200 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.25), (III.26), (III.27) et (III.28) suivants :

Tableau (III.25) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
125	1274,100	1,019	127418,917	0,016	0,035	0,015	18,681	21,483	84,263
150	1274,100	0,708	106182,430	0,013	0,033	0,006	7,137	8,207	70,987
200	1274,100	0,398	79636,823	0,010	0,031	0,001	1,577	1,814	64,594

Tableau (III.26) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(Kw)	E (KW.h)	Pe(DA/KW.h)	F exp (DA)
125	13,7802372	74948,9397	4,67	350011,548
150	11,6091576	84746,8503	4,67	395767,791
200	10,5636006	76443,0275	4,67	356988,939

Tableau (III.27) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L	Pt (DA)	A	Fam (DA)
125	4029,48	1274,1	5133960,47	0,086	443081,889
150	4428,24	1274,1	5642020,58	0,086	486929,565
200	5663,86	1274,1	7216324,03	0,086	622798,423

Tableau (III.28): Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
125	350011,548	443081,889	793093,437
150	395767,791	486929,565	882697,356
200	356988,939	622798,423	979787,361

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre économique : **D= 125 mm.**

III.7.10. Calcul du tronçon nœud A – réservoir Ait dassen

Données :

-Le débit : $Q = 0,0126 \text{ m}^3/\text{s}$

-Hauteur géométrique $H_g = 67,11 \text{ m}$

-Longueur du tronçon $L = 1145,45 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,112 \text{ m}$

$D_{N2} = 0,169 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 125, 150, 200 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.29), (III.30), (III.31) et (III.32)

Suivants

Tableau (III.29) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D K	LAMDA	J	HI	Ht	HMT
125	1145,450	1,033	129102,867	0,016	0,035	0,015	17,237	19,823	86,933
150	1145,450	0,717	107585,722	0,013	0,033	0,006	6,585	7,572	74,682
200	1145,450	0,403	80689,292	0,010	0,031	0,001	1,455	1,673	68,783

Tableau (III.30) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE	E (KW.h)	Pe(DA/KW.h)	F exp (DA)
125	14,4047988	105155,031	4,67	491073,996
150	12,3748845	90336,6571	4,67	421872,189
200	11,3973911	83200,9548	4,67	388548,459

Tableau (III.31) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L	Pt (DA)	A	Fam (DA)
125	4029,48	1145,45	5615567,87	0,086	398342,447
150	4428,24	1145,45	5072325,51	0,086	437762,711
200	5663,86	1145,45	6487668,44	0,086	559912,45

Tableau (III.32) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
125	491073,996	398342,477	889416,472
150	421872,189	437762,711	859634,9
200	388548,459	559912,45	948460,909

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 150 mm.**

III.7.11. Calcul du tronçon station de reprise Ain el bir – réservoir Ain el Bir

La station de reprise Ain el Bir refoule vers le réservoir Beni Mensour

Données :

-Le débit : $Q = 0,0065 \text{ m}^3 / \text{s}$

-Hauteur géométrique $H_g = 129,99 \text{ m}$

-Longueur du tronçon $L = 2186,94 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,080 \text{ m}$

$D_{N2} = 0,121 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 80, 100, 125 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.33), (III.34), (III.35) et (III.36) suivants :

Tableau (III.33) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L	v(m/s)	Re	K/D		J (m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
80	2186,940	1,305	104407,732	0,025	0,040	0,043	94,991	109,240	239,230
100	2186,940	0,835	83526,185	0,020	0,037	0,013	29,078	33,440	163,430
125	2186,940	0,535	66820,948	0,016	0,035	0,004	8,957	10,300	140,290

Tableau (III.34) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(Kw)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
80	20,5170641	149774,568	4,67	699447,231
100	14,0162072	102318,312	4,67	477826,519
125	12,031726	87831,5995	4,67	410173,57

Tableau (III.35) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
125	1779,095	2186,94	3890773,42	0,086	335789,737
150	3448,3	2186,94	7541225,2	0,086	650838,729
200	4029,48	2186,94	8812230,99	0,086	760531,753

Tableau (III.36) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
80	699447,231	335789,737	1035236,97
100	477826,519	650838,729	1128665,25
125	410173,57	760531,753	1170705,32

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 80 mm.**

III.7.12. Calcul du tronçon station de reprise Ain el bir – réservoir Beni Mensour

La station de reprise d'Ain el bir refoule vers le réservoir de Beni Mansour :

Données :

- Le débit : $Q = 0,0197 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 63,66 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L = 5464,81 \text{ m}$

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,140 \text{ m}$

$D_{N2} = 0,210 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 150, 200, 250 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.37), (III.38), (III.39) et (III.40) suivants :

Tableau (III.37) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J(m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
150	5464,810	1,113	167011,088	0,013	0,033	0,014	75,058	86,317	149,977
200	5464,810	0,626	125258,316	0,010	0,030	0,003	16,495	18,969	82,629
250	5464,810	0,401	100206,653	0,008	0,029	0,001	5,129	5,898	69,558

Tableau (III.38) : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(Kw)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
150	38,5777957	281617,909	4,67	1315155,63
200	21,254342	155156,696	4,67	724581,771
250	17,8920849	130612,22	4,67	609959,068

Tableau (III.39) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
125	4428,24	5464,81	24199490,2	0,086	2088515,47
150	5663,86	5464,81	30951918,8	0,086	2671277,8
200	7461,71	5464,81	40776882,1	0,086	3519212,52

Tableau (III.40) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
150	1315155,63	2088515,47	3403671,1
200	724581,771	2671277,8	3395859,57
250	609959,068	3519212,52	4129171,58

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 200 mm.**

III.7.13. Calcul du tronçon station de reprise Ain el bir – station de reprise Metchik

La station de reprise Ain el bir refoule vers la station de reprise Metchik

Données :

- Le débit : $Q = 0,0029 \text{ m}^3 / \text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 93,07 \text{ m}$

-Longueur du tronçon $L=8606,21$ m

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,045$ m

$D_{N2} = 0,080$ m

D'où les diamètres normalisés sont : 60, 80 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.41), (III.42), (III.43) et (III.44) suivants :

Tableau (III.41) : Calcul de la Hmt.

D	L	v(m/s)	Re	K/D		J(m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
60	8606,210	1,034	62063,576	0,033	0,045	0,040	348,341	400,592	493,662
80	8606,210	0,582	46547,682	0,025	0,041	0,009	75,661	87,010	180,080

Tableau (III.42) : Calcul des frais d'exploitation.

D	PUISSANCE(Kw)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
60	18,8753668	137790,177	4,67	643480,128
80	6,88542378	50263,5936	4,67	234730,982

Tableau (III.43) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
60	1658,452	8606,21	14272989,8	0,086	1231817,68
80	1779,095	8606,21	15311262,8	0,086	1321424

Tableau (III.44) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
60	643480,128	1231817,68	1875297,81
80	234730,982	1321424,91	1556155,89

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 80 mm.**

III.7.14. Calcul du tronçon station de reprise Metchik – réservoir Metchik

La station de reprise de Metchik refoule vers le réservoir Metchik

Données :

-Le débit : $Q = 0,0029$ m³ /s

-Hauteur géométrique $H_g = 110,67$ m

-Longueur du tronçon $L=5456,12$ m

D'après les formules : (III.1) et (III.2)

$D_{N1} = 0,045$ m

$D_{N2} = 0,080$ m

D'où les diamètres normalisés sont : 60, 80 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.45), (III.46), (III.47) et (III.48) suivants :

Tableau (III.45) : Calcul de la Hmt.

D (mm)	L (m)	v(m/s)	Re	K/D		J(m/m)	Hl (m)	Ht (m)	HMT
0,060	5456,120	1,034	62063,576	0,033	0,045	0,040	220,839	253,965	364,635
0,080	5456,120	0,582	46547,682	0,025	0,041	0,009	47,967	55,162	165,832
0,090	5456,120	0,460	41375,718	0,022	0,039	0,005	25,764	29,628	140,298

Tableau (III.46) : Calcul d'exploitation.

D (mm)	PUISSANCE(Kw)	E (KW.h)	Pe (DA/KW.h)	F exp (DA)
60	13,9419744	101776,413	4,67	475295,849
80	6,34065305	46286,7673	4,67	216159,203

Tableau (III.47) : Calcul des frais d'Amortissement.

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Pt (DA)	A	Fam (DA)
125	4428,24	5464,81	24199490,2	0,086	2088515,47
150	5663,86	5464,81	30951918,8	0,086	2671277,8
200	7461,71	5464,81	40776882,1	0,086	3519212,52

Tableau (III.48) : Calcul du bilan.

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
60	475295,849	780941,331	1256237,18
80	216159,203	837750,053	1053909,26

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 80 mm.**

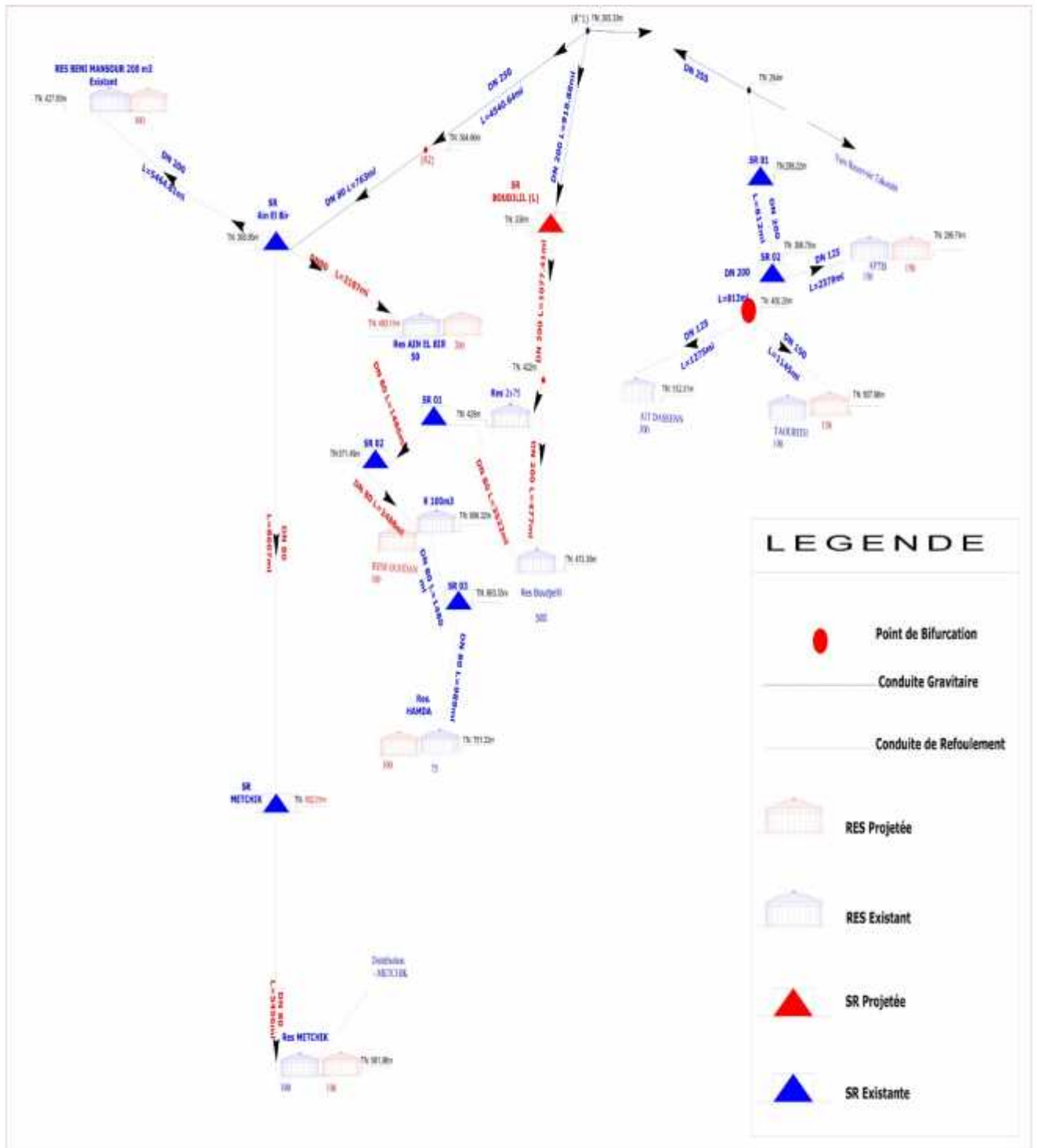
III.8.conclusion

Nous avons pu déterminer les diamètres des conduites d'adduction de notre projet, en tenant compte de l'aspect technico-économique. Le tableau suivant nous donne le diamètre de chaque tronçon.

Tableau (III.49) : le diamètre de chaque tronçon.

Tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)
RB-SRB1	3522,56	80
SRB1-SRB2	1485,5	80
SRB2-RBO	2487,5	80
RBO-SR3T	1479,4	80
SR3T-RH	988,5	80
SRDT1-SRDT2	4495,56	250
SRDT2-R aftis	2378,75	125
SRDR2-NA	811,85	200
NA-R taourirt	1274,1	125
NA-R ait dassen	1145,45	150
SRAB-R ain el bir	2186,94	80
SRAB-R beni mensour	5464,81	200
SRAB-SRM	8606,21	80
SRM-R metchik	5456,12	80

SCHEMA SYNOPTIQUE ADDUCTION SECONDAIRE COMMUNE DE BOUDJELLIL



Chapitre IV

Pompes

IV.1. Généralités

On appelle une pompe, tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler vers une autre à plus grande pression. La pompe est construite pour répondre à des conditions précises de fonctionnement : débit Q à élever à une hauteur H . De point de vue physique, on peut dire que le rôle de la pompe est la transformation de l'énergie mécanique reçue par son moteur d'entraînement, en énergie hydraulique, c'est-à-dire, qu'elle transmet au fluide qui la traverse l'énergie qui lui permet de s'élever à une certaine hauteur.

D'une façon générale, une pompe comporte :

- un organe mobile : la roue (turbine, impulseur ou rotor).
- des organes fixes à savoir :
 - Un diffuseur (stator).
 - Des canaux de retour.

IV. 2. Courbe Caractéristique d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée, au nombre de trois [5] (Figure (IV.1)) :

- La courbe débit-hauteur ($f(Q)=H$) : qui exprime les variations des différentes hauteurs en fonction du débit ;
- La courbe rendement-débit ($f(Q)=\eta$) : elle exprime les variations des débits en fonction du rendement. Cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit. Elle passe par l'origine, puisque pour $Q=0$ le rendement est nul ;
- La courbe puissance-débit ($f(Q)=P$) : elle exprime les variations des débits en fonction des puissances.

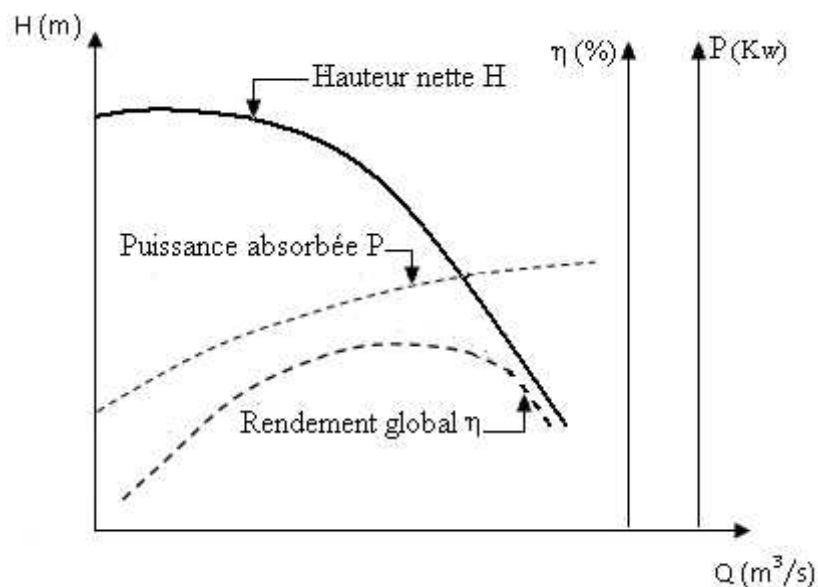


Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe.

IV. 3. Choix de la pompe

Les paramètres agissant sur le choix d'une pompe sont :

- Type de pompe.
- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation de l'eau (Hmt).
- Le rendement de la pompe (η).
- Le coût.

IV.4. Différents types de pompes

On distingue deux catégories de pompes [9] :

Les pompes volumétriques :

Le volume de l'eau emprisonné dans le récipient de départ de la pompe est contraint à se déplacer de l'entrée vers la sortie de la pompe par un système mécanique, ce volume prélevé dans la conduite d'aspiration engendre une dépression qui fait avancer le fluide vers la pompe par aspiration. Cet effet confère aux pompes volumétriques d'être auto-amorçantes.

Elles sont constituées de pompes alternatives (à piston, à diaphragme, ...) et de pompes rotatives (à vis, à engrenage, à palettes, hélicoïdales...).

Les turbopompes :

Elles sont essentiellement constituées d'une pièce en rotation, le rotor appelé aussi roue ou hélice qui tourne dans un carter appelé corps de pompe qui fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression.

La différence entre les pompes centrifuges, hélico-centrifuges et à hélices porte essentiellement sur la direction de la vitesse donnée au fluide.

On distingue suivant le type de roue et son mode d'action trois catégories, à savoir :

- **Pompes centrifuges** : hauteur d'élévation très importante.
- **Pompes hélices** : débit important et hauteur d'élévation faible.
- **Pompes hélico-centrifuges** : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25 à 30m.

IV.5. Caractéristiques des pompes

IV.5.1. Hauteur manométrique

C'est la hauteur géométrique entre la station de pompage et le point d'arrivée de l'eau avec les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée par la formule suivante [9]:

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \text{ (m)} \text{ (IV.1)}$$

Avec :

- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

IV.5.2. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tours effectués par la pompe en unité de temps.

IV.5.3. La puissance

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [9]:

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- Q : débit refoulé en (m³/s).
- η : rendement de la pompe en (%).

IV.5.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile (Pu) et la puissance à fournir à la pompe (Pa).

$$= \frac{P_u}{P} \quad (\text{IV.3})$$

Pu : puissance utile

IV.5.5. Point de fonctionnement

IV.5.5.1. Caractéristique d'un réseau hydraulique

Le réseau muni d'une pompe est caractérisé, par une courbe hauteur-débit, obtenue en ajoutant à la hauteur d'élévation de l'eau les pertes de charge par refoulement dans les tuyauteries. La caractéristique du réseau ainsi définie [9]:

$$H = H_g + RQ^2 \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m)

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

RQ² : Valeur de la perte de charge au point considéré (m).

$$R = 1.15 \left(\frac{L}{D^5} \right) g \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

D : Diamètre de la conduite (m).

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s).

IV.5.5.2. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement de la pompe est le point d'intersection P (Q, H) des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique Hauteur-Débit de la pompe considérée: (H=f(Q)).
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe: (Hc=F(Q)).

IV.6. choix du point de fonctionnement

Dans des cas fréquents, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons alors procéder à des modifications dans le dimensionnement ou dans le fonctionnement de la pompe. [9]

IV.6.1. Première Variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage

Le point de fonctionnement étant à droite de P1, le débit sera plus important que Q1, donc le temps de pompage doit être diminué Figure(IV.2).

