



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

LEZOUL Boussad

CHEKAOUI Lamine Khider

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES SIX COMMUNES SUD DE LA WILAYA DE BEJAIA ET DISTRIBUTION DU CHEF LIEU DE TAZMALT

Soutenu le **27 /06 /2015** devant le jury composé de :

- Présidente : **M^{me} BOUDJELAL . S**
- Promoteur (s): **M^r BERREKSI . A**

M^r HAMMOUCHE . A

- Examineur (s) : **M^r BENZERRA . A**
- Invité : **M^r DEHDOUH . N**

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon Dieu pour nous avoir donné le courage, la volonté, la persévérance et surtout la patience pour mener ce travail à son terme.

*Nos sincères remerciements s'adressent à nos encadrateurs **Mr BERREKSI·A** et **Mr HAMMOUCHE·A**, pour leur aide, conseil, orientation et le temps qu'ils nous ont accordés.*

*Nos vifs remerciements vont à **Mr DEHDOUH·N** pour nous avoir accueillis au sein de son établissement, son aide et ses conseils, nous remercions aussi son équipe **Mr HAMADOUCH·N**, **Mr BENAHMED·K** et surtout **Mr DEHDOUH·A** pour nous avoir accordé de son temps aussi bien de jour comme de nuit. Sans oublier le petit **DAMY** la mascotte du bureau.*

*Nous remercions également les enseignants qui ont contribué à notre formation et ceux qui nous ont aidé à réaliser ce travail **HAMMANI·S** et **BENDAHMANE·B**.*

Nous tenons à remercier les membres du jury d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Je dédie ce travail à

Mon défunt père que dieu garde son âme, qui m'a montré les chemins à suivre et à ne pas suivre.

Ma mère sans qui je ne serais arrivé jusqu'ici, je la remercie d'être à mes côtés, de son soutien, de sa Sollicitude.

Ma grande sœur et mon petit frère pour tout le soutien qu'ils m'apportent.

*Dhia pour le soutien et l'amour qu'elle m'apporte.
Je ne les remercierai jamais assez d'avoir fait de moi ce que je suis aujourd'hui.*

Mes oncles et mes tantes que je remercie pour toute l'aide qu'ils m'ont apporté à chaque fois que je les ai sollicités.

Mes amis, pour être à mes côtés dans les bons et les mauvais moments.

*A tous les étudiants du département hydraulique.
Et sans oublier l'ensemble de mes enseignants, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

Lamine Khider CHEKAOUI

Je dédie ce travail à

Mon père qui m'a donné force et courage afin de concrétiser mes ambitions,

Ma mère qui m'a soutenu le long de mes années d'études, et qui me disait souvent, que je ne valais rien sans avoir "le savoir",

Mes frères et sœurs, que leurs sacrifice envers moi soit rendu le moment propice.

Ma famille sans exception, et mes amis : Mhend, Ferhat, Lamine et Seifdinne et tous les autres.

A tous les étudiants de master 2 hydraulique, sans faire d'exception.

Boussad LEZOUL

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Ressources en eau disponibles	03
Tableau (I.2): Ouvrages de stockage d'Ighram	04
Tableau (I.3): Ouvrages de stockage d'Ait-Melikeche	05
Tableau (I.4): Ouvrages de stockage de Tazmalt	05
Tableau (I.5): Ouvrages de stockage d'Ait R'zine	05
Tableau (I.6): Ouvrages de stockage de Boudjellil	06
Tableau (I.7): Ouvrages de stockage d'Ighil Ali	06
Tableau (I.8): RGPH2008 – Population 2015	07
Tableau (I.9): Estimation de la population future	08
Tableau (I.10): Dotation pris en compte pour l'étude	09
Tableau (I.11): Taux de branchement et population branchée (RGPH, 2008)	09
Tableau (I.12): Besoins en eau total (m ³ /j)	10
Tableau (I.13): Besoins d'équipements (m ³ /j)	10
Tableau (I.14): Besoins d'industries (m ³ /j)	11
Tableau (I.15): Consommation moyenne journalière pour les différents horizons (m ³ /j)	11
Tableau (I.16): Consommation moyenne journalière majorée (m ³ /j)	12
Tableau (I.17): Consommation maximale journalière pour les différents horizons (m ³ /j)	13
Tableau (I.18): Consommation minimale journalière pour les différents horizons (m ³ /j)	13
Tableau (I.19): Consommation moyenne horaire pour les différents horizons (m ³ /j)	14
Tableau (I.20): Consommation maximale horaire pour les différents horizons (m ³ /j)	14
Tableau (I.21): Consommation minimale horaire (m ³ /j)	15
Tableau (I.22): Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population	15
Tableau (I.23): Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population	16
Tableau (I.2): Estimation de la population future des localités	16
Tableau (I.25): Besoins en eau des localités (m ³ /j)	17
Tableau (I.26): Besoins en eau de la rive gauche (m ³ /j)	17
Tableau (I.27): Besoins en eau de la rive droite (m ³ /j)	17
Tableau (I.28): Besoins en eau total (m ³ /j)	18
Tableau (II.1): Dimensionnement du Réservoir Handis	22
Tableau (II.2) : Dimensionnement du Réservoir d'Ighram	23
Tableau (II.3): Dimensionnement du Réservoir de Riquet	24
Tableau (II.4) : Dimensionnement du Réservoir de Tigounatine	25
Tableau (II.5): Dimensionnement du Réservoir de TaourirthOuabla	27
Tableau (II.6): Dimensionnement du Réservoir d'Ivounachene	28
Tableau (II.7): Dimensionnement du Réservoir de Takorabt	29
Tableau (II.8): Dimensionnement du Réservoir de Douar Tazmalt	30
Tableau (II.9): Dimensionnement du Réservoir de Boudjellil	31
Tableau (III.1) : prix de revient 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 des pertes de charge totales	40
Tableau (III.8) : Calcul de la Hmt	40