Le volume d'eau entrant dans le réservoir étant : (Pour un temps de fonctionnement de 20h).
 $V = 20 * Q1 \text{ (m}^3\text{)} \text{ (IV.6)}$

Il est obtenu après refoulement de Q pendant un temps T p :

$$20 * Q1 = T_p * Q \quad \text{(IV.7)}$$

$$T = 20 * \frac{Q}{Q} \quad \text{(IV.8)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{\rho * Q * H}{\eta} \quad \text{(IV.9)}$$

IV.6.2. Deuxième Variante : Régulation par étouffement (vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q1. Figure (IV.2)

$$H = H1 + h \text{ (m)} \quad \text{(IV.10)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{\rho * Q * H}{\eta} \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

- h : perte de charge engendrée par le pompage.
- H 1 : la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

IV. 6. 3. Troisième Variante : Rognage de la roue de la pompe

Le rognage correspond à la diminution du diamètre extérieur de la roue en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point P 1 , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe en P 2 (Q2, H2) Figure (IV.2).

$$M = \left(\frac{Q1}{Q2}\right) = \left(\frac{H1}{H2}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{D1}{D2} \quad \text{(IV.12)}$$

Donc, le nouveau diamètre sera de :

$$D_2 = m.D_1 \quad (IV.13)$$

Par conséquent, le coefficient de rognage sera :

$$R = 1 - m \quad [\%] \quad (IV.14)$$

Avec :

- m : coefficient de rognage.
- r : le pourcentage de rognage.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (IV.15)$$

IV.6.4. Quatrième Variante : Variation de la rotation

Dans ce cas on varie la vitesse de rotation et cela provoque une diminution du débit et la puissance absorbée. Pour cela on choisit la vitesse qui convient pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous tracerons la parabole $H = a Q^2$ (courbe d'iso rendement) qui passe par l'origine du graphe. Figure(IV.2)

la valeur de a est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H}{Q^2} \quad (IV.16)$$

la parabole passe par le point P1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe en P 3 (Q ,H3)

on aura grâce aux lois de similitude :

$$\frac{N1}{N} = \left(\frac{Q1}{Q}\right)^2 = \frac{H1}{H} \quad (IV.17)$$

$$N1 = N \cdot \left(\frac{Q1}{Q}\right)^2 = N \cdot \frac{H1}{H} \quad (\text{Tr/mn}) \quad (IV.18)$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (IV.19)$$

IV.6.5. Cinquième variante : Couplage des pompes

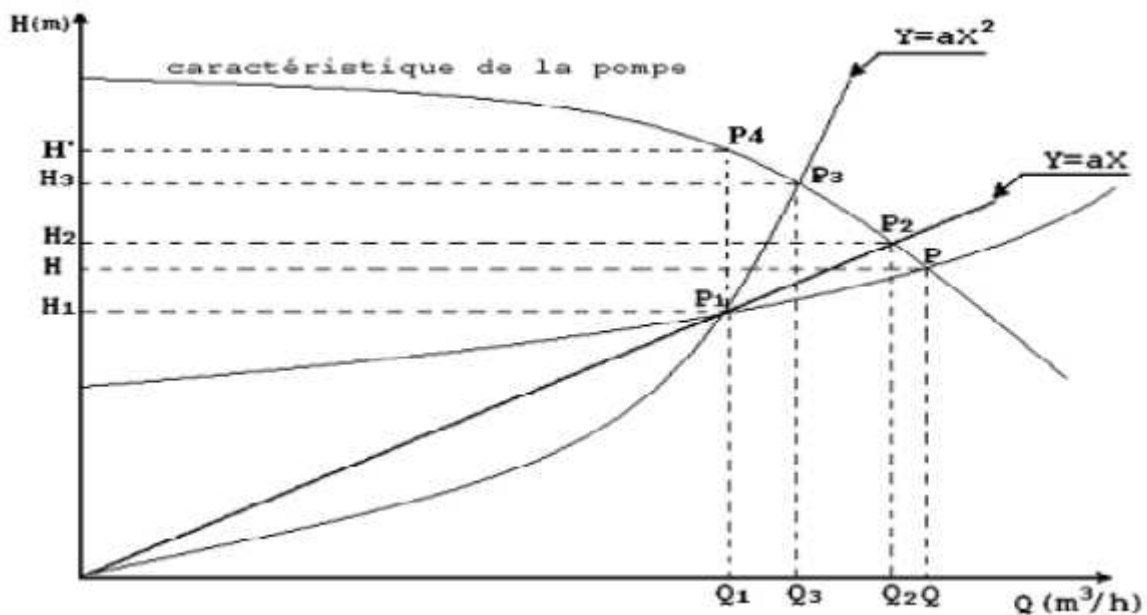
Dans certains cas la hauteur ou le débit ne peuvent être satisfaits avec une seule pompe, nous devons recourir à l'utilisation de plusieurs pompes.

IV.6.5.1. Couplage en parallèle

Il est utilisé pour garder une même hauteur et augmenter le débit pompé, il est préférable d'utiliser des pompes pour améliorer le rendement.

IV.6.5.2. Couplage en série

Il est utilisé pour augmenter la hauteur de refoulement. Les méthodes de réalisation du point de fonctionnement sont représentées dans la figure (IV.2).



Figure(IV.2) : point de fonctionnement de la pompe

IV.7. La cavitation

C'est un phénomène physique qui se caractérise par la transformation de l'eau de l'état liquide en vapeur. Il se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide, là où des poches de vapeur se forment.

La cavitation génère du bruit et des vibrations dans l'écoulement lorsque les poches de vapeur atteignent les zones de haute pression absolue, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d donnée par l'utilisateur, qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r donnée par le constructeur. $(NPSH)_d > (NPSH)_r$.

Pour une aspiration en charge, le (NPSH)_d est donné par la formule suivante [10] :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho} + H - (J_l + h_v) \quad (V.20)$$

Pour une aspiration en dépression, le (NPSH)_d est donné par la formule suivante [10] :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho} - H - (J_l + h_v) \quad (V.20)$$

$$\frac{P_0}{\rho} = P - 0,0012 * \delta \quad (V.21)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration (m).
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration (m).
- $\frac{P_{atm}}{\rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).
- h_v : Tension de vapeur d'eau pompée à la température considérée en m. Elle est de 0,24 pour $T = 20^\circ \text{C}$.
- P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.
- δ : Altitude. (m).

IV.8. Choix du type des pompes pour les différentes stations

IV.8.1. station de reprise 1 Boudjellil

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 5,3 \text{ l/s}$.
- $H_{mt} = 293,58 \text{ m}$
- $H_g = 244,55 \text{ m}$

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge immergée (E6RX47/25A). Pour cela, on doit créer une jupe pour la pompe dans la bache d'eau pour permettre la circulation de l'eau à l'intérieure de la jupe, de là, le refroidissement de la pompe.

Ses caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- $N = 2860 \text{ tr/min}$
- $\eta = 73,3 \%$
- $P = 23,9 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 5,07 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

- le point de fonctionnement donné (5,94 l/s, 306 m).
- le point de fonctionnement désiré (5,31 l/s, 293,58m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.3) suivante :

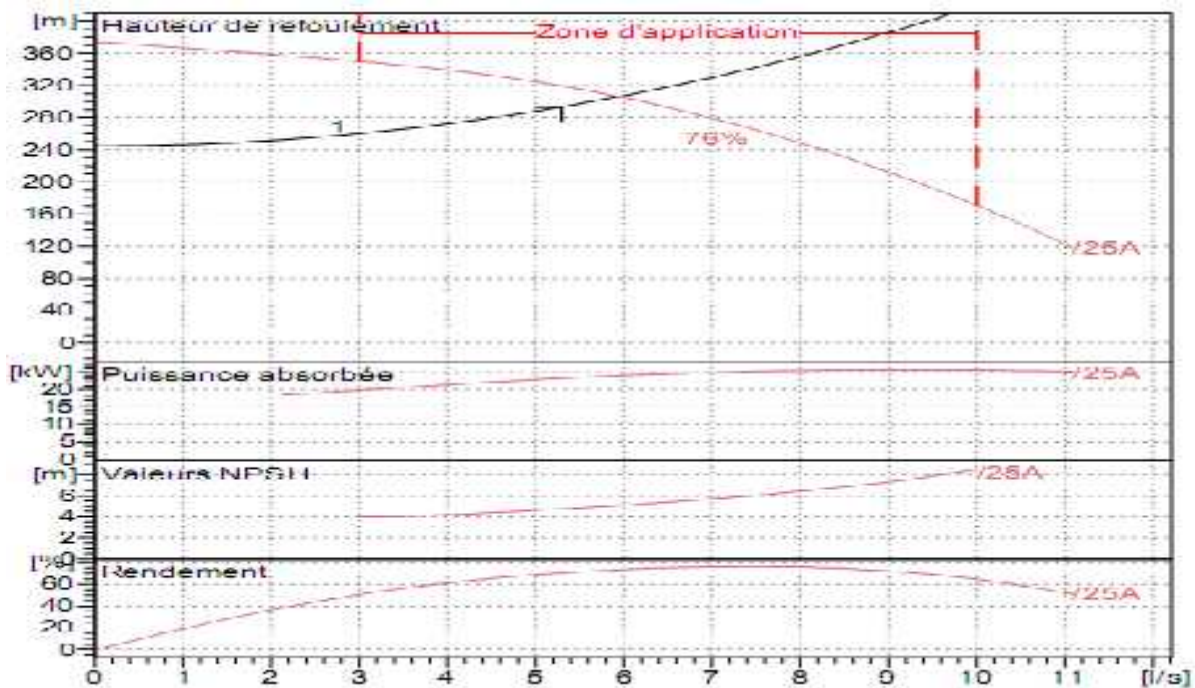


Figure (IV.3): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 1 Boudjellil.

IV.8.1.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{5,3}{5,9} = 17,90 \text{ h}$$

C-à-d, 17 h et 54 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,05 * 294,58}{0,7} = 24,35 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H1 + h$$

$$D'où : h = H' - H1 = 320,29 - 293,58 = 26,71 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,03 * 320,29}{0,7} = 22,75 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2$$

$$H = 10,45 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(5,3 l/s, 294,58) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (5,47 l/s, 313,67).

Calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{Q1}{Q2} * N1 = \frac{5,3}{5,4} * 2860 = 2766 \text{ t/m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,02 * 294,58}{0,7} = 21,65 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.1.2 Vérification de la cavitation

- NPSHr = 7,05 m.

- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10,33 - 0,0012 * 331,94 = 9,93 \text{ m.}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)_d = 9,93 + (2,5) - (0 + 0,24) = 12,19 \text{ m.}$$

On a alors : $NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.2. station de reprise 2 Boudjellil

Caractéristiques du tronçon :

- Q = 5,3 l/s.

- Hmt = 201 m

-Hg = 119.83 m

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal (HMU40-2/7C) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz

- Diamètre refoulement : DN 40 (UNI PN40).

- Raccord d'aspiration : DN65 (UNI PN16).

- N = 2950 tr/min

- $\eta = 67.3 \%$

- P = 15,6 KW

- NPSH r = 1,94 m

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

- le point de fonctionnement donné (5,31 l/s, 201 m).

-le point de fonctionnement désiré (5,31 l/s, 201m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.4) suivante :

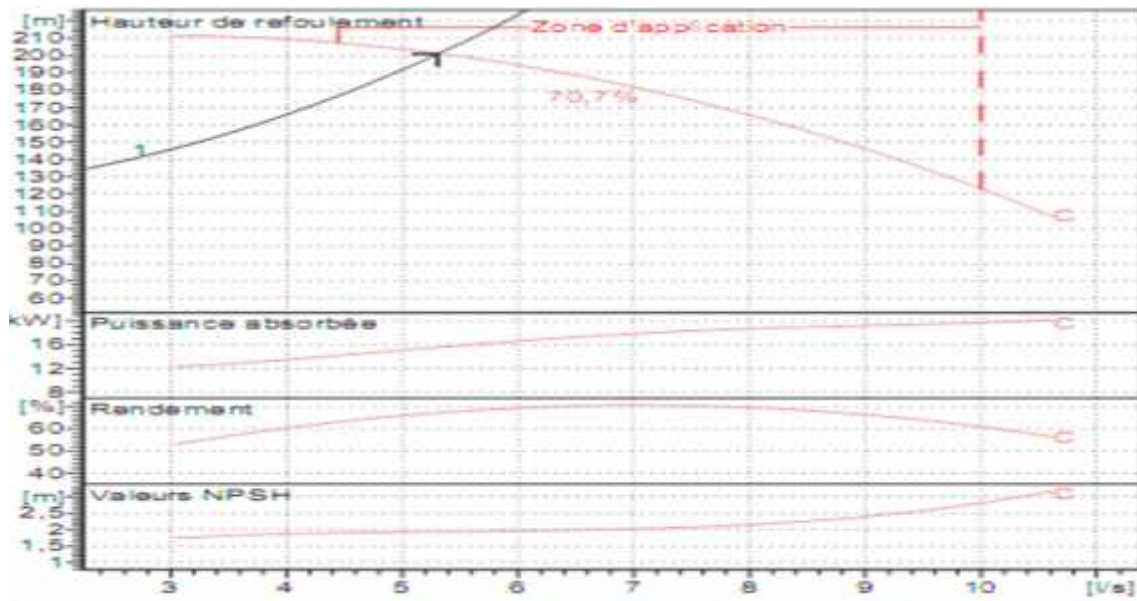


Figure (IV.4): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 2 Boudjellil.

IV.8.2.1 Vérification de la cavitation

- NPSHr = 1.94 m.

- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 571,49 = 9,64 \text{ m.}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)_d = 9,64 + (2.5) - (0 + 0.24) = 11,90 \text{ m.}$$

On a alors : $(NPSH)_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.3. station de reprise Dour tigrine.

Caractéristiques du tronçon :

- Q = 3,8 l/s.

- Hmt = 109,89 m

- Hg = 93 m

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge Multicellulaires à axe horizontal (HMU40-1/5C) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz

- Diamètre refoulement : DN 40 (UNI PN40)

- Raccord d'aspiration : DN65 (UNI PN16)

- N = 2950 tr/min

- $\eta = 66 \%$

- P = 6,91 KW

- NPSH r = 2,18 m

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (4,13 l/s, 113 m).
- le point de fonctionnement désiré (3,8 l/s, 110 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.5) suivante :

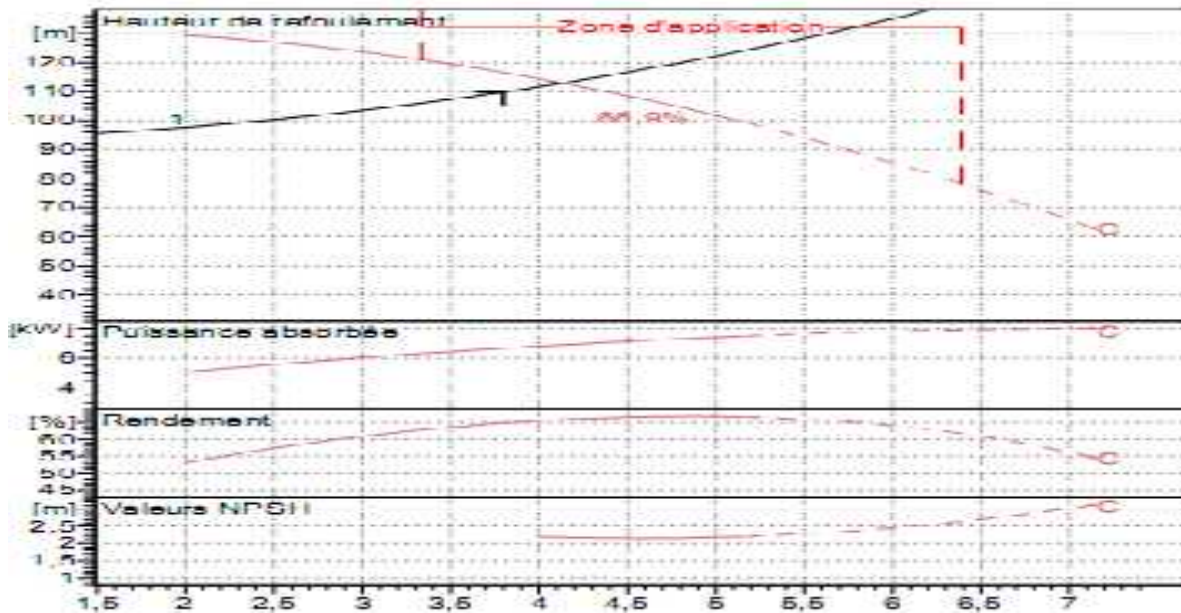


Figure (IV.5): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Douar Tigrin.

IV.8.3.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{3,8}{4,1} = 18,40 \text{ h}$$

C-à-d, 18 h et 24 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,03 * 113}{0,6} = 6,94 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H1 + h$$

$$\text{D'où : } h = H' - H1 = 115,6 - 109,89 = 5,71 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,03 * 115,6}{0,6} = 6,53 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2$$

$$H = 7,61 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(3,8 l/s, 109,89) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (4,10 l/s, 128,32).

Calcul du nombre de tours

$$N_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * N_1 = \frac{3,8}{4,1} * 2950 = 2730 \text{ tr/min}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1,8}{0,6} = 6,35 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.3.2. Vérification de la cavitation

- NPSHr = 2,18 m.

- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10,33 - 0,0012 * 663,33 = 9,53 \text{ m.}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)_d = 9,53 + (2,5) - (0 + 0,24) = 11,79 \text{ m.}$$

On a alors : $(NPSH)_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.4. station de reprise 1 Dour Tazmalt

Caractéristiques du tronçon :

- Q = 39,5 l/s.

- Hmt = 124,8 m

- Hg = 105,53 m

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal (MEC-MR 80-3/2A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz

- Diamètre refoulement : DN 80 /PN10

- Raccord d'aspiration : DN 100 /PN16

- N = 2950 tr/min

- $\eta = 77 \%$

- P = 72,2 KW

- NPSH r = 4,46 m

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (42,8 l/s, 128 m).

- le point de fonctionnement désiré (39,5 l/s, 125 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.6) suivante :

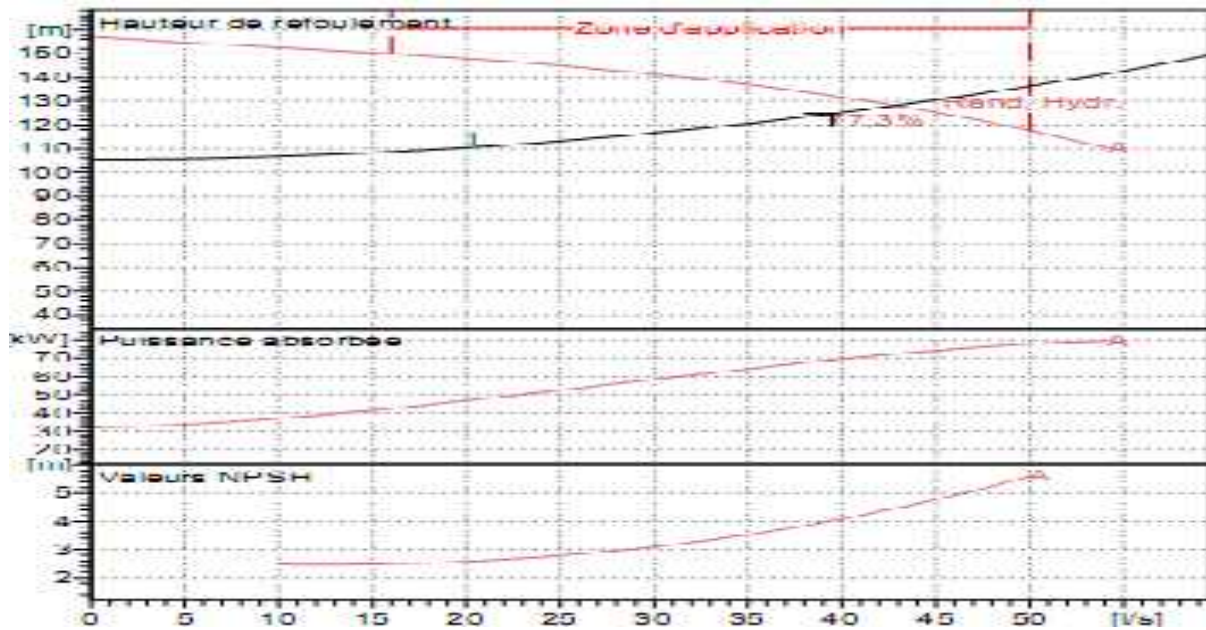


Figure (IV.6): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 1 Douar Tazmalt.

IV.8.4.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q_1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} = 20 * \frac{3,5}{4,8} = 18,45 \text{ h}$$

C-à-d, 18 h et 27 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 4,0 * 128,8}{0,7} = 69,79 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H_1 + h$$

$$D'où : h = H' - H_1 = 132,29 - 128,8 = 7,49 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 4,0 * 128,2}{0,7} = 66,57 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2$$

$$H = 0,08 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(39, l/s, 124,8) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (40,03 l/s, 128,16).

Calcul du nombre de tours

$$N_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * N_1 = \frac{3,5}{4,0} * 2950 = 2912 \text{ t}_1 / \text{m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1,8}{0,7} = 64,74 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.4.2. Vérification de la cavitation

- NPSHr = 4.46 m.
- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 298,22 = 9,97 \text{ m.}$$

$$J_{asp} = 0 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = 9,97 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12,23 \text{ m.}$$

On a alors : $NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.5. station de reprise 2 Dour Tazmalt

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 14,4 \text{ l/s.}$
- $H_{mt} = 145 \text{ m}$
- $H_g = 119,23 \text{ m}$

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal (PM 100/8A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN 125 (UNI PN8-25)
- $N = 1470 \text{ tr/min}$
- $\eta = 75 \%$
- $P = 31,3 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 1,9 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (15,9 l/s, 150 m).
- le point de fonctionnement désiré (14,4 l/s, 145 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.7) suivante :

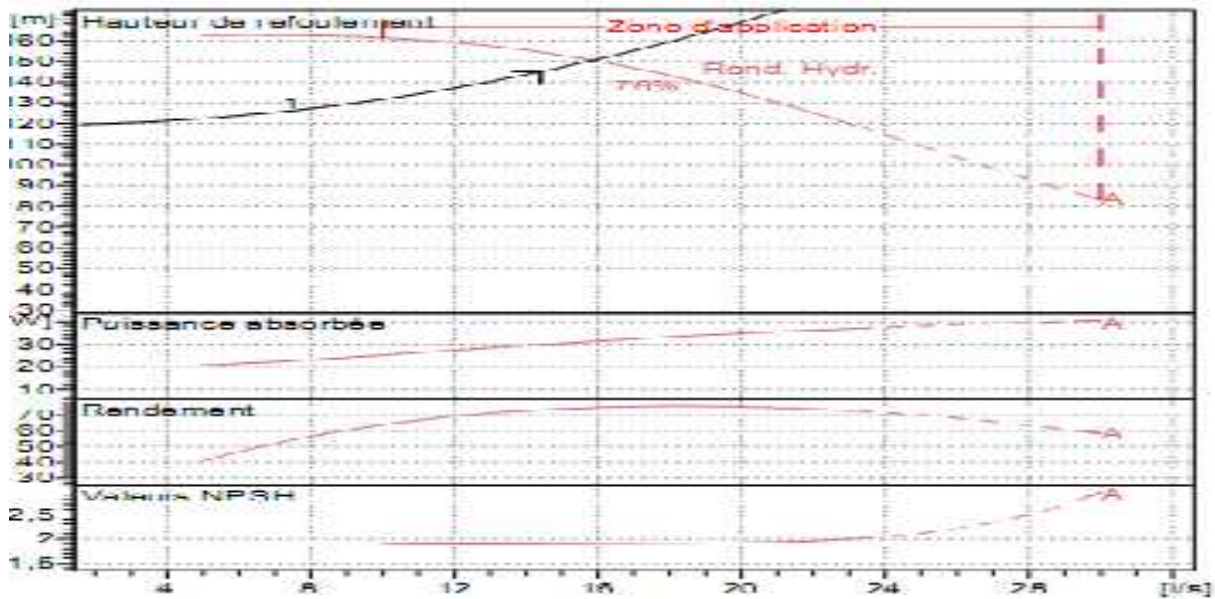


Figure (IV.7): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 2 Douar Tazmalt.

IV.8.5.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{1,4}{1,9} = 18,11 \text{ h}$$

C-à-d, 18 h et 7 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1}{0,7} = 31,20 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H1 + h$$

$$D'où : h = H' - H1 = 151,7 - 145 = 6,7 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1,7}{0,7} = 28,57 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2$$

$$H = 0,7 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(14,4 l/s, 145) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (14,78 l/s, 152,85).

Calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{Q1}{Q2} * N1 = \frac{1,4}{1,7} * 1470 = 1432 \text{ t/m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1}{0,7} = 27,53 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.5.2. Vérification de la cavitation.

- NPSHr = 1.90 m.
- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 398,75 = 9,85 \text{ m.}$$

$$J_{asp} = 0 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = 9,85 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12,11 \text{ m.}$$

On a alors : $NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.6. station de reprise Ain el bir vers réservoir Ain el bir

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 6,55 \text{ l/s.}$
- $H_{mt} = 239,23 \text{ m}$
- $H_g = 129,9 \text{ m}$

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal (HMU40-2/5A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 60 Hz
- Diamètre refoulement : DN 40 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN 65 (UNI PN16)
- $N = 3500 \text{ tr/min}$
- $\eta = 67,3 \%$
- $P = 23,8 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 1,85 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (6,59 l/s, 241 m).
- le point de fonctionnement désiré (6,55 l/s, 239,23 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.8) suivante :

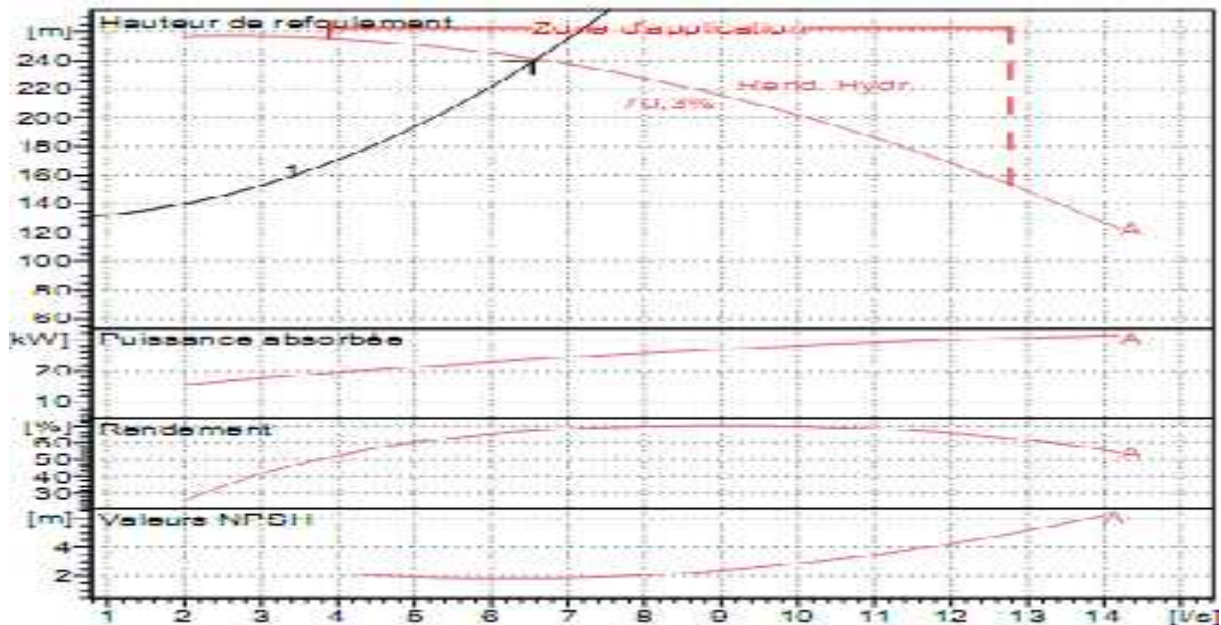


Figure (IV.8): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ain el bir vers Ain el bir.

IV.8.6.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q_1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} = 20 * \frac{6,5}{6,5} = 19,84 \text{ h}$$

C-à-d, 19 h et 50 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 2,2}{0,6} = 23,18 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H_1 + h$$

$$D'où : h = H' - H_1 = 241,27 - 239,23 = 2,04 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 2,2}{0,6} = 23,04 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2$$

$$H = 5,58 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(6,55 l/s, 239,23) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (6,58 l/s, 241,34).

Calcul du nombre de tours

$$N_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * N_1 = \frac{6,5}{6,5} * 3500 = 3485 \text{ t}_1 / \text{m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 2,2}{0,6} = 22,87 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.6.2. Vérification de la cavitation

- NPSHr = 1.85 m.
- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 368,38 = 9,89 \text{ m.}$$

$$J_{asp} = 0 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = 9,89 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12,15 \text{ m.}$$

On a alors : $(NPSH)_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

IV.8.7. station de reprise Ain el bir vers Beni Mansour.

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 19,6 \text{ l/s.}$
- $H_{mt} = 82,63 \text{ m}$
- $H_g = 63,66 \text{ m}$

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal (PM 100/5A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN 125 (UNI PN8-25)
- $N = 1470 \text{ tr/min}$
- $\eta = 75,5 \%$
- $P = 21,8 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 1,93 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (20,1 l/s, 83,8 m).
- le point de fonctionnement désiré (19,6 l/s, 82,63 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.9) suivante :

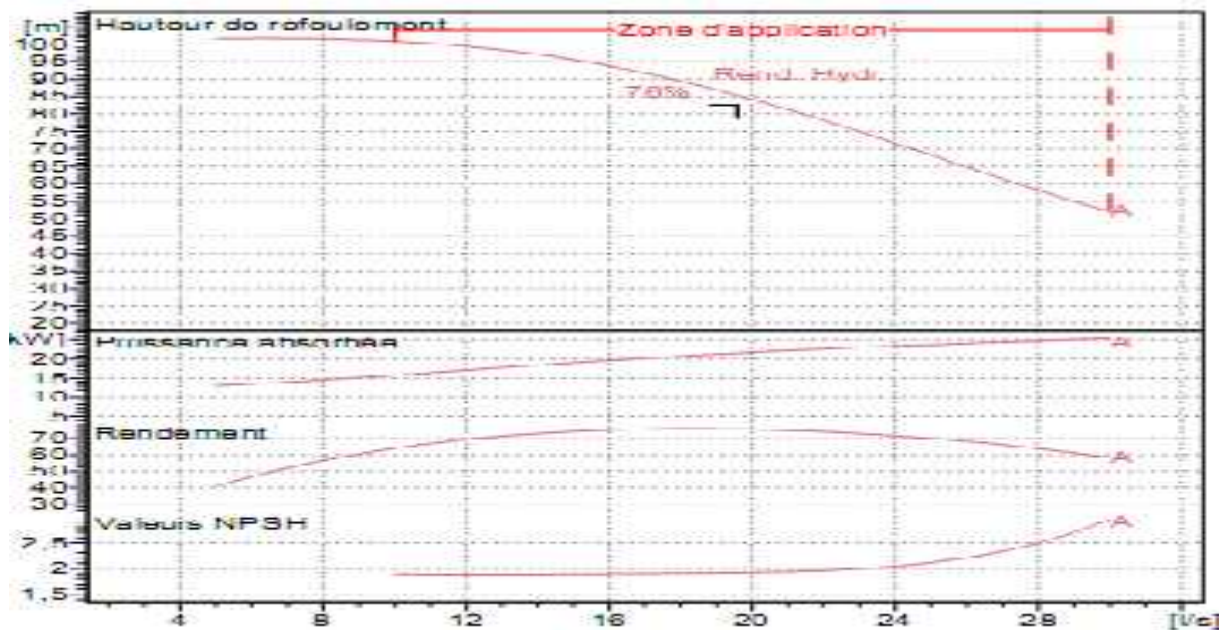


Figure (IV.9): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ain el bir vers Beni Mansour

IV.8.7.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{1,6}{2,1} = 19,56 \text{ h}$$

C-à-d, 19 h et 34 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 8,6}{0,7} = 21,91 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H1 + h$$

$$D'où : h = H' - H1 = 84,78 - 82,63 = 2,15 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 8,7}{0,6} = 21,66 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2$$

$$H = 0,21 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(19,6 l/s, 82,23) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (19,89 l/s, 84,59).

Calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{Q1}{Q2} * N1 = \frac{1,6}{1,8} * 1470 = 1453 \text{ t/m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 1,6 * 8,6}{0,7} = 21,05 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.7.2. Vérification de la cavitation

- NPSHr = 1.93 m.

- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 368,38 = 9,89 \text{ m.}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)_d = 9,89 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12,15 \text{ m.}$$

On a alors : $(NPSH)_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.9. station de reprise Ain el bir vers station de reprise metchik

Caractéristiques du tronçon :

- Q = 2,9 l/s.

- Hmt = 180,08 m

- Hg = 93,07 m

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge monobloc à axe horizontal (CVX161/16+F1500T221) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz

- Diamètre refoulement : DN 50/ PN25

- Raccord d'aspiration : DN 50/ PN25

- N = 2900 tr/min

- $\eta = 56 \%$

- P = 11,9 KW

- NPSH r = 1,18 m

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (3,3 l/s, 207 m).

- le point de fonctionnement désiré (2,9 l/s, 180,08 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.10) suivante :

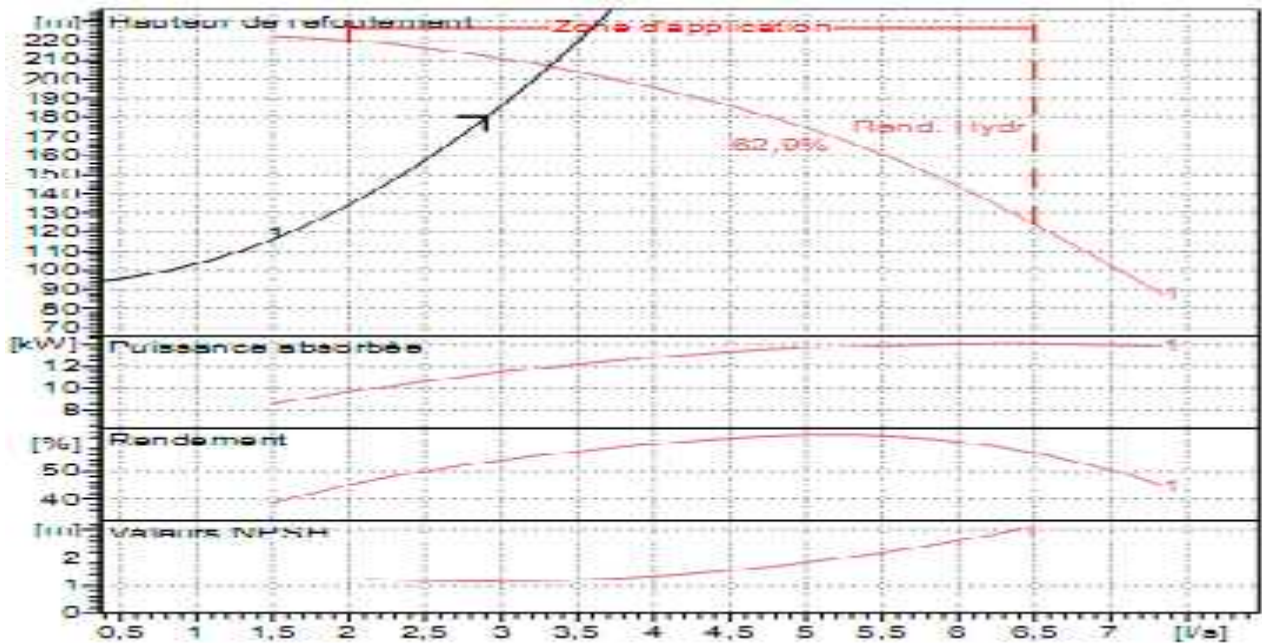


Figure (IV.10): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ain el Bir Metchik.

IV.8.9.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{2,9}{3,3} = 17,57 \text{ h}$$

C-à-d, 17 h et 34 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1,0}{0,5} = 11,96 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H1 + h$$

$$D'où : h = H' - H1 = 211 - 180,08 = 30,92 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 2}{0,5} = 10,72 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2$$

$$H = 21,41 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(2,9 l/s, 180,08m) coupe la courbe de la pompe au point

P 2 (3,12 l/s, 209,12m).

Calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{Q1}{Q2} * N1 = \frac{2,9}{3,1} * 2900 = 2691 \text{ t}_1 / \text{m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 1,6 * 1,0}{0,5} = 9,63 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.9.2. Vérification de la cavitation

- NPSHr = 1.18 m.
- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 368,38 = 9,89 \text{ m.}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)_d = 9,89 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12,15 \text{ m.}$$

On a alors : $(NPSH)_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.8.10. station de reprise Metchik

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 2,9 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Hmt = 165 m
- $H_g = 110,67 \text{ m}$

Selon le catalogue des pompes, on opte pour une (01) pompe centrifuge monobloc à axe horizontal (CVX161/16+F1500T221) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 50 /PN25
- Raccord d'aspiration : DN 50/ PN25
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 58,4 \%$
- $P = 12,5 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 1,26 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser :

- le point de fonctionnement donné (3,73 l/s, 200 m).
- le point de fonctionnement désiré (2,9 l/s, 165 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.4) suivante :

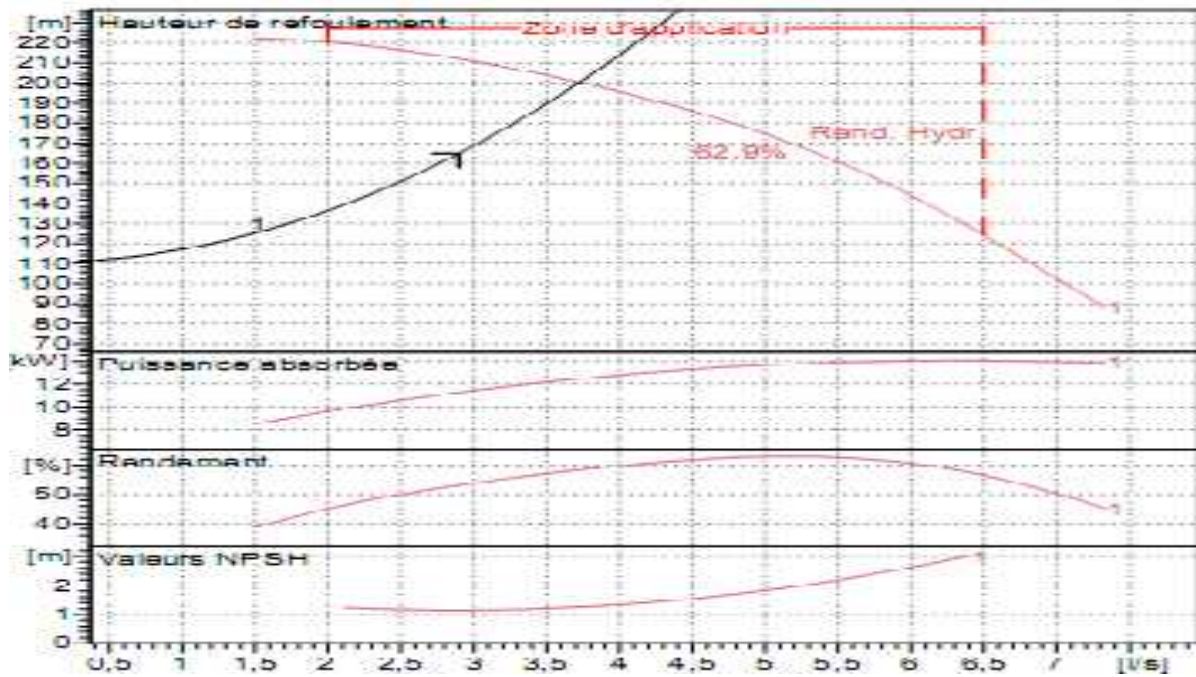


Figure (IV.11): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Metchik.

IV.8.10.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{2,9}{3,7} = 15,54 \text{ h}$$

C-à-d, 15 h et 32 min de pompage.