Tableau (III.9) : Calcul des frais d'exploitation	41
Tableau (III.10) : Calcul des frais d'amortissement	41
Tableau (III.11) : Calcul du bilan	41
Tableau (III.12) : Calcul des pertes de charge totales	41
Tableau (III.13) : Calcul de la Hmt	42
Tableau (III.14) : Calcul des frais d'exploitation	42
Tableau (III.15) : Calcul des frais d'amortissement	42
Tableau (III.16) : Calcul du bilan	42
Tableau (III.17) : Calcul des pertes de charge totales	43
Tableau (III.18) : Calcul des pertes de charge totales	43
Tableau (III.19) : Calcul des pertes de charge totales	44
Tableau (III. 20) : Calcul des pertes de charge totales	44
Tableau (III.21) : Calcul de la Hmt	45
Tableau (III.22) : Calcul des frais d'exploitation	45
Tableau (III.23) : Calcul des frais d'amortissement	45
Tableau (III.24) : Calcul du bilan	45
Tableau (III.25) : Calcul des pertes de charge totales	46
Tableau (III.26) : Calcul des pertes de charge totales	47
Tableau (III.27) : Calcul des pertes de charge totales	47
Tableau (III.28) : Calcul de la Hmt	48
Tableau (III.29) : Calcul des frais d'exploitation	48
Tableau (III.30) : Calcul des frais d'amortissement	48
Tableau (III.31) : Calcul du bilan	48
Tableau (III.32) : Calcul des pertes de charge totales	49
Tableau (III.33) : Calcul des pertes de charge totales	49
Tableau (III.34) : Caractéristiques des tronçons principaux	49
Tableau (III.35) : Caractéristiques des tronçons de la rive droite	50
Tableau (III.36) : Caractéristiques des tronçons de la rive gauche	50
Tableau (IV.1) : Récapitulatif des caractéristiques des stations de pompage	68
Tableau (V.1) : Valeurs du coup de Bélier dans les conduites de refoulement	71
Tableau (V.2) : Valeurs numériques du coup de bélier (SP P- R Handis)	75
Tableau(V.3) : Le développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SPP- R Handis	76
Tableau (V.4) : Valeurs numériques du coup de bélier (tr SR T Ouabla-R T Oubla)	79
Tableau (V.5) : Valeurs numériques du coup de bélier (tr SR Ivounachene -R Takorabt)	79
Tableau (V.6) : Valeurs numériques du coup de bélier (tr SR Riquet-R Tigounatine)	80
Tableau(V.7) : Calcul du coup de bélier dans le système 1	81
Tableau(V.8) : Calcul du coup de bélier dans le système 1 après le temps de fermeture	81
Tableau(V.9) : Calcul du coup de bélier dans le système 2	81
Tableau(V.10) : Calcul du coup de bélier dans le système 2 après le temps de fermeture	82
Tableau(V.11) : Calcul du coup de bélier dans le système 3	82
Tableau(V.12) : Calcul du coup de bélier dans le système 4	82
Tableau(V.13) : Calcul du coup de bélier dans le système 4 après le temps de fermeture	82
Tableau (V.14) : Valeur du coup de Bélier dans les conduites gravitaires	84

Tableau (V.15) : Valeur du coup de Bélier dans les conduites gravitaires	84
Tableau (V.16) : Les différents matériaux	85
Tableau (VI.1) : Débits en route, diamètres et vitesse de chaque conduite du centre ville de Tazmalt	92
Tableau (VI.2) : Débits aux nœuds, altitudes et pressions aux nœuds du réseau de distribution du centre ville de Tazmalt	94
Tableau (VI.3) : Débits en route, diamètres et vitesses dans chaque conduite du réseau du village Thiouririne	96
Tableau (VI.4) : Débits aux nœuds, altitudes et pressions aux nœuds du réseau de distribution du village Thiouririne	97

LISTES DES FIGURES

Figure (I.1) : Région sud-ouest de la wilaya de Bejaia	02
Figure (II.1) : Réservoir cylindrique semi-enterré	20
Figure (III) : Schéma simplifié du tracé de l'adduction du projet	34
Figure (III.2) : schéma synoptique de l'adduction principale des six communs sud de la wilaya de Bejaia	50
Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe	51
Figure (IV.2) : Recherche du point de fonctionnement de la pompe	55
Figure (IV.3) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage principale	57
Figure (IV.4) : Courbes caractéristiques après couplage des pompes de la station de pompage principale	57
Figure (IV.5) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Taourirt Ouabla	58
Figure (IV.6) : Courbes caractéristiques de la pompe avec le point de fonctionnement adéquat de la station de reprise Taourirt Ouabla	60
Figure (IV.7) : Courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise Taourirt Ouabla	60
Figure (IV.8) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ivounachene	61
Figure (IV.9) : Courbes caractéristiques de la pompe après changement de nombre de tours de la station de reprise Ivounachene	63
Figure (IV.10) : Courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise Ivounachene	63
Figure (IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Boudjellil	64
Figure (IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Boudjellil	65
Figure (IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise de Riquet	67
Figure (IV.14) : Courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise de Riquet	67
Figure (V.1) : Principe de la construction de l'épure	72
Figure (V.2) : Epure de BERGERON pour la conduite SP Principale- R Handis	77
Figure (V.3) : Enveloppe des pressions en régime transitoire du tronçon SP P- R Handis	78
Figure (V.4) : Variation de pression absolue en fonction du temps	78
Figure (V.5) : Pose de la conduite en tranchée	84
Figure (V.6) : Butée sur coude horizontal	85
Figure (V.7) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement	85
Figure (V.8) : Protection spéciale pour la traversée de route	86
Figure (V.9) : Traversée d'oued	87
Figure (VI.1) : réseau ramifié	88
Figure (VI.2) : réseau maillé	88
Figure (VI.3) : Réseau de distribution du centre-ville de Tazmalt	91
Figure (IV.4) : Réseau de distribution du village de Thiouririne	96
Figure (VI.5) : Pressions au niveau des nœuds du réseau du centre-ville de Tazmalt	98
Figure (VI.6) : Pressions au niveau des nœuds du réseau du village de Thiouririne	99

LISTE DES SYMBOLES

- A** : L'amortissement annuel (Annuité) ;
a : La célérité de l'onde (m/s) ;
B_L : Le bilan en (DA) ;
B : La valeur du coup de bélier (m) ;
B_{max} : La valeur du coup de bélier (m) ;
C_{pi} : Côte piezométrique 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 ;
D_N : 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 (m²/s) ;
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) ;
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs ;
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 = 35 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 ;
Pa : 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^o% : 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 (m³/j) ;
Q_{min,j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m³/j) ;
Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/j) ;

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j)
Q_r : Débit en route (l/s) ;
Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/m²) ;
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_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;
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 ;
U₀ : 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 (m³) ;
V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie ;
V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³) ;
V_{tot} : Volume total du réservoir d'air (m³) ;
Z : Pression dans le réservoir d'air ;
Z₀ : Pression absolue ;
α : Coefficient de vieillissement ;
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 ;
ξ : Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%) ;
ρ : Masse volumique de l'eau ;
η : Rendement de la pompe en % ;
δ₀ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
λ : Coefficient de pertes de charge ;

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : Présentation du site et Estimation des besoins

I.1. Présentation du site	2
I.1.1. Caractéristiques des communes	2
I.1.1.1. Commune de Tazmalt	2
I.1.1.2. Communes d'Ighram	2
I.1.1.3 Commune d'Ait-Melikeche	2
I.1.1.4 Commune d'Ait R'zine	3
I.1.1.5. Commune de Boudjellil	3
I.1.1.6. Commune d'Ighil Ali	3
I.1.2. Situation hydraulique	3
I.1.2.1. Ressources en eau	3
I.1.2.2. Systèmes d'alimentation en eau potable	3
I.1.2.3. Ouvrages de stockage	4
I.1.3. Situation démographique	7
I.2. Estimation des besoins en eau	7
I.2.1. Estimation de la population future	7
I.2.2. Estimation des besoins en eau	8
I.2.2.1. Les besoins en eau domestiques	8
I.2.2.2. Taux de branchement	9
I.2.2.3. Rendement du réseau	9
I.2.3. Consommation moyenne journalière	9
I.2.3.1. Consommation moyenne journalière de la population	09
I.2.4.2. Consommation moyenne journalière des industries et équipements	10
I.2.4.3. Consommation moyenne journalière totale	11
I.2.4.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	11
I.2.5. Variation de la consommation journalière	12
I.2.5.1. Consommation maximale journalière $Q_{\max,j}$	12
I.2.5.2. Consommation minimale journalière $Q_{\min,j}$	13
I.2.6. Variation de la consommation horaire	13
I.2.6.1. Consommation moyenne horaire	14
I.2.6.2. Consommation maximale horaire	14

I.2.6.3. Consommation minimale horaire	15
I.2.6.4. Calcul du $K_{\max,h}$	15
I.2.7. Consommation totale des deux rives	17
I.2.7.1. Rive gauche	17
I.2.7.2. Rive droite	17
I.2.7.3. Consommation totale	18
I.2.8. Bilan des communes	18
I.2.9. Conclusion.....	18

CHAPITRE II : Les Réservoirs

II.1. Généralités	19
II.2. Classification des réservoirs	19
II.3. Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs.....	19
II.3.1. La durabilité	19
II.3.2. Etanchéité.....	19
II.3.3. Résistance	20
II.3.4. Entretien de l'ouvrage.....	20
II.4. Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude	20
II.4.1. L'implantation	20
II.4.2. Choix de type du réservoir	20
II.4.3. Equipement des réservoirs	20
II.5. Calcul de la capacité des réservoirs.....	21
II.5.1. Détermination de la valeur de P	21
II.5.2. Volume total du réservoir	21
II.6. Dimensionnement des réservoirs	22
II.6.1. Dimensionnement de la bache de la station de reprise principale.....	22
II.6.2. Dimensionnement du réservoir Handis	22
II.6.3. Dimensionnement du réservoir d'Ighram	23
II.6.4. Dimensionnement du réservoir de Riquet	24
II.6.5. Dimensionnement du réservoir de Tigounatine	25
II.6.6. Dimensionnement du réservoir d'Ikhervane.....	26
II.6.7. Dimensionnement de la bache de la station reprise de Taourirth Ouabla	26
II.6.8. Dimensionnement du réservoir de Taourirth Ouabla	26
II.6.9. Dimensionnement du réservoir d'Ivounachene	27
II.6.10. Dimensionnement du réservoir de Takorabt.....	28

II.6.11. Dimensionnement Du réservoir de Douar Tazmalt	29
II.6.12. Dimensionnement de la bache de reprise de Boudjellil.....	30
II.6.13. Dimensionnement du réservoir de Boudjellil	30
II.7. Conclusion	31

CHAPITRE III : Adduction

III.1. Généralités	32
III.1.1. Adduction gravitaire.....	32
III.1.2. Adduction par refoulement	32
III.1.3. Adduction mixte.....	32
III.2. Choix du tracé.....	32
III.3. Le tracé du projet	32
III.3.1. La rive droite.....	32
III.3.2. La rive gauche.....	33
III.4. Principe de calcul du réseau d'adduction.....	33
III.4.1. Détermination du diamètre	33
III.4.2. Calcul de la vitesse.....	34
III.4.3. Calcul des pertes de charge.....	34
III.4.3.1. Les pertes de charge linéaires (H_L)	34
•Calcul du coefficient de pertes de charge λ	34
-Régime turbulent rugueux.....	34
-Régime transitoire	34
III.4.3.2. Pertes de charge singulières (H_S).....	35
III.4.3.3. Pertes de charge totales (H_T).....	35
III.5. Calcul Hydraulique	35
III.5.1. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT).....	35
III.5.2. Puissance à fournir à la pompe	35
III.5.3. Energie consommée par la pompe	36
III.5.4. Frais d'exploitation	36
III.5.5. Frais d'amortissement	36
III.5.6. Calcul du bilan	36
III.5.7. Prix des conduites	36
III.6. Equipement de l'adduction.....	37
III.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons.....	37
III.7.1. Calcul du tronçon Station de traitement-Station de pompage principale.....	37
III.7.2. Tronçon Station de pompage-Réservoir de Handis	38