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 1}{0,5} = 12,53 \text{ Kw}$$

B- Le vannage

$$H = H1 + h$$

$$\text{D'où : } h = H' - H1 = 214 - 165 = 49 \text{ m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta} = \frac{9,8 * 0,0 * 2}{0,5} = 10,42 \text{ Kw}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

Calcul de la courbe iso-rendement

$$H = \frac{H1}{Q1^2} * Q^2$$

$$H = 19,62 Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(2,9 l/s, 165m) coupe la courbe de la pompe au point P 2 (3,28 l/s, 211,58m).

Calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{Q1}{Q2} * N1 = \frac{2,9}{3,2} * 2900 = 2560 \text{ t/m}$$

$$P = \frac{9,8 * Q * H}{\eta^2} = \frac{9,8 * 0,0 * 1}{0,5} = 8,82 \text{ Kw}$$

Nous opterons pour la 3ème variante, car elle présente une puissance minimale.

IV.8.10.2 Vérification de la cavitation.

- NPSHr = 1.20 m.

- Hauteur d'aspiration = 2.5 m.

ha > 0, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho} = 10.33 - 0.0012 * 456,45 = 9,78 \text{ m.}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)d = 9,78 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12,04 \text{ m.}$$

On a alors : NPSHd > NPSHr, d'où la pompe ne cavite pas

IV.9. Conclusion

Au cours de ce chapitre, à l'aide du catalogue des pompes, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent au présent projet, par le choix de la variante la plus économique (Tableau (IV.1)).

Tableau (IV.1). Récapitulatif des caractéristiques des stations de pompage

Nom SP	SR1B	SR2B	SRDt	SR1D T	SR2D R	SRA-A	SRA-B	SRA-M	SRM	
Nombre de pompes	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours	
Type de pompe	E6RX47/25 A	HMU4 0-2/7C	HMU4 0-1/5C	MEC-MR 80-3/2A	PM 100/8 A	HMU4 0-2/5A	PM 100/5 A	CVX1 61 /16 +F150 0 T221	CVX1 61 /16 +F150 0 T221	
Fréquence	50	50	50	50	50	60	50	50	50	
Vitesse de rotation (tr/mn)	2766	2950	2730	2912	1432	2485	1453	2691	2560	
Point de fonctionnement	Q(l/s)	5,3	5,3	3,8	39,5	14,4	6,55	19,6	2,9	2,9
	H(m)	293,58	201	109,89	124,8	145	239,23	82,63	180,08	165
	(%)	70,5	67,3	64,5	74,7	74,4	67,2	75,7	53,2	53,2
P absorbée	21,65	15,6	6,35	64,74	27,53	22,87	21,05	9,63	8,82	

Chapitre V

*Protection des
conduites*

V.1. Généralités

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire caractérisé par la circulation des ondes de chocs dans la conduite en charge, ces ondes se traduisent par des alternations de surpressions et de dépressions par rapport à la pression de service.

Les causes les plus fréquentes occasionnant le coup de bélier sont : [5]

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement, débitant sur un réservoir.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de conduites, peut atteindre des valeurs très élevées, pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau.

La rupture de la conduite se caractérise par :

- un écrasement dû à une dépression.
- un éclatement dû à une surpression.
- un déboîtement ou une rupture des joints.

Il est donc d'une grande importance de prendre les dispositions nécessaires afin d'éviter ce phénomène dans notre réseau.

V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de limiter la pression à une valeur compatible avec la résistance des installations. Pour limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet [6] :

- De limiter la surpression.
- De limiter la dépression.

Il y a différents moyens de protection contre le phénomène, dont :

- Vanne à fermeture lente.
- Clapet by-pass.
- Volant d'inertie.
- Soupape de décharge.
- Les ventouses.
- Réservoir d'air.

V.3. Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [5]:

$$a = \frac{g}{\sqrt{4 \cdot \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- a : célérité (m/s).
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, pour les conduites en fonte ductile K=1.
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

On peut distinguer deux cas pour la valeur maximale du coup de bélier :

1^{er} cas : fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieur à $\frac{2L}{a}$, c'est-à-dire supérieur à un aller-retour de l'onde :

$$b = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (V.2)$$

Avec :

- b : La valeur du coup de bélier (m).
- a : La célérité de l'onde (m/s).
- v₀ : Vitesse d'écoulement.
- g : Accélération de la pesanteur (m/s).
- L : longueur de la conduite (m).

2^{eme} cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2L}{a}$

$$b = \frac{a * v}{g} \quad (V.3)$$

Avec :

- b : La valeur du coup de bélier (m).
- a : La célérité de l'onde (m/s).
- v₀ : Vitesse d'écoulement.
- g : Accélération de la pesanteur (m/s).

- La valeur maximale de la surpression est

$$H_s = H_0 + b \quad (V.4)$$

- La valeur minimale de la dépression est

$$H_d = H_0 - b \quad (V.5)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.6)$$

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement.
- 10 : Pression atmosphérique.
- H₀ : Pression absolue de la conduite.

V.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression

V.4.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont données dans le tableau (V.1) ci-dessous :

Tableau (V.1) : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement.

Tronçons	Caractéristique des conduites				La pression absolue	La célérité de l'onde	valeur du coup de bélier	Suppression maximale	Dépression maximale	PN
	L	D	e	V ₀						
SR1B-SR2B	1485,50	80	4,4	1,05	254,55	1214,18	130	385,12	123,98	40
SR2B-Rt	2487,5	80	4,4	1,05	129,89	1214,18	130,56	260	-0,68	40
SRDt-RH	988,5	80	4,4	0,75	103	1214,18	93,61	196,61	9,38	40
SRA-RA	2186,9	80	4,4	1,30	139,9	1214,8	160,13	300,03	-20	40
SRA-RBM	5464,8	20	4,7	0,62	73,66	1038,64	66,08	139,68	7,51	52
SRA-SRM	8606	80	4,4	0,58	103,3	1214,18	71,44	174,44	31,855	40
SRM-RM	5456,12	80	4,4	0,58	120,67	1214,18	71,44	192,11	49,23	40
SR1DT-SR2DT	4495,56	25	5,5	0,80	115,53	1022,44	83,91	206,44	41,66	46
SR2DT-NA	811,85	20	4,7	0,80	66,45	1038,64	84,2	150,74	-17,84	52
NA-R100	1274,1	12	4,4	1,19	72,78	1130,35	112,72	185,50	-39,94	64
NA-R300	1145,45	15	4,5	0,72	77,11	1095,72	82,20	159,32	-5,09	60

-SR1B : station de reprise 1 Boudjellil

-SR2B : station de reprise 2 Boudjellil

-Rt : réservoir douar Tigrin

SRDt : station de reprise douar Tigrin

-RH : réservoir Hamda

-SRA : station de reprise Ain el bir

-RA : réservoir Ain el bir

-RBM : réservoir Beni Mansour

-SRM : station de reprise Metchik

-SR1DT : station de reprise 1 Douar Tazmalt

-SR2DT : station de reprise 2 Douar Tazmalt

V.4.1.1. Interprétation des résultats

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les tronçons : Station de Reprise 2 Boudjellil-réservoir Douar Tigrin, station de reprise Ain el bir- réservoir Ain el bir, station de reprise 2 Douar Tamalt-Nœud A, Nœud A- réservoir 100 et Nœud A – réservoir 300 présentent des valeurs négatives en dépression, donc y a nécessité de prévoir des dispositifs anti- bélier. Par contre pour les autres tronçons vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

V.4.1.2. Calcul du réservoir d'air

Dans notre étude, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages qu'il présente en termes d'économie et d'efficacité.

A- Principe de calcul

Le calcul consiste à déterminer la surpression et dépression maximales par approximation à l'aide de la méthode graphique de Louis BERGERON, en fixant au préalable le volume d'air initial U_0 (en fonctionnement normal) et de son dispositif d'étranglement. La méthode nécessite quelques tâtonnements mais assure une bonne précision.

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes [5]:

➤ Calcul des pertes de charge dans la tuyère

- Cas de la montée de l'eau

Le diamètre de la tubulure sera pris :

$$d_t = \frac{D_e}{2} \quad (V.7)$$

- d_t : Diamètre de la tubulure (m).

- D_{eq} : Diamètre équivalent de la conduite de refoulement (m).

La tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92. Le diamètre de la tuyère est pris de la manière à avoir le rapport de vitesse K compris entre 15 et 20.

$$15 < k > 20 \quad (V.8)$$

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D_e^2}{d_t^2} = \frac{D_e^2}{(0,9 * d_t)^2} = K \quad (V.9)$$

$$V_1 = K * V_f \quad (V.10)$$

Avec :

- d' : Diamètre de la veine liquide contractée (m).

$$d' = (0,92 * d_t)^2 \quad (V.11)$$

- d_t : Diamètre de la tuyère (m).

- V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la montée) en (m/s).

- V_f : Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s).

L'expression de la perte de charge H_1 à la monté de l'eau est donnée par la relation

suivante :

$$\Delta h_1 = C * \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{V.12})$$

La perte de charge H_1 s'évalue en fonction du rapport m de la section et de la veine liquide contractée (d') et de la tubulure (d_b), qui détermine à partir de l'abaque annexe (11) le coefficient c , tel que :

$$m = \frac{d^2}{d_t^2} \quad (\text{V.13})$$

- Cas de descente

Lors de la descente de l'eau, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de type BORDA, avec un coefficient de contraction de 0.5.

Le rapport des vitesses sera donné par le rapport inverse des sections :

$$\frac{V_2}{V} = 2 * \frac{D_e^2}{d_t^2} = K' \quad (\text{V.14})$$

$$\text{D'ou: } V_2 = K' * V_f \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- V_2 : La vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- V_f : La vitesse de l'eau dans la conduite (m/s).
- D_{eq} : Diamètre de la conduite en (m).
- d_t : Diamètre de la tuyère en (m).

Dans la tuyère, les coefficients K et K' sont liés, K' est environ égal à 1.7 K .

L'expression de la perte de charge est donnée par la relation suivante:

$$h_2 = C \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{V.16})$$

➤ Variation du volume d'air dans le réservoir

Elle est donnée par la relation suivante:

$$U = S * \theta * V_m \quad (\text{V.17})$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement.
- θ : Temps d'un aller-retour de l'onde qui est donné par la formule :

$$\theta = \frac{2*L}{a} \quad (\text{V.18})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- a : Célérité de l'onde en (m/s).

Et

- V_m : Vitesse moyenne de l'eau pour un intervalle de temps donné (m/s), avec :

$$V = \frac{V_f + V_u}{2} \quad (\text{V.19})$$

➤ Pression dans le réservoir d'air

La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON ci-dessous :

$$Z = \frac{(H_g * P_a * \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (\text{V.20})$$

Avec :

- Z : Pression dans le réservoir d'air (m).
- H_g : Hauteur géométrique (m).
- P_{at} : Pression atmosphérique, P_{at}=10 m.
- U₀ : Volume initial de l'air dans le réservoir.
- U : Volume de l'air dans le réservoir.
- δ₀ : Pertes de charge au refoulement au régime normal.

B- Dimensions du réservoir d'air

- **tronçon station de reprise2-réservoir Beni Ouhdan**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(2))

$$U_0 = 0,05 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,079 = 0,93 \text{ m}^3$$

Avec:

- v_t: volume total de la cloche ;
- U_{max}: volume d'air dans la cloche

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume **U=0,93 m³**

- **tronçon station de reprise 2 Douar Tazmalt – nœud A**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(3))

$$U_0 = 0,1 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,159 = 0,19 \text{ m}^3$$

Avec

- v_t: volume total de la cloche.
- U_{max}: volume d'air dans la cloche.

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume **U=0,19 m³**

- **Tronçon nœud A-réservoir taourirth**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(4))

$$U_0 = 0,1 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,135 = 0,162 \text{ m}^3$$

Avec

- v_t: volume total de la cloche.
- U_{max} : volume d'air dans la cloche.

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume **U= 0,162 m³**

- **Tronçon nœud A_réservoir Ait Dassen**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit(voir annexe(5))

$$U_0 = 0,1 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,149 = 0,18 \text{ m}^3$$

Avec

- v_t: volume total de la cloche.

- U_{\max} : volume d'air dans la cloche.

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume $U=0,18 \text{ m}^3$

• **Tronçon station de reprise Ain el bir – réservoir Ain el bir**

Le volume de la cloche sera calculé comme suit (voir annexe(6))

$$U_0 = 0,05 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,084 = 0,11 \text{ m}^3$$

Avec

- v_t : volume total de la cloche.

- U_{\max} : volume d'air dans la cloche.

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume $U = 0,1 \text{ m}^3$

V.4.2. Calcul des valeurs de coup de bélier dans les tronçons gravitaires

Les valeurs des surpressions et dépressions mentionnées dans le tableau (V.2) :

Tableau(V.2) : Les valeurs numériques du coup de bélier dans le système gravitaires

Tronçons	L	D	E	H	A	B	Hs	Hd	PN
RB-SRB1	3522,48	80,00	4,40	150,58	1424,50	153,20	303,78	-2,62	40
SRDTRA	2378,75	125,00	4,40	105,00	1130,35	134,81	239,81	-29,81	40
RHamda-SR3	1479,40	80,00	4,40	27,99	1214,18	94,07	122,06	-66,08	40

En variant le temps, la pression maximale diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau(V.3) : Les valeurs numériques du coup de bélier dans le système gravitaires après le temps de fermeture de la vanne

Tronçons	L	D	e	H	A	B	Hs	Hd	PN	T
RB-SRB1	3522,48	80	4,4	150,58	1424,50	109,08	259,66	41,50	40	6,95
SRDTRA	2378,75	125	4,4	105	1130,35	94,57	199,57	10,43	40	6
RHamda-SR3	1479,4	80	4,4	27,99	1214,18	15,28	43,27	12,71	40	15

V.5. Conclusion

Dans ce chapitre on a pu contrôler le phénomène du coup de bélier dans nos conduites , les résultats obtenus, nous montrent qu'on a pas de surpressions, alors que les valeurs de la dépression sont importantes, donc y a nécessité de protéger les conduites qui présentent un risque de dépression à l'aide de réservoir d'air pour les conduites de refoulement et une fermeture lente dans les tronçons gravitaires.

Chapitre VI
Distribution

VI.1. Généralités

L'eau stockée dans le réservoir, est véhiculé à l'aide des canalisations jusqu'aux abonnés en vue de satisfaire leurs demande en eau. Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat a la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal avec des pressions suffisante pour atteindre le point le plus défavorable.

VI.2. classification des réseaux

On distingue plusieurs types de réseau de distribution [10] :

- Réseaux ramifiés.
- Réseaux maillés.
- Réseaux étagés.
- Réseaux combinés.

VI.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout le long de la conduite principale :

C'est un réseau arborescent.

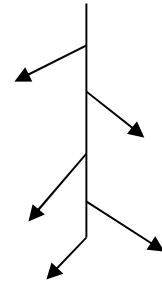
Il est caractérisé par une alimentation à sens unique.

Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées, mais il manque de souplesse et de sécurité.

Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale,

Les usagers avals se trouveront privés d'eau.

Figure (VI.1). *Figure (VI.1).Réseau ramifié.*



VI.2.2. Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son trace. Contrairement aux réseaux ramifiés; le Réseau maillé assure une distribution de retour.

Il est utilisé généralement dans les zones urbaines. Figure (VI.2).

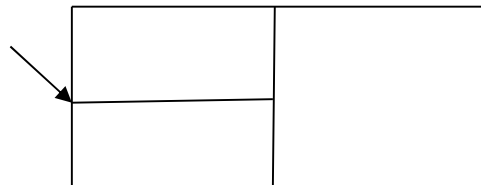


Figure (VI.2).schéma maillé.

VI.2.3. Réseau combiné

Ce sont des réseaux constitués d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés

VI.2.4. Réseau étagé

Lorsqu'une agglomération présente des différences de niveaux importantes ce qui fait que la distribution de l'eau par un seul réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

Ce qui nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour régulariser les pressions.

VI.3. Choix du type des conduites

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD, pour les avantages dont elles disposent :

- Facilité de pose.
- Longue durée de vie.
- Rugosité très faible.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à l'entartage et à la corrosion interne et externe.
- Bonne résistance aux hautes températures.

VI.4. Equipement du réseau de distribution

VI.4.1. Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués des :

- Conduites principales.
- conduites secondaire.

VI.4.2. Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et sont exploitation, on a [10]:

a. Robinets

Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation en vue de leurs réparations en cas de panne

b. Ventouses

Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus haut du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.

c. Robinets de vidange

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange

d. Clapets

Ils empêchent le retour de l'eau au sens inverse de l'écoulement prévu

e. Poteaux d'incendie

Ils sont placés dans les bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

VI.4.3. Les raccords

Le tableau ci-dessous indique le fonctionnement de chaque raccord.

Tableau (VI.1) : fonctions des raccords.

Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques
Té	Raccordement à l'équerre d'une conduite à une autre
Bout d'extrémité ou bride d'extrémité	Permet à l'extrémité d'une conduite de changer de type d'assemblage

VI.5. Choix du réseau à adopter

Etant donné qu'Aftis représente une agglomération rurale avec un relief accidenté, nous optons pour un réseau ramifié.

VI.5.1. schéma de notre réseau

Le schéma du réseau est représenté dans la figure (VI.3) ci-dessous :



Figure (VI.3). Schéma de distribution d'Aftis.

VI.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe et celle d'incendie ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VI.6.1. Déterminer les débits du réseau

VI.6.1.1. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m². Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max,h}}{\sum L} \quad (VI.1)$$

Avec :

- $Q_{max,h}$: Débit maximum horaire (l/s).
- $\sum L$: somme des longueurs.

VI.6.1.2. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad (VI.2)$$

Avec :

- Q : Débit en route l/s.
- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.
- L_i : Longueur du tronçon concerné (m).

VI.6.1.3. Débit transite

Le débit transite est le débit d'eau transitant uniquement par le tronçon considéré sans être consommé (Q_t).

VI.6.1.4. Débit calculé

le débit calculé est la somme du débit transitant par le tronçon considéré et le débit consommé tout au long du tronçon. Il se calcule par la formule suivante :

$$Q_c = Q_t + 1,55 * Q_r \quad (VI.3)$$

Avec : $1,55$

VI.6.2. Calcul des pressions de service du réseau

Il faut que le réseau assure une pression minimale en tous points de la surface à alimenter, en pratique la fourchette de pressions à assurer est entre 10 à 60 m de colonnes d'eau, soit 1 à 6 bar.

$$P_i = C_{pi} - C_{ri} \quad [10] \quad (VI.4)$$

Avec :

- P : Pression au sol au point i.
- C_{pi} : Cote piézométrique au point i.
- C_{ri} : Cote de terrain au point.

VI.7. Dimensionnement du réseau

$$Q_{max,h} = 24,488 \text{ l/s}$$

$$L = 8646,712 \text{ m}$$

D'après la relation (VI.1) on détermine le débit spécifique

$$Q_{ps} = \frac{24,488}{8646,712} = 0,0028 \text{ l/s}$$

D'après la relation (VI.2) on détermine le débit de route pour chaque tronçon.

Les résultats sont donnés dans le tableau (VI.2) ci-dessous :

Tableau (VI.2).débit en route pour chaque tronçon.