III.7.3. Calcul des tronçons de la rive droite	39
III.7.3.1. Tronçon Réservoir Handis–Station de reprise Taourirth Ouabla.....	39
III.7.3.2. Tronçon Station de reprise Taourirth Ouabla–Réservoir Taourirth Ouabla	40
III.7.3.3. Tronçon Réservoir Taourirth Ouabla–Réservoir Ivounachene.....	41
III.7.3.4. Tronçon station de Reprise Ivounachene–Réservoir Takorabt.....	41
III.7.3.5. Tonçons Réservoir Takorabt–Réservoir Douar Tazmalt et Réservoir Takorabt-Station de reprise Boudjellil.....	42
A-Tronçon réservoir Takorabt–Bifurcation (A)	43
B.Tronçon Bifurcation (A)-Réservoir Douar Tazmalt	43
C.Tronçon Bifurcation(A)–Bifurcation(A’)	43
D.Tronçon Bifurcation (A’)–Station de reprise Boudjellil	44
III.7.3.9. Tronçon Station de reprise Boudjellil–Réservoir Boudjellil	44
III.7.4. Calcul des tronçons de la rive gauche	45
III.7.4.1.Tronçon Réservoir Handis–Réservoir Ighram et Réservoir Handis –Réservoir Riquet.....	45
A-Tronçon Réservoir Handis – Bifurcation (E).....	46
B-Tronçon Bifurcation (E)-Réservoir Ighram.....	46
C-Tronçon Bifurcation (E) - réservoir Riquet.....	47
III.7.4.2. Tronçon Station de reprise Riquet- Réservoir Tigounatine.....	47
III.7.4.3.Tronçon Réservoir Tigounatine–Bifurcation (E’)–Réservoir Ikhervane.....	48
A-Tronçon réservoir Tigounatine–Bifurcation (E’)	48
III.8. Récapitulatif des résultats	49
III.8.1. Rive droite	49
III.8.2. Rive gauche.....	50

CHAPITRE IV : Pompes

IV.1. Généralités.....	51
IV. 2. Courbe Caractéristique d’une pompe.....	51
IV. 3. Choix de la pompe	51
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	52
IV.5.3.1. La puissance à fournir à la pompe	52
IV.5.3.2. La puissance utile.....	52

IV.5.4. Le rendement	52
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 débitant dans une conduite.....	53
IV.6. Réalisation du point de fonctionnement.....	53
IV.6.1. Première Variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	53
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	54
IV.6.5. Cinquième variante : Couplage des pompes	55
IV.6.5.1. Couplage en parallèle	55
IV.6.5.2. Couplage en série	55
IV.7. Etude de la cavitation.....	55
IV.8. Choix du type des pompes pour les différentes stations	56
IV.8.1. Station de pompage principale (SP _p)	56
IV.8.1.1 Vérification de la cavitation	57
IV.8.2. Station de reprise Taourirt Ouabla (SR _{to}).....	58
IV.8.2.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	58
IV.8.2. 2. Vérification de la cavitation.....	60
IV.8.3. Station de reprise Ivounachene (SR _{iv}).....	61
IV.8.3.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	61
C-Variation de la vitesse de rotation	62
IV.8.3.2. Vérification de la cavitation	63
IV.8.4. Station de reprise de Boudjellil (SR _b).....	64
IV.8.4.1. Réalisation du point de fonctionnement.....	64
IV.8.4.2. Vérification de la cavitation	66
IV.8.5. Station de reprise de Riquet (SR _r)	66
IV.8.5.1. Vérification de la cavitation	67
IV.9. Conclusion	68

CHAPITRE V : Protection et pose des conduites

V.1. Généralités	69
V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier	69
V.3. Valeurs numériques du coup de bélier	69
V.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	70

V.4.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement.....	70
V.4.1.1. Interprétation des résultats	72
V.4.2. Choix de moyens de protection des conduites de refoulement.....	72
V.4.2.1. Méthode de calcul du réservoir d'air.....	72
A- Calcul des pertes de charge dans la tuyère.....	73
B- Variation du volume d'air dans le réservoir.....	74
C- Pression dans le réservoir d'air.....	75
V.5. Dimensions du réservoir d'air.....	75
V.5.1. Tronçon Station de pompage principale- Réservoir Handis.....	75
V.5.1.1. Dimensionnement du réservoir d'air.....	78
V.5.2. Tronçon SR Taourirth Ouabla - Réservoir Taourirt Ouabla.....	79
V.5.2.1. Dimensionnement du réservoir d'air.....	79
V.5.3. Tronçon SR Ivounachene- Réservoir Takourabt.....	79
V.5.3.1. Dimensionnement du réservoir d'air.....	79
V.5.4. Tronçon SR Riquet- Réservoir Tigounatine.....	80
V.5.4.1. Dimensionnement du réservoir d'air.....	80
V.6. Calcul des valeurs de coup de bélier dans les tronçons gravitaires.....	80
V.6.1. Le système 1 : R Handis- B(E)- B(E)-[R Ighram, R Riquet].....	81
V.6.2. Le système 2 : R Tigounatine- B(E')- B(E')-[R Ikhervane, Adduction secondaire].....	81
V.6.3. Le système 3 : R Takourabt- B(A)- B(A)-[R D Tazmalt, B(R)].....	82
V.6.4. Le système 4 : B(A)- B(R)-[SR Boudjellil, Adduction secondaire].....	82
V.7. Pose des conduites.....	85
V.7.1. Exécution et aménagement de la tranchée.....	85
V.7.2. Stabilisation des conduites.....	86
V.7.3. Travaux spéciaux.....	86
V.7.3.1. Traversée de route.....	86
V.7.3.2. Traversées d'oueds.....	86
V.7.3.3. Pose en élévation.....	87
V.7.3.4. Mise en eau et épreuve.....	87
V.7.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	87
V.8. Conclusion.....	87

CHAPITRE VI : Réseau de distribution

VI.1. Généralités.....	88
VI.1.1. Réseau ramifié	88
VI.1.2. Réseau maillés	88
VI.1.3. Réseau combiné	88
VI.1.4. Réseau étagé	88
VI.2. Choix du réseau à adopter	88
VI.2.1. Matériaux à utiliser	88
VI.2.2. Conception du réseau	89
VI.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution	89
VI.3.1. Déterminer les débits du réseau	89
VI.3.1.1. Débit spécifique	89
VI.3.1.2. Débits en route	89
VI.3.1.3. Débits aux nœuds	90
VI.4. Dimensionnement du réseau.....	90
VI.4.1. Méthode de calcul	90
VI.4.1.1. Réseau maillé	90
VI.4.1.2. Réseau ramifié	91
VI.5. Dimensionnement du réseau.....	91
VI.5.1. Centre-Ville	91
VI.5.2. Village Thiouririne.....	95
VI.5. Modélisation du réseau	97
VI.6. Calcul des pressions de service du réseau	98
VI.6.1. Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie	101
VI.7. Equipement du réseau de distribution	101
VI.7.1. Pièces spéciales de raccordement	101
VI.8. Conclusion.....	101
CONCLUSION GENERALE	102

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La situation en eau potable des six communes sud de la wilaya de Bejaia (Tazmalt, Boudjellil, Ighram, Ait-Mellikeche, Ait R'zine et Ighil Ali) est moyenne, malgré les 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 ;
- ces ressources ne peuvent pas être prises en compte à cause de leur étroite dépendance avec les précipitations ;
- Les points d'eau sont insignifiants et presque à sec durant les périodes estivales.

En contrepartie la région est confrontée à :

- L'accroissement démographique et l'extension que connaissent les six communes ;
- Incapacité du réseau actuel à fournir la demande en eau des agglomérations ;
- Le manque d'eau est dû principalement aux fuites importantes et à la vétusté du réseau existant ;
- La quasi-totalité des stations de pompage et de reprises sont dans un état délabré, et nécessitent une réhabilitation ;

Face à cette situation, la nécessité de projeter un nouveau réseau à partir d'une source fiable est indispensable, de ce fait, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Bejaia a décidé de lancer une étude de ce projet, qui consiste à dimensionner les deux chaînes d'adduction à savoir :

- Une nouvelle chaîne d'adduction projetée sur la rive gauche de l'oued Sahel alimentant les communes d'Ighrem, Ait-Mellickeche et Tazmalt.
- Une chaîne d'adduction projetée sur la rive droite du même oued alimentant les communes Ait R'zine, Boudjellil et Ighil Ali.

Les sujets que nous aborderons dans ce présent projet consistent à élaborer les chaînes d'adduction des six communes et la distribution du chef-lieu de la ville de Tazmalt, pour cela cette étude sera menée comme suit :

Dans le chapitre premier, nous commencerons par la présentation de la situation géographique, hydraulique et la répartition de la population. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau aux divers horizons ; moyen et long terme, pour finir nous établirons un bilan (ressources/besoins) qui nous permettra de déterminer le débit à mobiliser.

Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de transit, des stations de reprise 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 protection de la conduite contre le coup de bélier, et les techniques de pose.

On terminera avec l'étude du réseau de distribution du chef-lieu de la ville de Tazmalt et une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1. Présentation du site

La région étudiée est située au sud-ouest de la wilaya de Bejaia, à environ 70 km de son chef-lieu, dans la haute Soummam, sise sur les flancs de la chaîne de montagnes de Djurdjura à une altitude moyenne de 186 m (vallée de l'Oued Sahel et plateau d'Azaghar). La région d'étude est représentée dans la figure (Figure (I.1)) ci-dessous :