Tronçon	Longueur (m)	Qr (l/s)
Tuyau 13	249	0,705
Tuyau 12	69,4	0,196
Tuyau 11	273,56	0,775
Tuyau 2	218,6	0,619
Tuyau 29	464,6	1,316
Tuyau 31	160,58	0,455
Tuyau 8	681,49	1,930
Tuyau 4	250,2	0,708
Tuyau 3	194	0,549
Tuyau 5	265,6	0,752
Tuyau 7	202,29	0,573
Tuyau 34	1123,172	3,181
Tuyau 35	822,52	2,329
Tuyau 33	12,32	0,035
Tuyau 9	247,45	0,701
Tuyau 28	258,23	0,731
Tuyau 26	271,22	0,768
Tuyau 27	63	0,178
Tuyau 25	123,74	0,350
Tuyau 20	311,42	0,882
Tuyau 15	38,69	0,109
Tuyau 37	113,45	0,321
Tuyau 19	116,82	0,330
Tuyau 20	27,5	0,077
Tuyau 18	133,7	0,378
Tuyau 23	42,21	0,119
Tuyau 36	31,95	0,090
Tuyau 24	112,83	0,319
Tuyau 22	85,8	0,242
Tuyau 32	103,35	0,293
Tuyau 1	319,52	0,904
Tuyau 6	1258,5	3,564

A l'aide du logiciel EPANET, nous obtenons les diamètres des tronçons de notre réseau de distribution et cela pour une vitesse comprise entre 0,5 m/s et 1 m/s.

Les valeurs du diamètre et vitesses de chaque conduite du réseau de distribution d'Aftis sont données dans le tableau (VI.3) ci-dessous :

Tableau (VI.3).diamètre et vitesse de chaque tronçon.

Tronçon	Diamètre intérieure (mm)	Vitesse (m/s)
Tuyau 3	110,2	0,76
Tuyau 4	35,2	0,73
Tuyau 5	35,2	0,77
Tuyau 7	110,2	0,9
Tuyau 8	96,8	0,81
Tuyau 11	55,4	0,69
Tuyau 12	21	0,53
Tuyau 13	35,2	0,72
Tuyau 15	16	0,54
Tuyau 18	28	0,62
Tuyau 19	28	0,54
Tuyau 22	21	0,7
Tuyau 23	66	0,65
Tuyau 25	176,2	0,69
Tuyau 26	176,2	0,67
Tuyau 27	16	0,89
Tuyau 28	35,2	0,75
Tuyau 31	26	0,86
Tuyau 32	21	0,85
Tuyau 33	110,2	0,58
Tuyau 34	79,2	0,65
Tuyau 35	66	0,68
Tuyau 36	16	0,45
Tuyau 1	79,2	0,83
Tuyau 2	35,2	0,64
Tuyau 20	35,2	0,91
Tuyau 24	66	0,77
Tuyau 29	72,2	0,88
Tuyau 30	55,4	0,71
Tuyau 37	44	0,86
Tuyau 9	176,2	0,61
Vanne 6	220,4	0,64

Le tableau (IV.4) ci-après représente les débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions pour le réseau de distribution d'Aftis

Tableau (VI.4). débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions.

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Pression (m)
Nœud J	213,02	2,33	52,62
Nœud I	209,32	3,18	56,37
Nœud K	217,27	0,57	53,47
Nœud N	218,27	0,71	46,65
Nœud M	218,27	0,55	51,48
Nœud L	207,2	0,75	58,03
Nœud G	218,29	0,7	53,84
Nœud O	221,11	1,93	44,04
Nœud R	226,49	0,62	28,41
Nœud Q	226,9	1,32	32
Nœud P	221,2	0,46	37,88
Nœud S	230,39	0,77	25,25
Nœud T	228,33	0,19	25,82
Nœud U	228,39	0,7	22,48
Nœud G'	235,33	0,88	22,38
Nœud E'	221,3	0,32	45,3
Nœud F'	220,97	0,11	44,42
Nœud C'	230,08	0,08	38,77
Nœud A'	232,39	0,12	36,75
Nœud B'	233,31	0,38	33,28
Nœud D'	223,69	0,33	43,4
Nœud X	237,19	0,24	30,6
Nœud V	238,5	0,9	32,26
Nœud W	231	0,29	34,77
Nœud Y	234,66	0,32	34,79
Nœud B	236,96	3,56	36,64
Nœud C	234,4	0,35	38,9
Nœud E	226,31	0,77	46,37
Nœud F	232,15	0,73	35,25
Nœud D	232,5	0,18	36,14
Nœud H	217,96	0,04	54,14
Nœud Z	233,31	0,09	35,42

VI.8. Modélisation du réseau

Le réseau sera modélisé à l'aide du logiciel EPANET ayant les caractéristiques suivantes [11]:

- La taille du réseau est illimité.
- Il dispose des formules de Hazen-williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning pour calculer les pertes de charge.
- Il inclut les pertes de charge singulières.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variables, leur énergie consommé ainsi que leur coût.
- Il peut modéliser différents type de vanne, clapet anti-retour, ... etc.
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être contrôlé par des commandes simples.

Les étapes à suivre pour modéliser sur EPANET sont :

- Dessiner ou importer un réseau représentant le système de distribution.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique.
- Visualiser les résultats.

Il faut que la vitesse soit compris entre : $0.5 < V < 1$ m/s

Pour procéder à la modélisation de notre réseau On doit introduire les différentes données du réseau au niveau des nœuds et des arcs.

Au niveau des nœuds :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence.
- La demande en eau.

Au niveau des arcs :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- L'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour).

Au niveau des réservoirs :

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul).
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique).
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Le schéma du réseau de distribution après simulation est donné dans la figure (VI.3) ci-dessous :

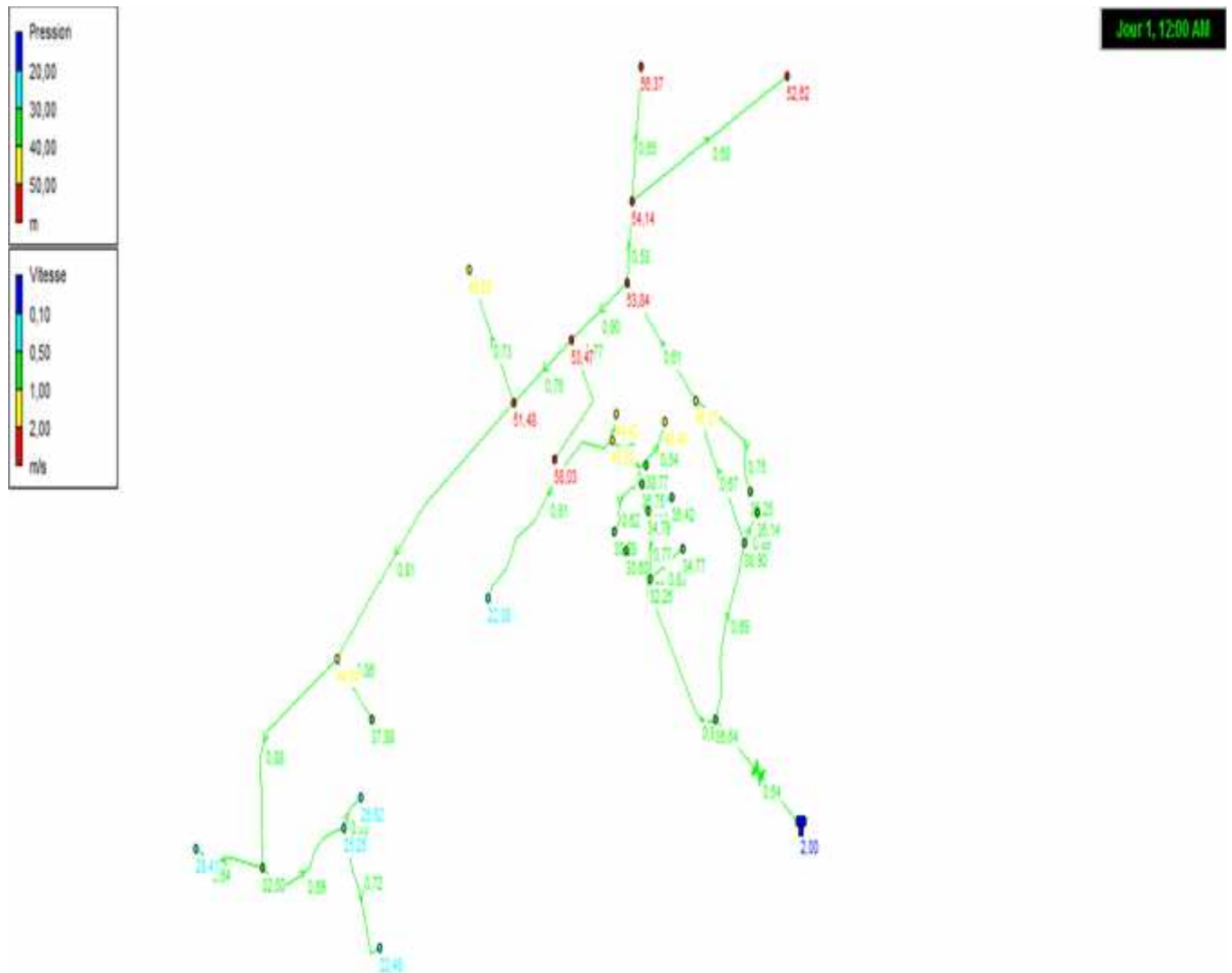


Figure (VI.4).Schéma de distribution d'Aftis après simulation.

VI.9. Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie

On prévoit pour l'extinction d'un incendie moyen un débit de 60 m³/h, soit 17 l/s pendant deux heures, cela nécessite des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal de 60 mm. Ce débit est ajouté pour les nœuds les plus défavorables du point de vue éloignement.

VI.10.conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des différentstrançons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds et cela pour un bon fonctionnement de notre système d'alimentation.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre la problématique du manque d'eau dans la commune de Boudjellil de la wilaya de Béjaia. On a constaté la nécessité de projeter des nouvelles chaînes d'adduction approvisionnées à partir d'une chaîne d'adduction principale provenant du barrage Tichy-Haf.

Après l'estimation des besoins pour les horizons futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme (Horizon 2050), qui sont de 8035 m³/j soit 93 l/s, sont loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui sont de 7603 m³/j, soit de 88 l/s. Par conséquent, on a un déficit de 432 m³/j à combler.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été recommandé d'alimenter la région d'étude à partir d'une nouvelle ressource qui est le barrage de Tichy-Haf. Afin d'assurer l'acheminement de l'eau vers la commune d'étude, nous avons projeté (07) réservoirs.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, on a une adduction par refoulement (11 conduites pour un total de 34,5 km), une adduction gravitaire (03 conduites pour un total de 7,4 km). En se basant sur les formules de Bress et Bonnin et on s'appuyant sur les limites de vitesse (V_{max} et V_{min}) en fonction de la charge disponible et sur les pertes de charge, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

Le catalogue des pompes nous a permis de choisir les pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'aux consommateurs, et cela pour les (09) stations de pompages de notre projet.

Après vérification, nous avons constaté que les tronçons : station de reprise 2-réservoir Beni Ouhdan, tronçon station de reprise 2 Douar Tazmalt – nœud A, Tronçon nœud A-réservoir Taourirt, tronçon nœud A-réservoir Ait Dassen, tronçon station de reprise Ain el bir – réservoir Ain el bir, sont soumis aux risques d'apparition du phénomène du coup de bélier. De ce fait, nous proposons d'installer des réservoirs d'air qui sont respectivement d'un volume de: 0,93 m³, 0,19 m³, 0,162 m³, 0,18m³, 0,1m³.

Quant aux conduites gravitaires nous avons opté pour la fermeture lente de la vanne afin de minimiser la valeur maximale du coup de bélier.

A l'aide du logiciel EPANET, nous avons dimensionné et simulé le fonctionnement du réseau de distribution d'Aftis de la commune Boudjellil.

Pour finir, cette étude nous a permis de donner des réponses aux problèmes de l'eau que connaît la commune de Boudjellil et cela en mettant en pratique les connaissances que nous avons acquises durant notre formation d'hydraulicien, espérons qu'elle servira d'un mémoire guide pour les promotions à venir.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

[1] WIKEPEDIA

[2] **BENABBAS.N,ARKOUB.A.**, Etude qualitative et quantitative avec rehabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de Boudjellil. Mémoire fin d'étude d'ingénieur, université de Béjaia, 2005

[3] Direction d'hydraulique de Tazmalt

[4] Bureau d'étude N.Dahdouh

[5] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine. Tome II, Edition Eyrolles, 1979.

[6] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.**, Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de TAKHOUKHT (Wilaya de TIZI OUZOU) , Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2007.

[7] **Catalogue de PAM** pour les diamètres et leurs prix de revient des conduites en fonte.

[8] **BONVIN.J.** , Hydraulique urbaine tome I. Version 2005.

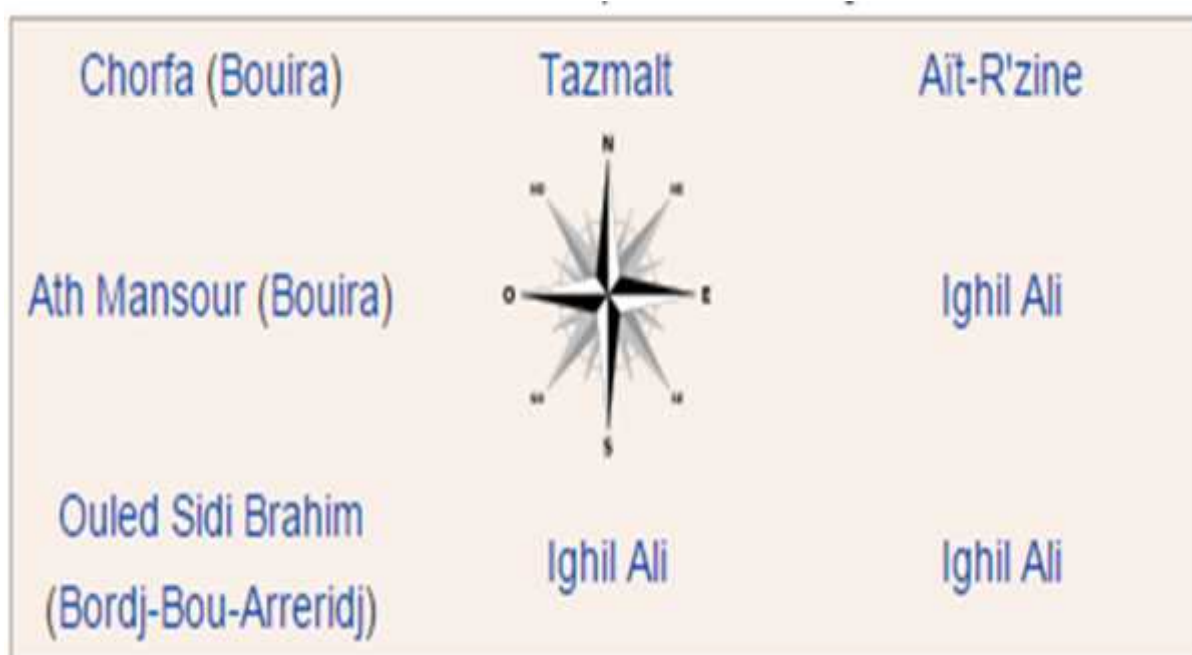
[9] **HAMANI, S. et YAHIAOUI,S.**, Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'EL Ouracia (Wilaya de Sétif), Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2011.

[10] **AOUCHICHE,S .**, Etude de l'alimentation en eux potable de la nouvelle ville de saket - commune Bejaia- (adduction et distribution).mémoire de fin d'étude d'ingénieur, Université de BEJAIA ,1999

[11] **LEZOUL,B. et CHEKAOUI,L,K.**, Alimentation en eau potable des six communes sud de la wilaya de Béjaia et distribution du chef lieu de Tazmalt. Mémoire de fin d'étude master en hydraulique, Université de BEJAIA, 2015.

Annexes

Annexe (a) : frontière de la commune de boudjellil.



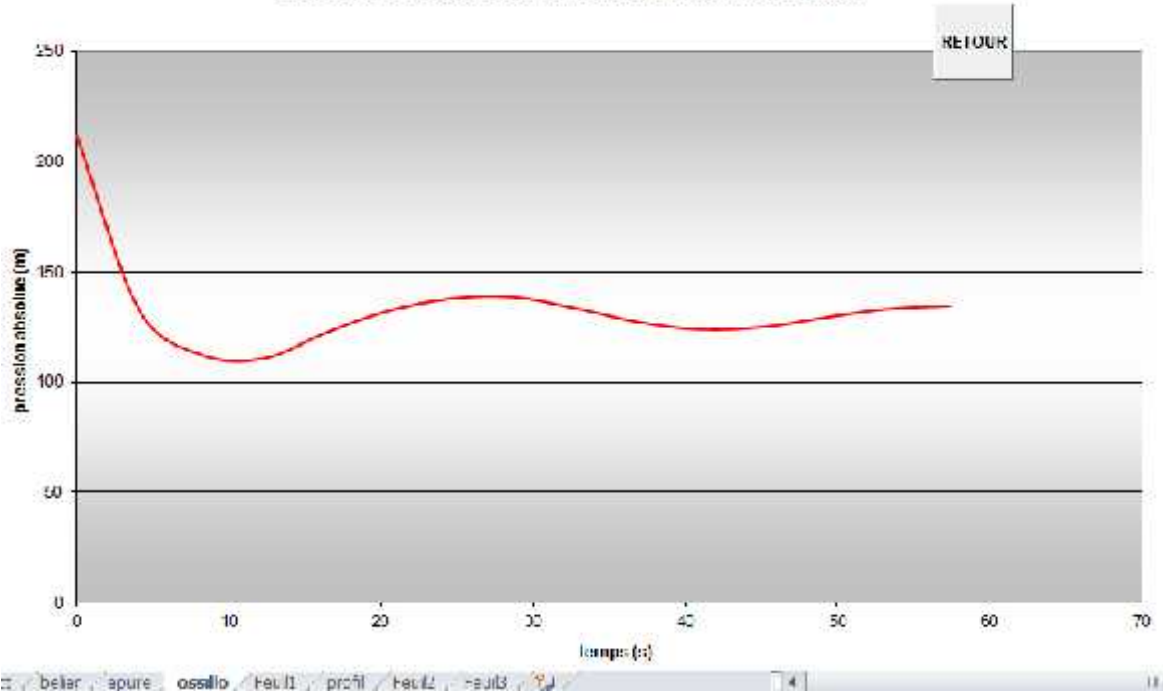
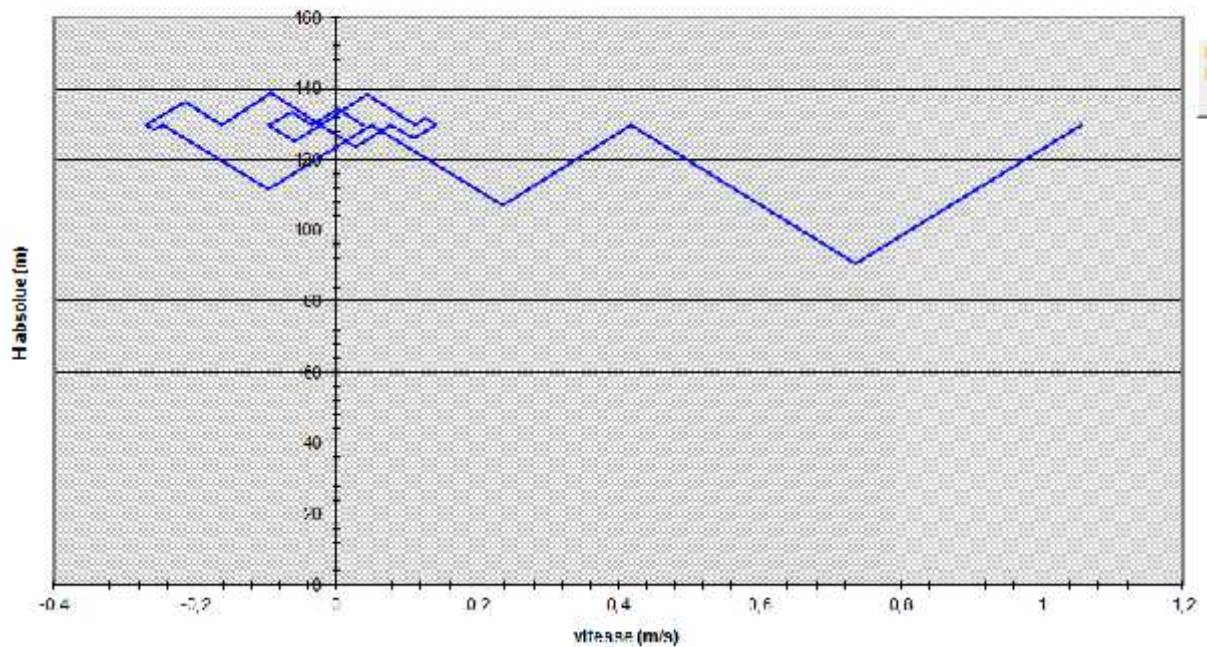
Annexe (I) : Variation de la consommation horaire en fonction de $K_{max,h}$