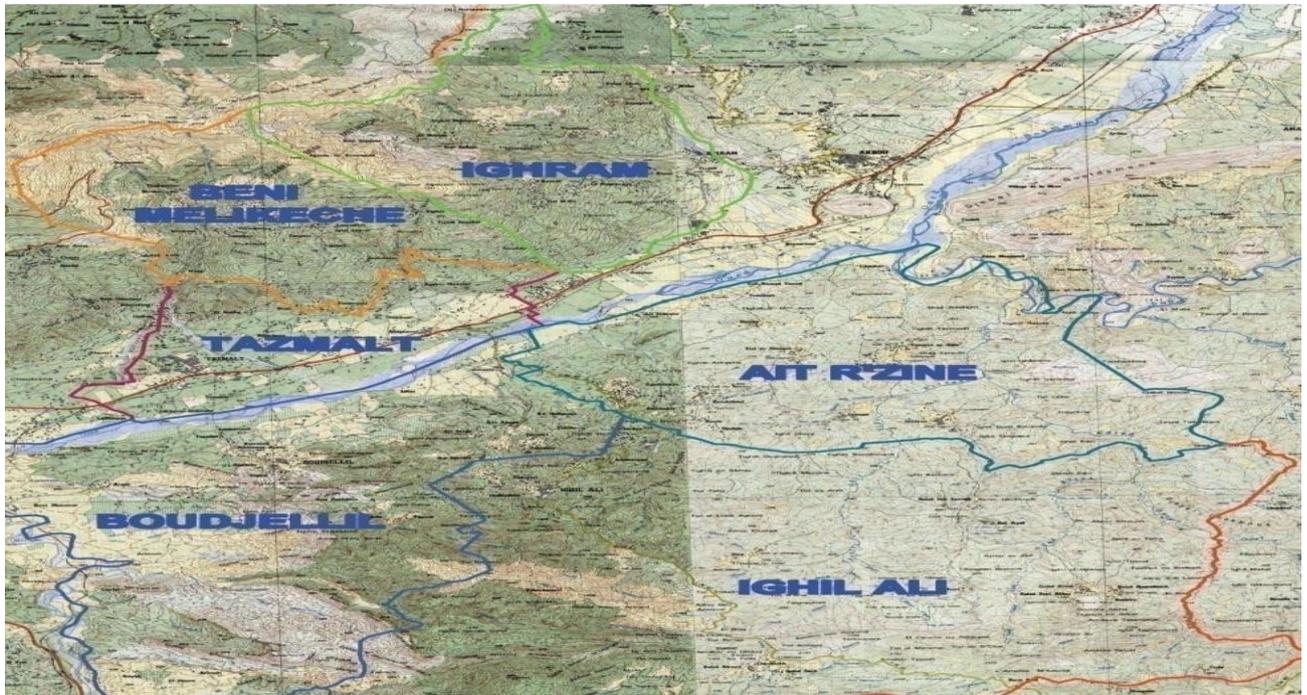


Figure (I.1): Région sud-ouest de la wilaya de Bejaia

I.1.1. Caractéristiques des communes

I.1.1.1. Commune de Tazmalt

La commune de Tazmalt est l'une des communes de la wilaya de Bejaia et est située à 80 km de son chef-lieu, elle dispose d'une superficie de 33.64 km² et une densité de 859 hab/km², bâtie à une altitude de 225 m jusqu'à 450 m. Elle fait partie géographiquement de la vallée du Sahel, et présente un relief de type semi-montagneux et des plaines à faibles pentes, elle est arrosée principalement par la rivière Sahel et ses effluents situés en amont [1].

I.1.1.2. Communes d'Ighram

Ighram est une commune de la daïra d'Akbou, elle est située au sud-ouest de la wilaya de Bejaia à une distance de plus de 70 km de son chef-lieu et à moins de 5 km du chef-lieu de la commune d'Akbou, bâtie à une altitude de 306 m. Elle s'étend sur une superficie de 50.11 km², avec une densité de 247 hab/km². Son relief est de type semi-montagneux et montagneux avec de fortes pentes, il est aussi caractérisé par des collines taillées par des ravins avec de faibles pentes. Elle est constituée de deux oueds importants Taslent et Illoula qui participent à la réalimentation des nappes de l'oued Soummam [1].

I.1.1.3 Commune d'Ait-Melikeche

Ait-Mellikeche est une commune située dans la daïra de Tazmalt, elle s'étend environ sur 42.80 km² pour une densité de 199 hab/km². Elle est caractérisée par un relief montagneux à fortes

pentés, son réseau hydrographique est constitué de quelques affluents permanents et non permanents qui déversent dans l'oued Sahel [1].

1.1.1.4 Commune d'Ait R'zine

Ait R'zine est une commune de la daïra d'Ighil Ali, son chef-lieu est situé au village Guendouz. Elle est située à 80 Km du chef-lieu de la wilaya de Bejaia et s'étend sur une superficie de 74.56 km² pour une densité de 195 hab/km². Son relief est de type semi-montagneux constitué de quelques collines et des plaines de faibles pentes. Elle possède quelques effluents intermittents qui déversent dans l'oued Sahel [1].

1.1.1.5. Commune de Boudjellil

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. Son relief est constitué de deux types : montagneux caractérisé par de fortes pentes et semi-montagneux caractérisé par de faibles pentes. Elle dispose de quelques cours d'eau intermittents déversant dans l'oued Sahel [1].

1.1.1.6. Commune d'Ighil Ali

Ighil Ali est située à l'extrême sud de la wilaya de Bejaia, à la frontière de la wilaya de Bourdj Bou Arreridj et s'étend sur une surface de 195.37 Km² avec une densité de 49 hab/km², elle est bâtie sur une altitude de 934 m. Son relief est de type montagneux caractérisé par de fortes pentes, elle dispose de cours d'eau intermittents [1].

1.1.2. Situation hydraulique

1.1.2.1. Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont disposent les communes étudiées sont données dans le tableau (I.1) suivant [2] :

Tableau (I.1) : Ressources en eau disponibles

	Tazmalt		Ighram		Ait-Melikeche		Ait R'zine		Boudjellil		Ighil Ali	
	Nbre	Q _{tot} (l/s)	Nbre	Q _{tot} (l/s)	Nbre	Q _{tot} (l/s)	Nbr e	Q _{tot} (l/s)	Nbre	Q _{tot} (l/s)	Nbre	Q _{tot} (l/s)
Puits	01	40	02	3.06	03	08	02	2.90	01	07	04	15
Sources	01	03	02	5.93	08	23	03	2.20	02	02	08	11.5
Forages	05	110	02	57	02	15	02	27	06	79	02	35

1.1.2.2. Systèmes d'alimentation en eau potable

A. Tazmalt: L'alimentation en eau potable dans la commune de Tazmalt se fait principalement par des chaînes de refoulements à partir de puits et forages implantés en rive gauche de l'oued Sahel. Le village socialiste et Tazribt sont alimentés par une source de faible débit localisée à Timetdith [2].

B. Ighram: La chaîne existante est alimentée par deux forages qui se trouvent sur la nappe alluvionnaire d'Azaghar d'une cote de 185 m. Ces derniers refoulent chacun un débit vers des

stations de reprises. Les puits et les sources appartenant à la commune d'Ighram débitent très peu, ces ressources ne peuvent pas être prises en compte à cause de leur étroite dépendance avec les précipitations. Les services d'exploitation notent que la plupart de ces points d'eau sont insignifiants et presque à sec durant les périodes estivales [2].

C. Ait-Melikeche: L'alimentation en eau potable dans la commune d'Ait-Melikeche se fait principalement par ses sources, et plus récemment, par une chaîne de refoulement depuis deux forages implantés en rive gauche de l'oued Sahel. Les deux forages I25 et I26 (ce dernier étant à l'arrêt) sont raccordés par deux conduites en acier noir DN 150 mm à une conduite principale DN 200 mm qui refoule l'eau vers la station de reprise SR01 [2].

D. Ait R'zine: L'alimentation en eau potable dans la commune d'Ait R'zine se fait principalement par deux chaînes de refoulement depuis deux forages implantés en rives gauche et droite de l'oued Sahel [2].

E. Boudjellil: L'alimentation en eau potable dans la commune de Boudjellil se fait principalement par des chaînes de refoulements 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 [2].

F. Ighil Ali : L'alimentation en eau potable de la commune d'Ighil Ali se fait principalement par une chaîne de refoulement, parallèle à celle d'Ait R'zine, et ce, depuis deux forages de faibles débits, implantés en rive gauche de la vallée de l'oued Sahel, nécessitant ainsi une traversée de l'oued le long du pont d'Allaghane [2].

1.1.2.3. Ouvrages de stockage

A. Ighram

Les réservoirs dénombrés dans la commune d'Ighram sont cités dans le tableau (I.2) ci-dessous [2] :

Tableau (I.2): Ouvrages de stockage d'Ighram

Nom	Lieu Desservi	Capacité (m ³)	Type
chef-lieu	Ighram	250	Semi-enterré
chef-lieu	Ancien village	300	Semi-enterré
Taslent	Taslent	500	Semi-enterré
T.makhlouf	Tala Makhlouf	100	Semi-enterré
Tazaghart	Tazaghart	100	Semi-enterré
T.makhlouf	Tala Makhlouf	150	Semi-enterré
Bouhkim	Bouhkim	200	Semi-enterré
Azouna	Azouna	150	Semi-enterré
Total	08	1750	

B. Ait-Melikeche

Les ouvrages de stockages dont dispose la commune d'Ait Melikeche sont cités dans le tableau (I.3) ci-dessous [2] :

Tableau (I.3): Ouvrages de stockage d'Ait-Melikeche

Nom	Lieu Desservi	Capacité (m ³)	Observation
Ayacha	Ayacha, Ait Fedila	150 et 100	Fonctionnels
Lemcella	Lemcella, Ighil Lekrar	100	Fonctionnel
Tabouda	Tabouda	150 et 100	Fonctionnel
Taaghalat	Taaghalat, Agouni Gourouaz	500, 200 et 100	Fonctionnels
Agouni Gourouaz	Chef-lieu	100	Fonctionnel
Amerai	Ibedjiouene AitOurakas	100	Fonctionnel
Timesouine	Timesouine	150 et 100	Fonctionnel
Ait Ouamar	Ait Ouamar	300, 100 et 50	Fonctionnels
Total	17	2380	

C. Tazmalt

Les réservoirs dont dispose la commune sont donnés dans le tableau (I.4) suivant [2] :

Tableau (I.4): Ouvrages de stockage de Tazmalt

Nom	Lieu	Capacité (m ³)	Observation
Caserne	Ville de Tazmalt	400	Surélevé
Tiouririne	Tiouririne Est	100	Surélevé
Tiouririne	Tiouririne Est	400	Semi-enterré
Tiouririne	Tiouririne Ouest	500	Semi-enterré
Tiouririne	Tiouririne Ouest	100	Surélevé
Boubelout	Idrikene	200	Semi-enterré
Rodha	Rodha	100	Semi-enterré
Rodha	Rodha	300	Semi-enterré
Ikhervane	Ikhervane	500	Semi-enterré
Tazribt	Tazribt	150	Semi-enterré
Allaghane	Allaghane	300	Semi-enterré
Tassergante	Tassergante	100	Semi-enterré
Tigounatine	Tigounatine	50	/
Total	17	2600	

D. Ait R'zine

La commune dispose des réservoirs cités dans le tableau (I.5) ci-dessous [2] :

Tableau (I.5): Ouvrages de stockage d'Ait R'zine

Nom	Lieu	Capacité (m ³)	Observation
Guendouze	Guendouze	2x200	Semi-enterré
Aourir Djedida	Ait Djedida	200	Semi-enterré
Guenzat	Guenzat	100	Semi-enterré
Taourirt Ouabla	Taourirth Ouabla	2x300	Semi-enterré
Ouzrane	Ouzrane	100	Semi-enterré
Ouzrane	Ouzrane	30	Semi-enterré
Bouhekfa	Bouhekfa	200	Semi-enterré
Total	09	1630	

E. Boudjellil

Les réservoirs situés dans la commune de Boudjellil sont donnés dans le tableau (I.6) suivant [2] :

Tableau (I.6): Ouvrages de stockage de Boudjellil

Nom	Lieu	Capacité (m ³)	Observation
Boudjellil	Chef-lieu	2x75	Semi-enterré
Boudjellil	Chef-lieu	500	Semi-enterré
/	Beni Ouidane	100	Semi-enterré
/	Hamda	50	Semi-enterré
/	Hamda	30	Semi-enterré
/	Aftis	150	Semi-enterré
/	Larbaa Takdimt	300	Semi-enterré
/	Idassen	150	Semi-enterré
/	Idassen	300	Semi-enterré
/	Beni Mansour	200	Semi-enterré
/	Metchik	50	Semi-enterré
/	Metchik	100	Semi-enterré
/	Aafir	100	Semi-enterré
/	Aafir	150	Semi-enterré
/	Taurirt Tansaout	100	Semi-enterré
/	Ain El Bir	50	Semi-enterré
Total	16	2430	

F. Ighil Ali

Ighil Ali dispose des réservoirs cité dans le tableau (I.7) ci-dessous [2] :

Tableau (I.7): Ouvrages de stockage d'Ighil Ali

Nom	Lieu	Capacité (m ³)	Observation
Ighil Ali, chef-lieu	Chef-lieu	500	Semi-enterré
Ighil Ali, chef-lieu	Chef-lieu	300	Semi-enterré
Ouled Saci	Ouled Saci	300	Semi-enterré
Ouled Saci	Ouled Saci	200	Semi-enterré
Tabouanant	Tabouanant	100	Semi-enterré
Tiniri	Tiniri	50	Semi-enterré
Belayel	Belayel	100	Semi-enterré
Takorabt	Takorabt	150	Semi-enterré
Guelaa	Kalaat Ait Abbas	100	Semi-enterré
Azrou	Azrou	100	Semi-enterré
Moka	Moka	200 et 250	Semi-enterré
Ouled Serradj	Ouled Serradj	100	Semi-enterré
Tazla Bouleguane	Tazla	50	Semi-enterré
Total	10	2500	