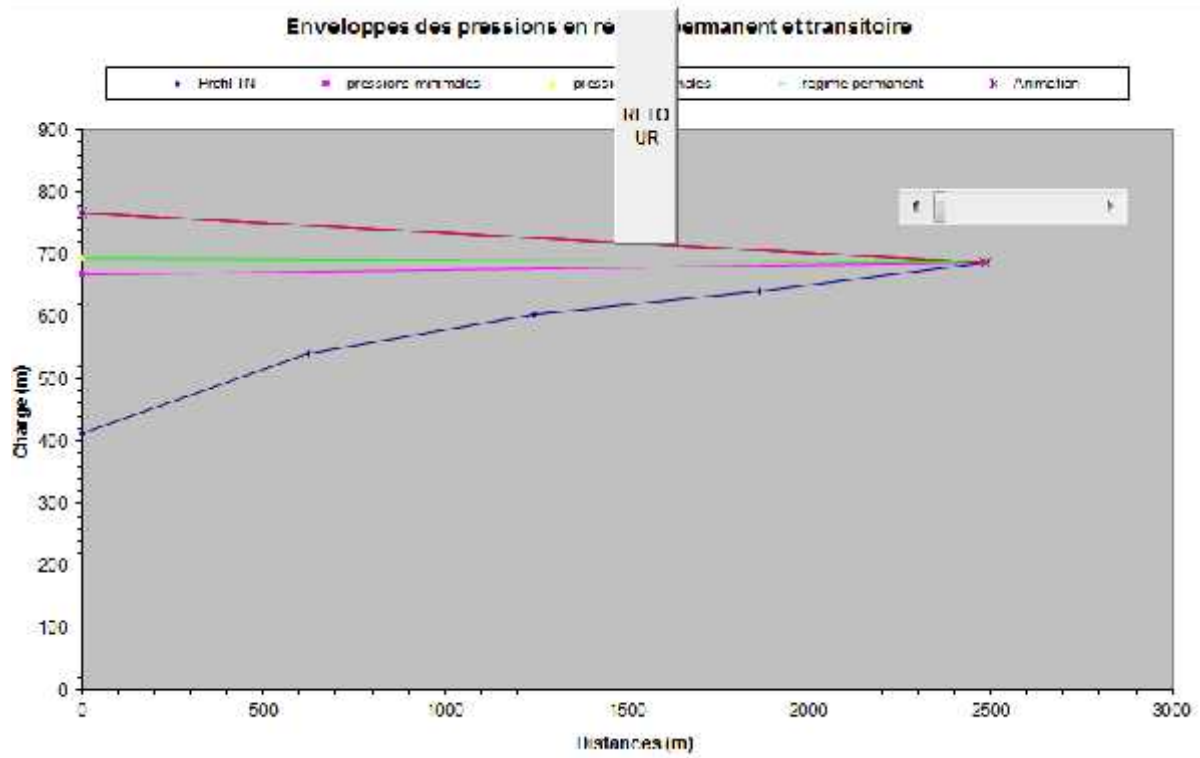
Heure	Valeur de $K_{max,h}$											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2	2,5
0-1	3,5	3,35	3,2	3	2,5	2	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
1-2	3,45	3,25	3,25	3,2	2,65	2,1	1,5	1	0,9	0,85	0,75	0,6
2-3	3,45	3,3	2,9	2,5	2,2	1,85	1,5	1	0,9	0,85	1	1,2
3-4	3,4	3,2	2,9	2,6	2,25	1,9	1,5	1	1	1	1	2
4-5	3,4	3,25	3,35	3,5	3,2	2,85	2,5	2	1,35	2,7	3	3,5
5-6	3,55	3,4	3,75	4,1	3,9	3,7	3,5	3	3,85	4,7	5,5	3,5
6-7	4	3,85	4,15	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,2	5,35	5,5	4,5
7-8	4,4	4,45	4,65	4,9	5,2	5,3	5,5	6,5	6,2	5,85	5,5	10,2
8-9	5	5,2	5,05	4,9	5,35	5,8	6,25	6,5	5,5	4,5	3,5	8,8
9-10	4,8	5,05	5,4	5,6	5,85	6,05	6,25	5,5	5,85	4,2	3,5	6,5
10-11	4,7	4,85	4,85	4,9	5,35	5,8	6,25	4,5	5	5,5	6	4,1
11-12	4,55	4,6	4,6	4,7	5,25	5,7	6,25	5,5	6,5	7,5	8,5	4,1
12-13	4,55	4,6	4,5	4,4	4,6	4,8	5	7	7,5	7,9	8,5	3,5
13-14	4,45	4,55	4,3	4,1	4,4	4,7	5	7	6,7	6,35	6	3,5
14-15	4,6	4,75	4,4	4,1	4,6	5,05	5,5	5,5	5,35	5,2	5	4,7
15-16	4,6	4,7	4,55	4,4	4,6	5,3	6	4,5	4,65	4,8	5	6,2
16-17	4,6	4,65	4,5	4,3	4,9	5,45	6	5	4,5	4	3,5	10,4
17-18	4,3	4,35	4,25	4,1	4,6	5,05	5,5	6,5	5,5	4,5	3,5	9,4
18-19	4,35	4,4	4,45	4,5	4,7	4,95	5	6,5	6,3	6,2	6	7,3
19-20	4,25	4,3	4,4	4,5	4,5	4,5	4,5	5	5,35	5,7	6	1,6
20-21	4,25	4,3	4,4	4,5	4,4	4,2	4	4,5	5	5,5	6	1,6
21-22	4,15	4,2	4,5	4,8	4,2	3,6	3	3	3	3	3	1
22-23	3,9	3,75	4,2	4,6	3,7	2,85	2	2	2	2	2	0,6
23-24	3,8	3,7	3,5	3,3	2,7	2,1	1,5	1	1	1	1	0,6
TOTAL	100	100	100	100	100,1	100,1	100	100	100	100	100	100

Annexe (2) : tronçon station de reprise2-réservoir Beni ouhdan.

Diametre	0,08	m	Vitesse	1,05493631	m/s	Volume U0	0,05	m ³			
Débit	0,0053	m ³ /s	Section	0,005024	m ²	K PDC entr	78,42	Vf ²			
H géomet	119,89	m	Célérité a	1214,18189	m/s	K PDC sort	7,14	Vf ²			
Long. Cond.	2487,5	m	B	130,569272	m	Exposant	1,4				
coef. K	1		Hmax	250,459272	m						
Epaisseur e	0,0044	m	Hmin	-10,6792718	m						
C Haz Will	92,25		periode	4,09740917	s						
			H0	129,89	m	pres. air Z	3,19254401	/U ²			
			PDC	81,7408062	m						
			a/g	123,769815	s						
Umax	0,07986838	m ³				Supression	8,49683588	m			
Umin	0,05	m ³				Dépression	19,301473	m			
temps	U	U	Z	h1 ; h2	Z- h ; Z+ h	Z+ h +	Vf graph	Vm	Vf choisie	f	
0	0	0,05	211,630806	0	211,630806	81,7408062	129,89	1,05493631	0	0	
4,09740917	0,01843877	0,06843877	136,368418	3,8730378	132,49538	42,0179911	90,477389	0,73650155	0,89572155	0,7365068	-5,2522E-06
8,19481833	0,01000352	0,07844229	112,659165	0,39564352	112,263522	5,08162881	107,181893	0,23459632	0,48595244	0,23539808	-0,00080177
12,2922275	0,00142609	0,07986838	109,853038	0,73548901	110,588527	0,98092143	111,569448	-0,09689532	0,06927682	-0,09684444	-5,0886E-05
16,3896367	-0,00363806	0,07623032	117,262201	5,16409051	122,426292	5,9623432	128,388635	-0,25704678	-0,17673015	-0,25661587	-0,00043092
20,4870458	-0,00485303	0,07137729	128,573887	3,62113166	132,195019	4,2921462	136,487165	-0,2158752	-0,23575109	-0,21488631	-0,00098889
24,584455	-0,00316514	0,06821216	137,003093	0,67281839	137,675911	0,90327103	138,579182	-0,09236893	-0,15375643	-0,09262655	0,00025762
28,6818642	-0,00049288	0,06771928	138,401128	0,01429201	138,386836	0,23470143	138,152134	0,04458948	-0,0239432	0,04474016	-0,00015068
32,7792733	0,00176268	0,06948196	133,510679	0,11428387	133,396395	1,60913855	131,787256	0,12667242	0,08562778	0,12651539	0,00015703
36,8766825	0,00243097	0,07191293	127,235142	0,08587496	127,149267	1,23497964	125,914287	0,1098795	0,11809223	0,10966907	0,00021043
40,9740917	0,00141844	0,07333138	123,802981	0,00565458	123,797327	0,0994539	123,697873	0,02772829	0,0689054	0,02814174	-0,00041344
45,0715008	-0,00032372	0,07300766	124,572185	0,27849434	124,85068	0,39910267	125,249782	-0,05979179	-0,0157256	-0,05959293	-0,00019886
49,16891	-0,00158979	0,07141787	128,471628	0,70573265	129,177361	0,94411632	130,121477	-0,09541227	-0,07722904	-0,09486515	-0,00054713
53,2663192	-0,00163846	0,06977941	132,714583	0,32444193	133,039025	0,45972436	133,498749	-0,06438511	-0,07959324	-0,06432134	-6,3775E-05
57,3637283	-0,00064121	0,0691382	134,44095	2,9238E-05	134,440921	0,00075921	134,440162	0,00153492	-0,03114888	0,00202359	-0,00048867

Variation de la pression absolue en fonction du temps

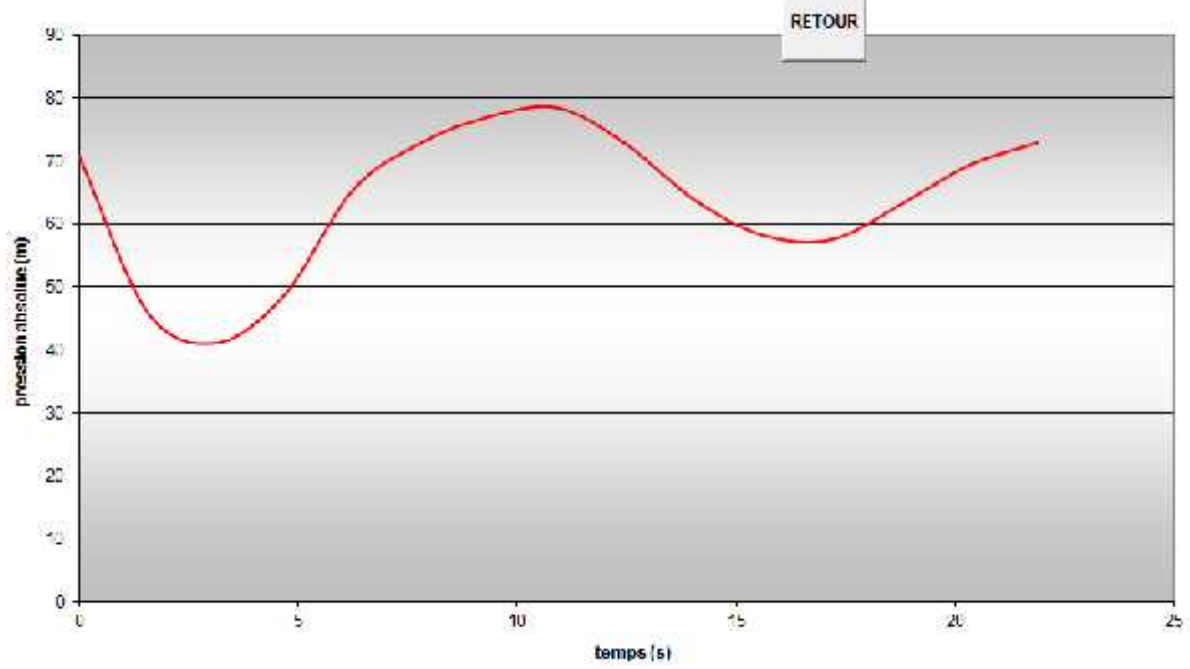
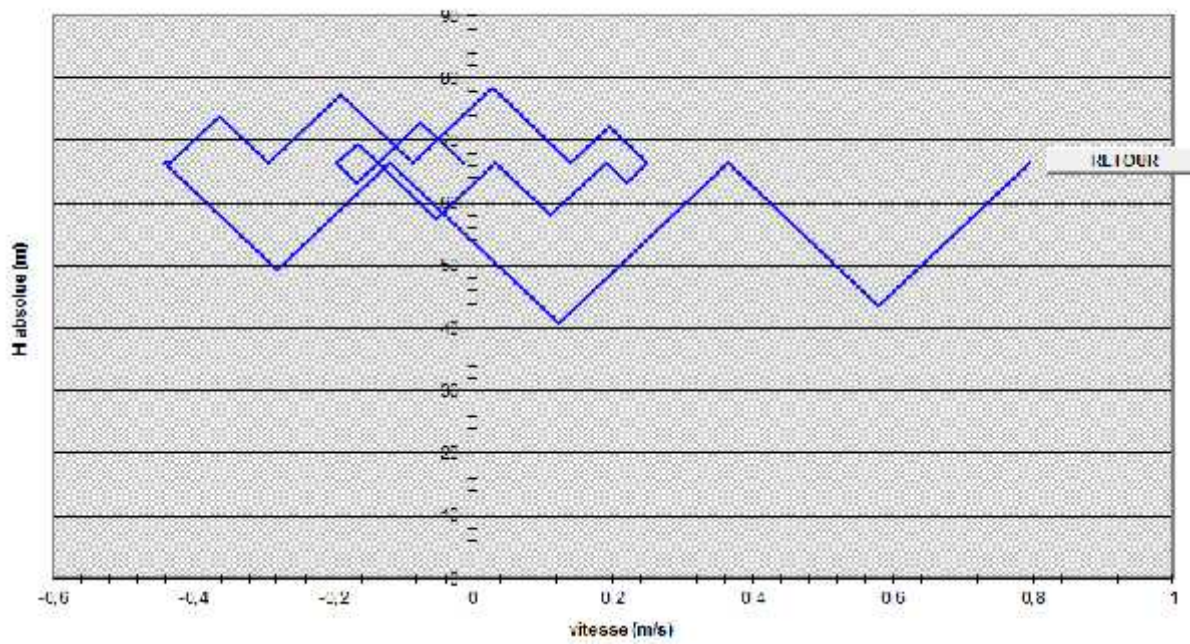
**EPURE DE BERGERON**

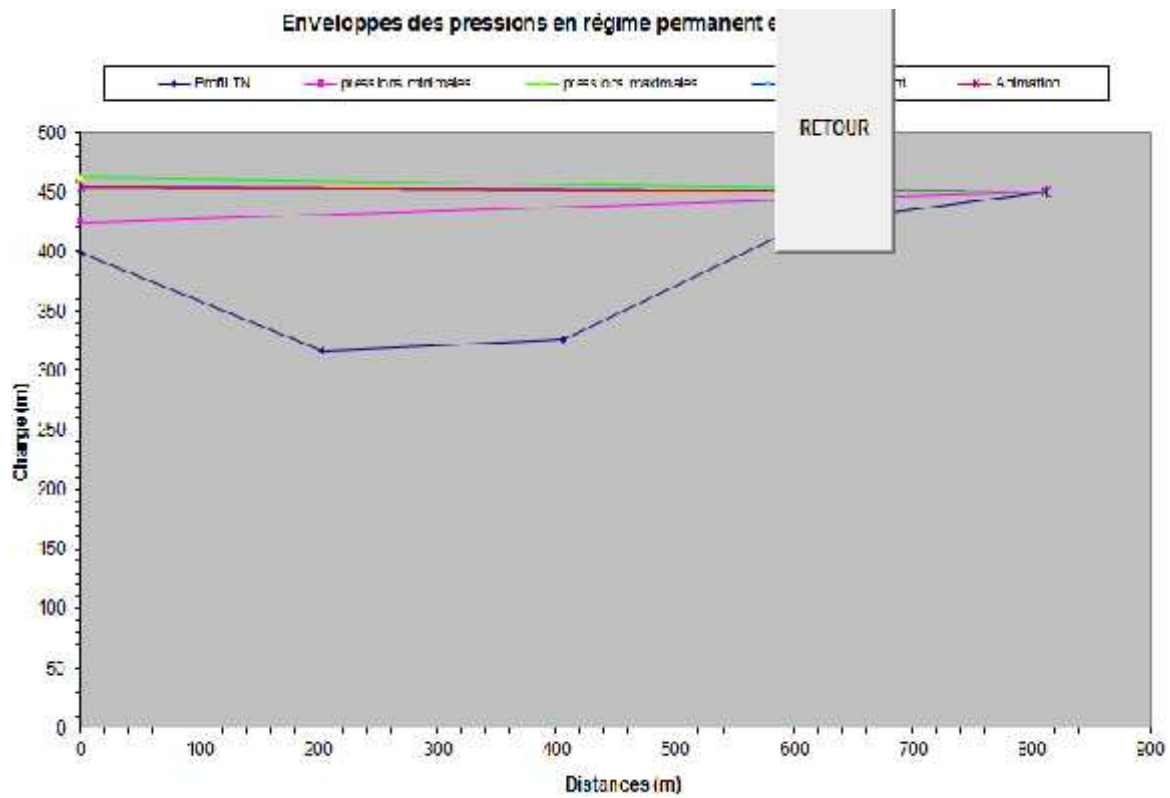


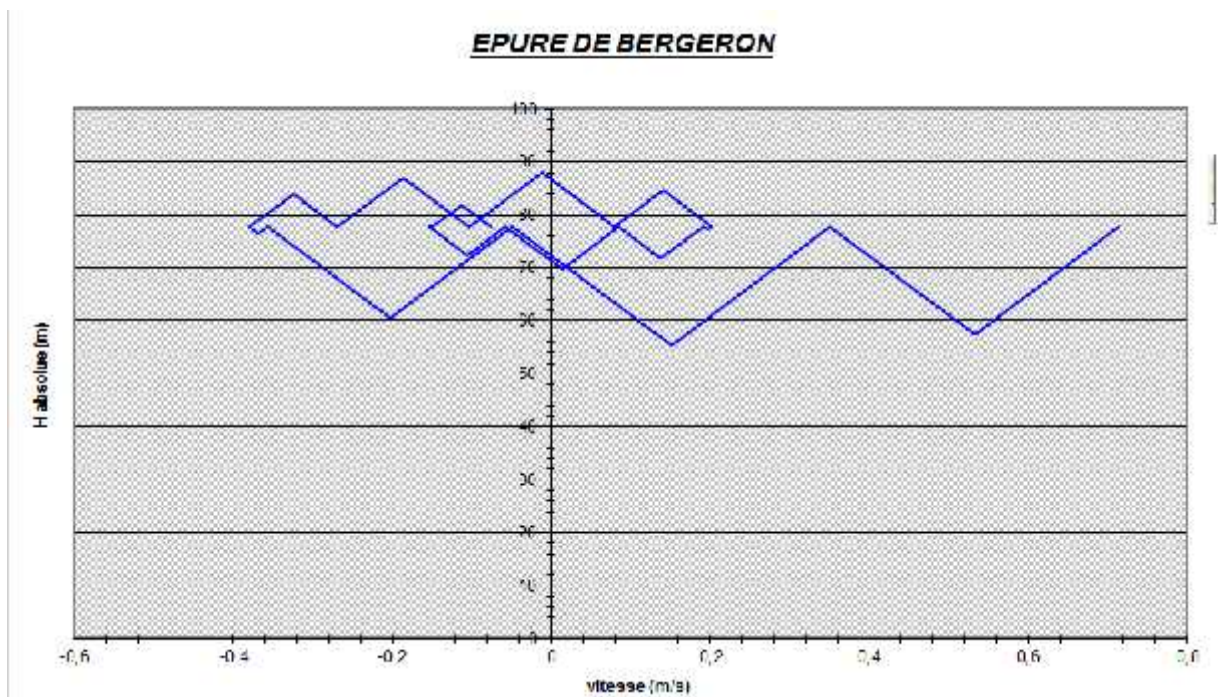
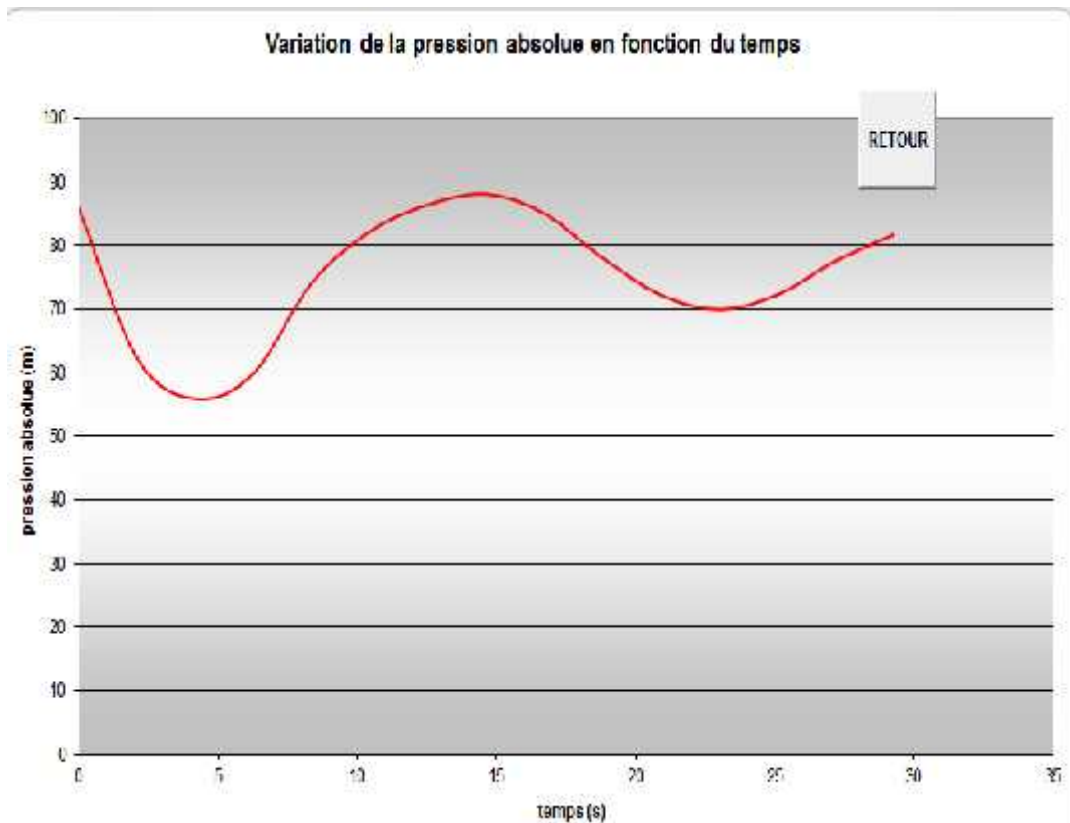
Annexe (3): tronçon station de reprise 2 Douar tazmalt – nœud A.

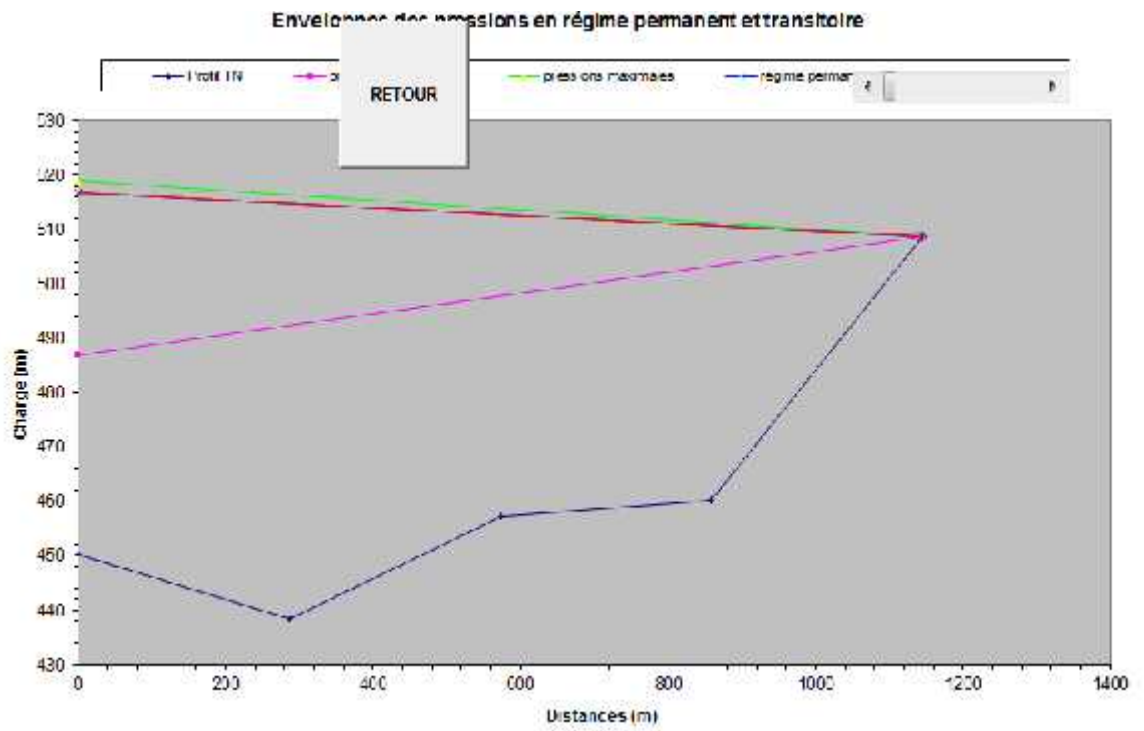
Diametre	0,2	m	Vitesse	0,79617834	m/s	Volume U0	0,108	m ³			
Débit	0,025	m ³ /s	Section	0,0314	m ²	K PDC entr	78,42	Vf ²			
H géomet	56,45	m	Célérité a	1038,64014	m/s	K PDC sort	7,14	Vf ²			
Long. Cond.	811,85	m	B	84,2959004	m	Exposant	1,4				
coef. K	1		Hmax	140,7459	m						
Epaisseur e	0,0047	m	Hmin	-27,8459004	m						
C Haz Will	104,8		periode	1,5632941	s						
			H0	66,45	m	pres. air Z	3,13692769	/U [^]			
			PDC	4,29752485	m						
			a/g	105,875651	s						
Umax	0,1590095	m ³				Supression	11,9658164	m			
Umin	0,10034146	m ³				Dépression	25,3935188	m			
temps	U	U	Z	h1 ; h2	Z- h ; Z+ h	Z+ h +	Vf graph	Vm	Vf choisie	f	
0	0	0,108	70,7475248	0	70,7475248	4,29752485	66,45	0,79617834	0	0	
1,5632941	0,03377297	0,14177297	48,336334	2,40069297	45,935641	2,38899024	43,5466508	0,57985524	0,68801654	0,57985473	5,11E-07
3,12658821	0,01723653	0,1590095	41,1634929	0,10701166	41,0564812	0,13405279	40,9224284	0,12242315	0,35113935	0,12242397	-8,1933E-07
4,68988231	-0,00387916	0,15513034	42,6117214	6,16900579	48,7807272	0,62236794	49,4030951	-0,27969458	-0,07902552	-0,28047501	0,00078042
6,25317642	-0,01761071	0,13751963	50,4421926	14,9791619	65,4213545	1,41517254	66,836527	-0,43705256	-0,35876211	-0,43704921	-3,3488E-06
7,81647052	-0,01963378	0,11788585	62,5832568	10,3277444	72,9110012	1,0029448	73,913946	-0,36290451	-0,39997559	-0,36290197	-2,54E-06
9,37976462	-0,01355363	0,10433222	74,2538005	2,81079593	77,0645965	0,30055496	77,3651514	-0,18931315	-0,27611202	-0,18932207	8,9129E-06
10,9430587	-0,00399076	0,10034146	78,4209157	0,00509927	78,4158164	0,00800156	78,4078148	0,02672298	-0,08129893	0,0267242	-1,2244E-06
12,5063528	0,00542999	0,10577145	72,8431418	0,27014448	72,5729973	0,31599532	72,257002	0,19451242	0,11061867	0,19451314	-7,1455E-07
14,0696469	0,01017414	0,11594559	64,0543415	0,34563342	63,7087081	0,39699115	63,311717	0,21971859	0,20726571	0,22001828	-0,00029969
15,632941	0,00812107	0,12406666	58,2622646	0,08775594	58,1745087	0,11155697	58,0629517	0,11086135	0,16544096	0,11086365	-2,2994E-06
17,1962351	0,00143729	0,12550395	57,3302905	0,21452847	57,544819	0,02775	57,572569	-0,05220239	0,02928018	-0,0523033	0,0001009
18,7595292	-0,00534855	0,1201554	60,9345879	2,15095474	63,0855426	0,23459811	63,3201407	-0,16561175	-0,10895963	-0,16561597	4,2171E-06
20,3228234	-0,00811657	0,11203883	67,202974	2,13711942	69,3400934	0,23320047	69,5732939	-0,16567377	-0,16534922	-0,16508248	-0,00059129
21,8861175	-0,00588421	0,10615463	72,4752961	0,43713847	72,9124346	0,053644	72,9660786	-0,07462948	-0,11987194	-0,07466139	3,191E-05

Variation de la pression absolue en fonction du temps

**EPURE DE BERGERON**



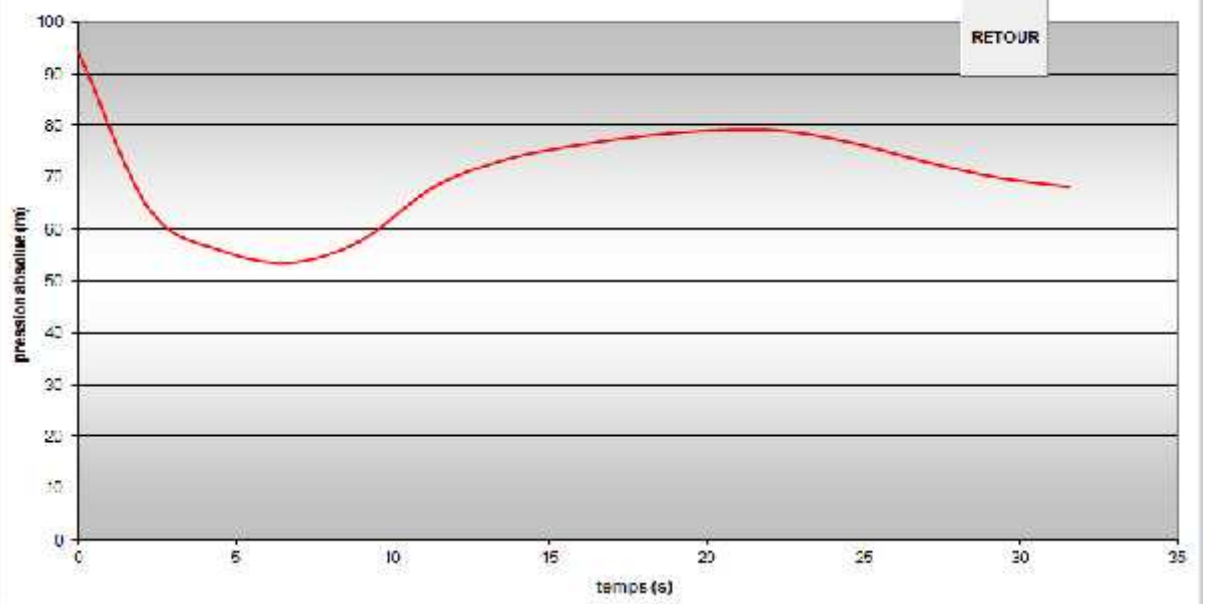
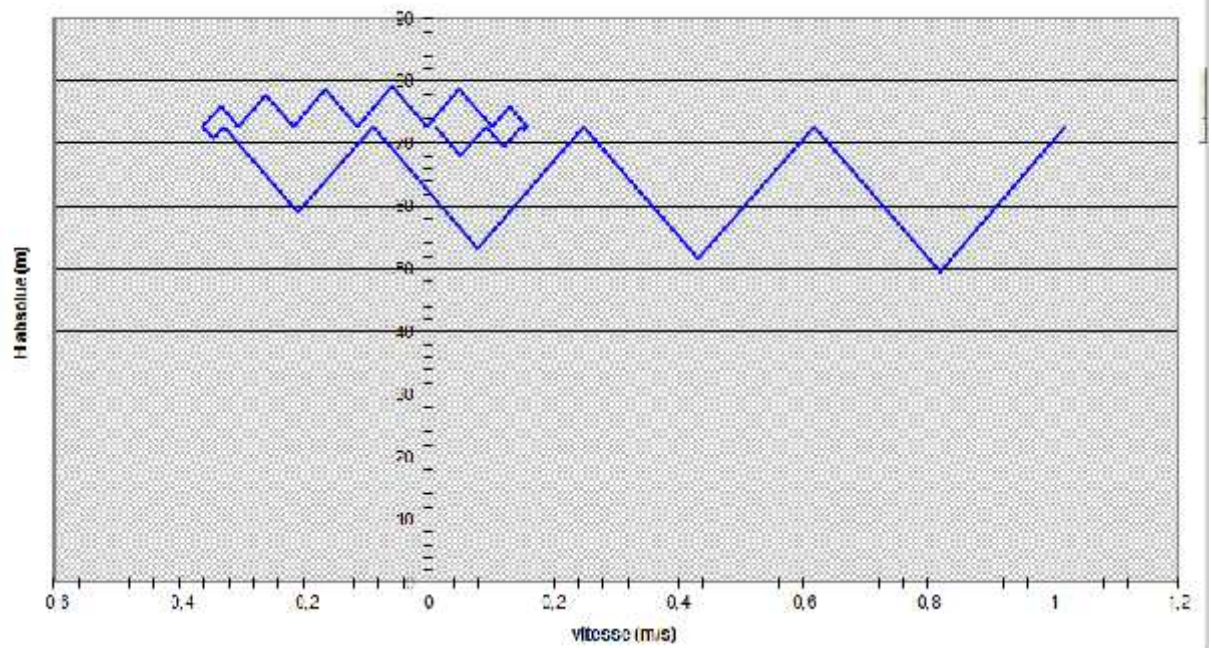


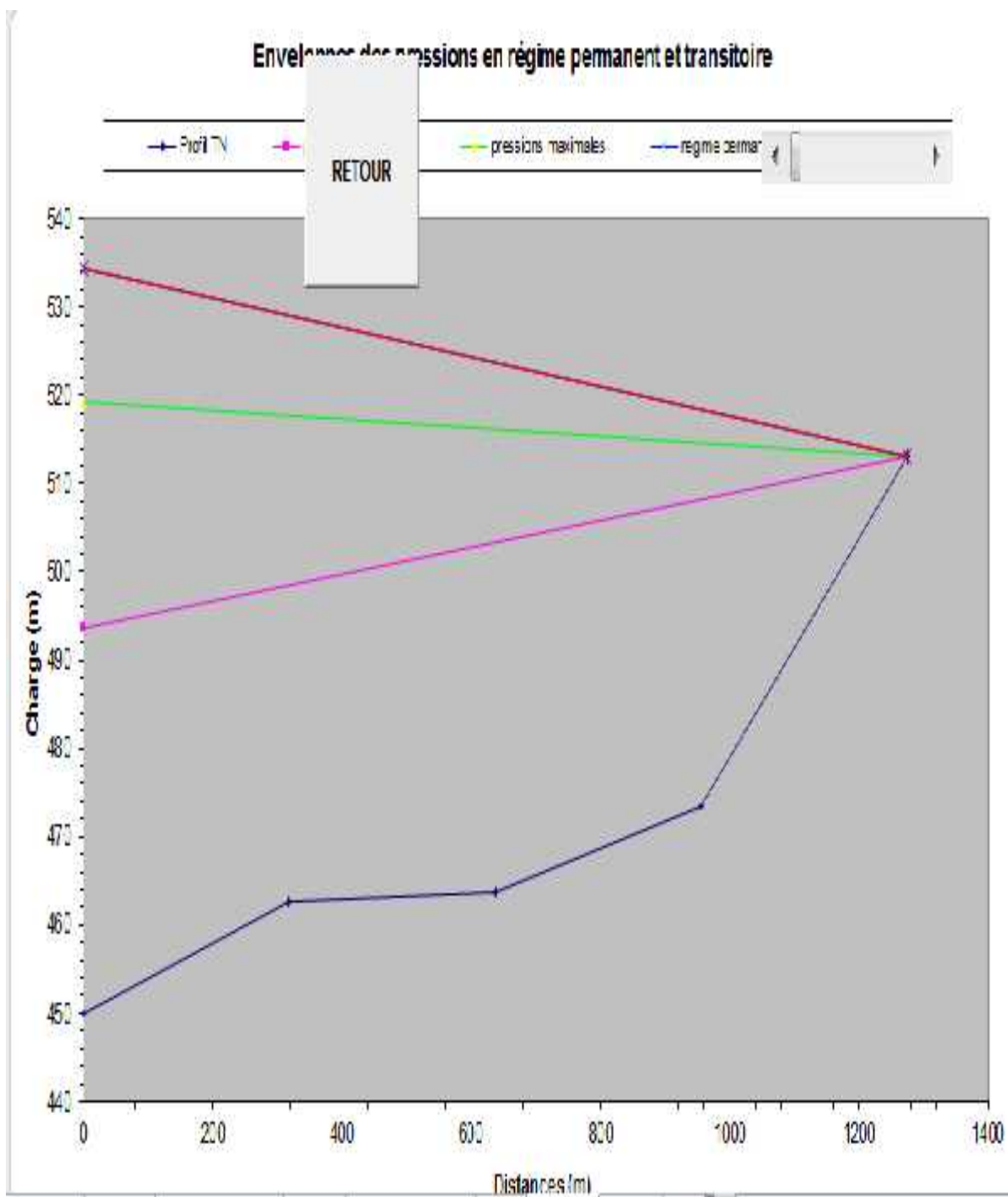


Annexe (5): tronçon nœud A_réservoir Ait dassen.

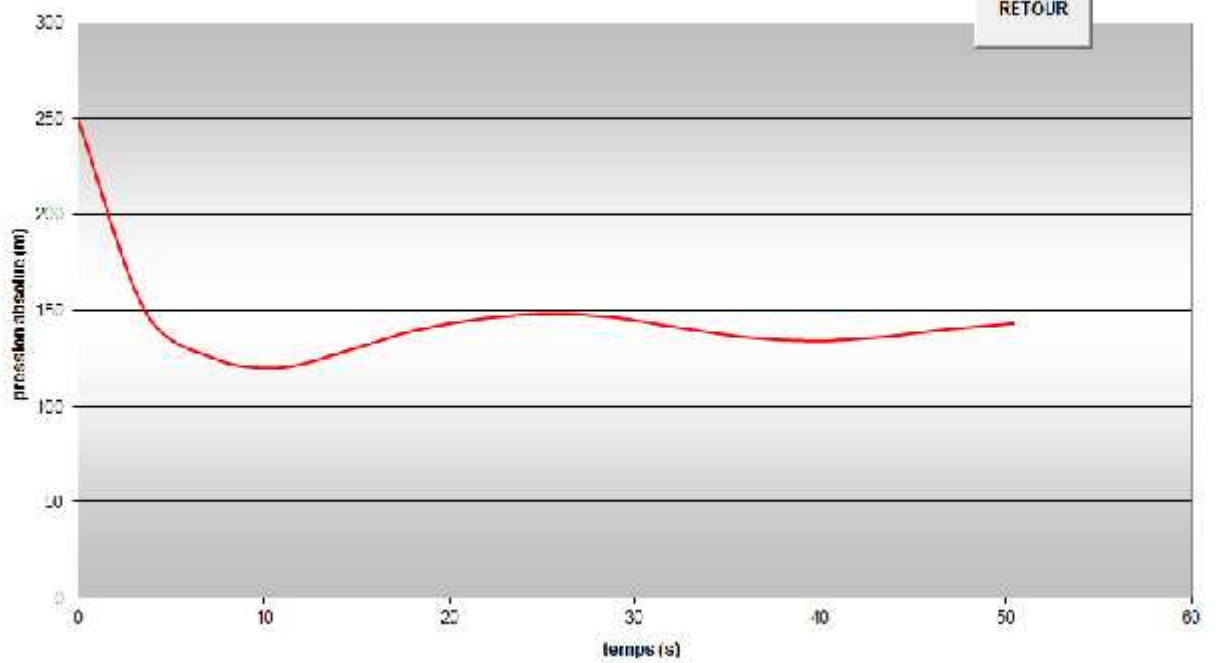
Diametre	0,125	m	Vitesse	1,01910828	m/s	Volume U0	0,1	m ³			
Débit	0,0125	m ³ /s	Section	0,01226563	m ²	K PDC entr	78,42	Vf ²			
H géomet	62,78	m	Célérité a	1130,34698	m/s	K PDC sort	7,14	Vf ²			
Long. Cond.	1274,1	m	B	117,425684	m	Exposant	1,4				
coef. K	1		Hmax	180,205684	m						
Epaisseur e	0,0044	m	Hmin	-54,6456842	m						
C Haz Will	96,47		periode	2,25435203	s						
			H0	72,78	m	pres. air Z	3,75272203	/U ^λ			
			PDC	21,4841154	m						
			a/g	115,223953	s						
Umax	0,14976818	m ³				Supression	6,24899363	m			
Umin	0,1	m ³				Dépression	19,2749336	m			
temps	U	U	Z	h1 ; h2	Z- h ; Z+ h	Z+ h +	Vf graph	Vm	Vf choisie	f	
0	0	0,1	94,2641154	0	94,2641154	21,4841154	72,78	1,01910828	0	0	
2,25435203	0,02540432	0,12540432	68,6608088	4,78206035	63,8787485	14,3117394	49,5670091	0,81764851	0,91874736	0,81838643	-0,00073792
4,50870406	0,0172912	0,14269551	57,3022862	1,33426131	55,9680249	4,38876117	51,5792637	0,43219283	0,6253363	0,43228617	-9,3339E-05
6,76305609	0,00707267	0,14976818	53,5499436	0,04487719	53,5050664	0,18973378	53,3153326	0,07926791	0,25578309	0,07928002	-1,2103E-05
9,01740812	-0,0017932	0,14797498	54,4606462	3,42488401	57,8855302	1,14218446	59,0277147	-0,20901375	-0,06485114	-0,20898231	-3,1444E-05
11,2717602	-0,00765156	0,14032342	58,6629864	9,30448108	67,9674675	2,88179518	70,8492627	-0,3451228	-0,27671872	-0,34445513	-0,00066767
13,5261122	-0,00937195	0,13095147	64,623709	8,71778325	73,3414923	2,71312742	76,0546197	-0,33345958	-0,33893679	-0,33341844	-4,1139E-05
15,7804642	-0,00822044	0,12273103	70,7636554	5,34883963	76,112495	1,72592747	77,8384225	-0,26113918	-0,29729214	-0,26116584	2,6659E-05
18,0348162	-0,00590917	0,11682187	75,8250317	2,16730366	77,9923354	0,74768019	78,7400156	-0,1655129	-0,21370501	-0,16624419	0,00073129
20,2891683	-0,00311892	0,11370295	78,7527931	0,27620057	79,0289936	0,11097576	79,1399694	-0,05859082	-0,1127956	-0,05934701	0,0007562
22,5435203	-0,00014644	0,11355651	78,8950138	0,01697198	78,8780418	0,07710832	78,8009335	0,04885996	-0,00529612	0,04875478	0,00010518
24,7978723	0,00245589	0,1160124	76,5667531	0,11859543	76,4481577	0,46661189	75,9815458	0,12889956	0,08881729	0,12887981	1,9755E-05
27,0522244	0,00389018	0,11990258	73,1116283	0,1660434	72,9455849	0,6372269	72,308358	0,15259172	0,14068847	0,15249714	9,4573E-05
29,3065764	0,0037677	0,12367028	70,0123899	0,1028517	69,9095382	0,40895612	69,5005821	0,1200372	0,13625899	0,12002083	1,6368E-05
31,5609284	0,00236289	0,12603317	68,1816605	0,01848905	68,1631715	0,08347025	68,0797012	0,05078323	0,08545399	0,05088715	-0,00010393

Variation de la pression absolue en fonction du temps

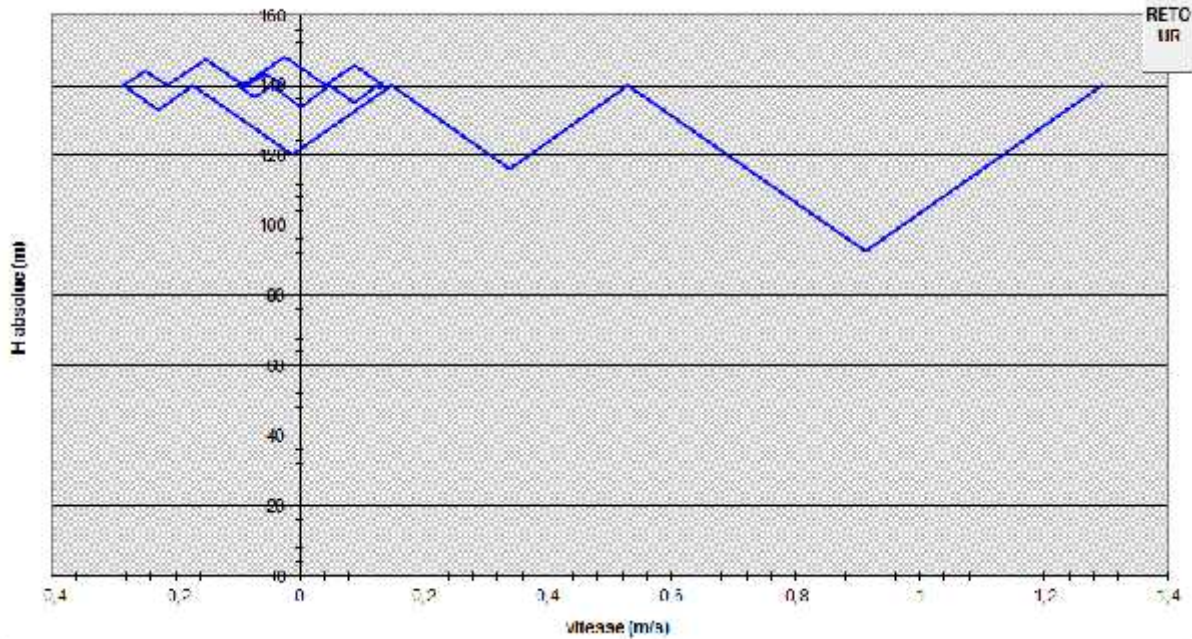
**EPURE DE BERGERON**



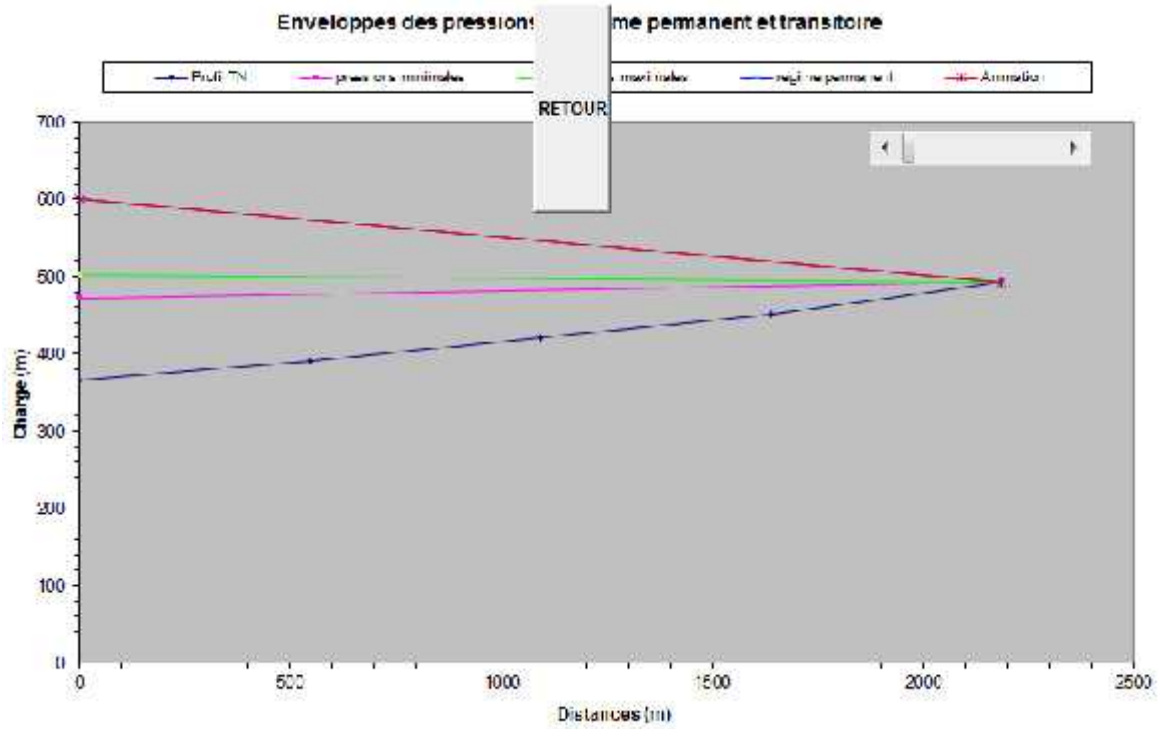
Variation de la pression absolue en fonction du temps



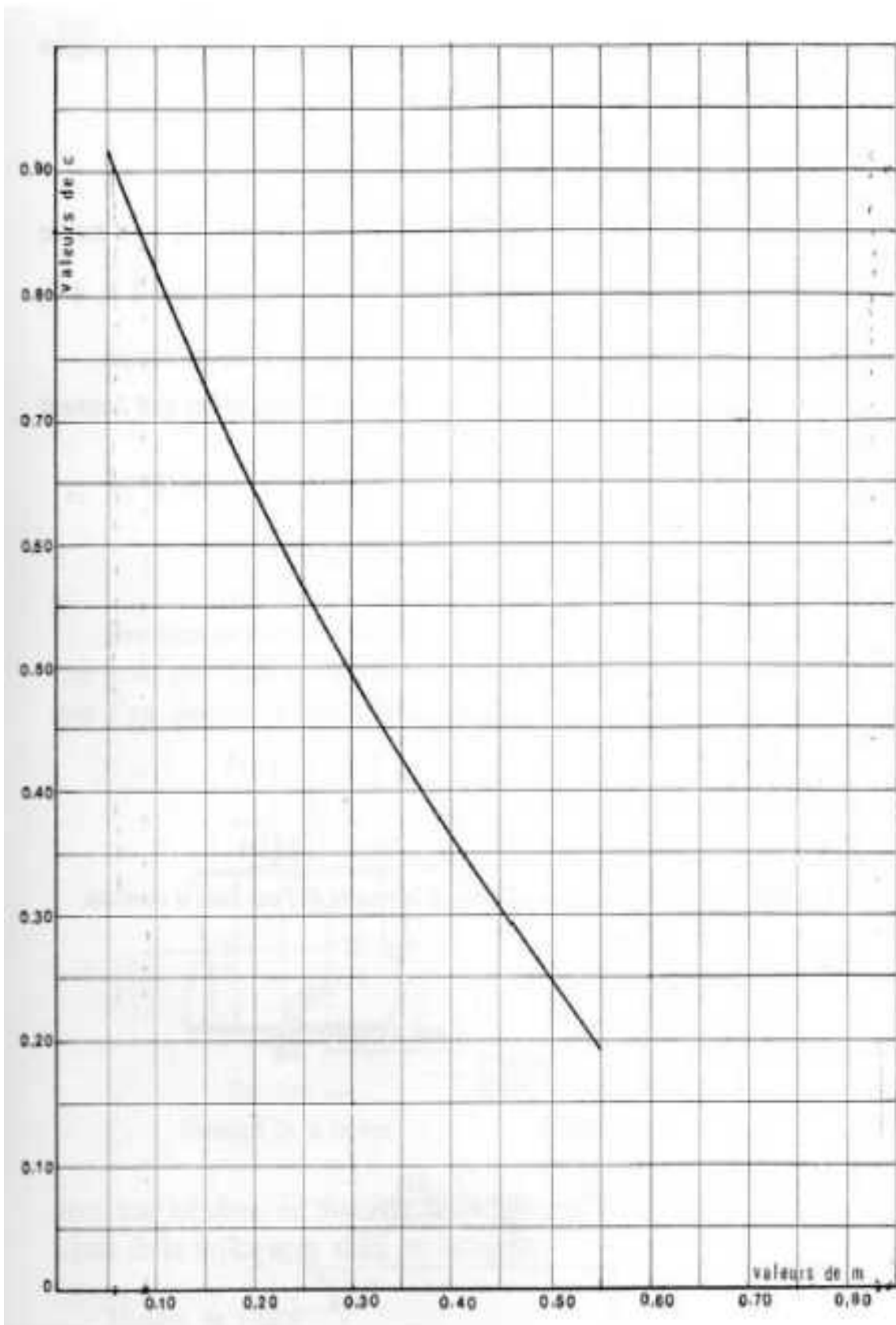
RETOUR

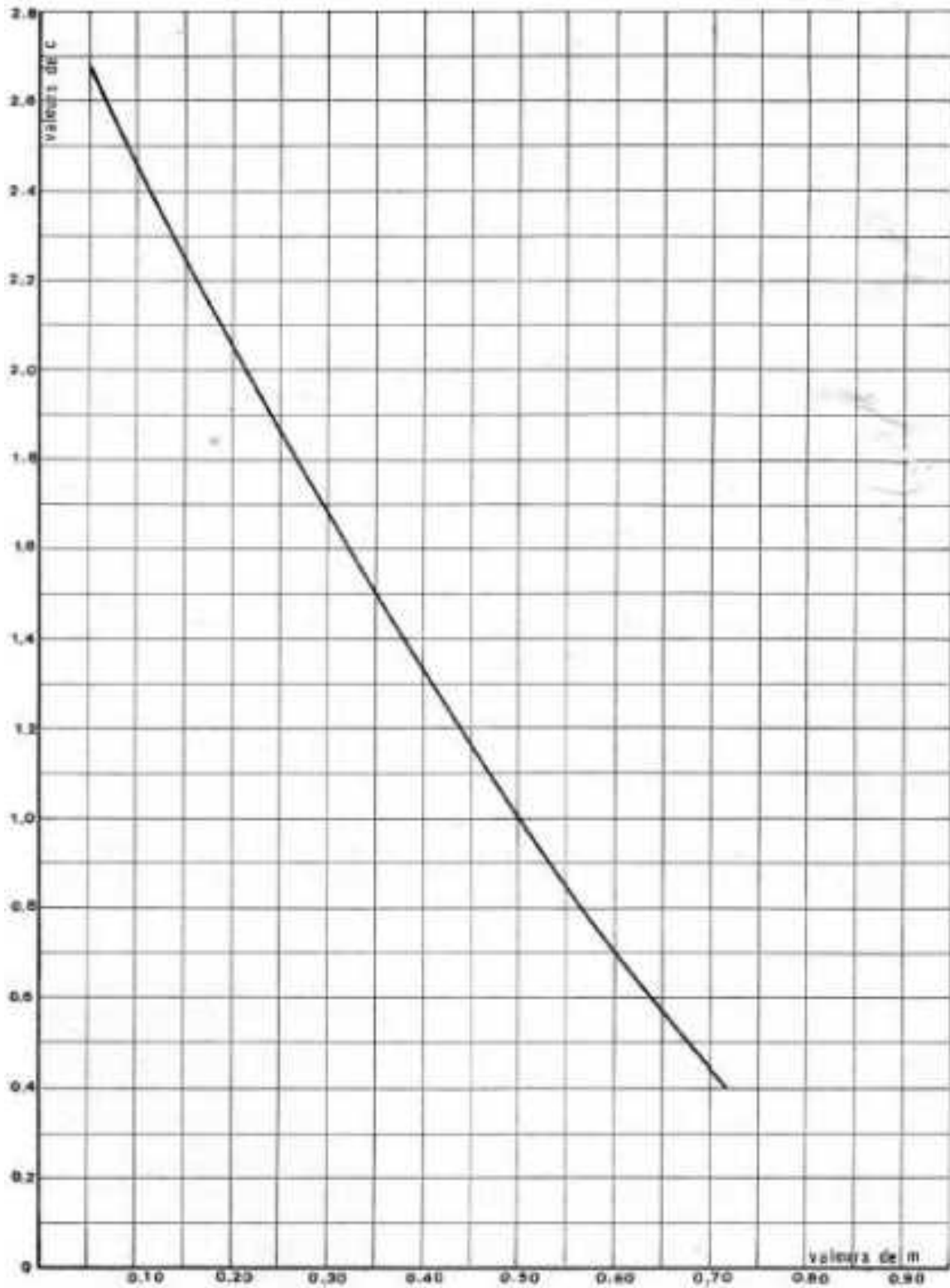
EPURE DE BERGERON

RETOUR



Annexe (7) : valeurs du coefficient dans un diaphragme c.



Annexe (8) : valeurs du coefficient dans un diaphragme c' .

Résumé

Dans ce mémoire de fin d'études nous présentons le projet d'alimentation en eau potable de la commune de Boujellil de la wilaya de Béjaia, et la distribution d'Aftis. Le tracé d'adduction commence a partir de la chaine d'adduction principale qui est approvisionnée du barrage de Tichy-Haf et alimente les 7 villages de la commune. Après avoir estimé les besoins en eau futurs, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs et les conduites d'adduction. Par la suite, nous avons choisi les pompes adéquates au système étudié. L'étude du coup de bélier a été réalisée afin de protéger les conduites qui présentent des risques. A la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution d'Aftis.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier, distribution

Abstract

In this memory we present a water supply project of Boudjellil and distribution of Aftis. The route of transmission starts from the principal transmission supplied from water dam. After estimating future water needs, we proceeded to the sizing of tanks and transmission. Subsequently, we selected the appropriate pumps to the studied system. The study of water hammer was performed to protect pipelines that pose risks. At the end, we sized the distribution network of Aftis.

Keywords: Potable water alimentation, tanks, water supply, pumps, water hammer, distribution

نقدم في مذكرة نهاية الدراسة الآتية مشروع إمداد مياه الشرب لبلدية بوجليل و تزويد منطقة أفطيس بمياه الشرب يبدأ التمديد من أنبوب النقل الرئيسي المزود من سد تيشي حاف ، حتى كل مناطق البلدية. بعد تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية قمنا بتحجيم أنابيب النقل و خزانات المناطق السبع المكونة لبوجليل و كذلك تم اختيار المضخات المنا المائية في كل القنوات وبالتالي اختيار التقنية المناسبة لحمايتها من هذه الظاهرة. في الأخير تم تحجيم شبكة توزيع المياه لأفطيس.

: شبكة توزيع المياه، المطرقة المائية، المضخات، أنابيب النقل