I.1.3. Situation démographique

Selon les renseignements recueillis auprès des services de différentes APC de la région d'étude [2], le RGPH réalisé en 2008 et la population estimée en 2015 ont été divisés en Agglomération Chef-Lieu (ACL), Agglomération Secondaire (AS) et en Zone Eparsée (ZE), les résultats sont récapitulés dans le tableau (I.8) ci-dessous [2] :

Tableau (I.8): RGPH 2008 – Population 2015

Commune	2008			2015		
	ACL	AS et ZE	Total	ACL	AS et ZE	Total
Tazmalt	24559	6940	28891	9630	4023	13653
Ighrem	8737	3650	12387	8894	472	9366
Ait-Melikeche	8069	428	8497	27069	4775	31844
Ait R'zine	7931	6632	14563	8742	7310	16052
Boudjellil	3391	8095	11486	6396	4104	10500
Ighil Ali	5803	3723	9526	3738	8922	12660
		Total	85350		Total	94074

Le taux d'accroissement (2008-2015) : $t=1.4\%$ [2].

I.2. Estimation des besoins en eau

Les débits d'eau de consommation varient considérablement selon des conditions locales à savoir : population, niveau de confort, entreprises, commerce et utilisation publique,... etc. Dans ce chapitre l'estimation de la consommation, l'évaluation des débits maximaux et minimaux sont réalisées à l'aide de facteurs de pointes, afin de dimensionner le réseau.

I.2.1. Estimation de la population future

La présente étude consiste à répondre aux besoins en eau potable et industrielle de la région d'étude jusqu'à 2050, en tenant compte de :

- l'accroissement démographique ;
- l'amélioration du niveau de vie ;
- l'extension des agglomérations.

Ainsi, nous allons appliquer la relation des intérêts composés ; celle-ci tient compte de la naissance, du taux de mortalité et de l'immigration. La relation est donnée par :

$$P = P_0 (1 + t)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : Population de l'horizon considéré ;
- P₀ : Population de l'année de référence ;
- t : Taux d'accroissement de la population ;
- n : Nombre d'année séparant P et P₀.

Les taux d'accroissement pour les communes étudiées sont [2] :

- Moyen terme (2014 -2030) : $t = 1.2 \%$;
- Long terme (2031-2050) : $t = 1.1 \%$.

L'estimation de la population future divisée en Agglomération Chef-Lieu (ACL), Agglomération Secondaire (AS) et en Zone Eparses (ZE) est donnée dans le tableau (I.9) ci-dessous :

Tableau (I.9): Estimation de la population future

Commune	2030			2050		
	ACL	AS et ZE	Total	ACL	AS et ZE	Total
Tazmalt	11517	4811	16328	14334	5988	20322
Ighrem	10636	564	11201	13238	702	13940
Ait-Melickeche	32373	5710	38083	40291	7107	47398
Ait R'zine	10454	8742	19197	13011	10880	23892
Boudjellil	7649	4908	12557	9520	6108	15628
Ighil Ali	4470	10671	15141	5563	13280	18844
	Total		112506	Total		140023

Nous concluons que la population pour les horizons futurs est :

- 2030 : $P = 112506$ Habitants.
- 2050 : $P = 140023$ Habitants.

I.2.2. Estimation des besoins en eau

L'eau fournie par les usines de traitement sert en plus de la consommation domestique à une multitude d'autres usages tels que : lutte contre les incendies, nettoyage des rues, l'approvisionnement des commerces et de certaines entreprises.

I.2.2.1. Les besoins en eau domestiques

A. Estimation des besoins domestiques : elle comprend l'eau utilisée dans les résidences pour des usages variés tels que : l'hygiène, la lessive, lavage de véhicules,... etc. Elle est estimée selon la population de différents horizons et une dotation unitaire fixe pour chaque type de population [3].

B. Dotation unitaire : Le calcul de ces besoins s'effectue sur la base d'une dotation en eau moyenne attribuée à chaque individu. Cette quantité peut être évaluée soit sur la base de normes utilisées soit à partir des relevés au niveau de chaque partie du système (forages, adductions, réservoirs, réseaux de distribution, abonnés,...etc.). Les dotations prises lors de cette étude sont [2] :

- Pour les ACL : $D = 150$ l/j/hab
- Pour les ZE et AS : $D = 125$ l/j/hab

En prenant compte du niveau de vie qui est en amélioration, les dotations prévues sont données dans le tableau (I.10) ci-dessous [2] :

Tableau (I.10): Dotation pris en compte pour l'étude

Année	2015	2030	2050
Dotation ACL (l/j/hab)	150	180	200
Dotation AS et ZE (l/j/hab)	125	140	160

I.2.2.2. Taux de branchement

Le taux de branchement est le ratio entre la population branchée au réseau d'alimentation en eau potable et la population totale. Le tableau (I.11) suivant montre qu'en 2008, il représentait une moyenne de 80 % [2].

Tableau (I.11): Taux de branchement et population branchée (RGPH, 2008)

Commune	Population Totale	Population branchée	Taux de branchement
Tazmalt	28 891	20 773	71,9
Ighrem	12 387	9 872	79,7
Ait-Melikeche	8 497	5 744	67,6
Ait R'zine	14 563	13 369	91,8
Boudjellil	11 486	10 739	93,5
Ighil Ali	9 526	7 935	83,3
TOTAL	85 350	68 432	80%

Le taux de branchement projeté est en relation avec le taux enregistré dans toute la ville en 2008, l'objectif pour l'horizon 2030 est le raccordement total de toute la population (100 %).

I.2.2.3. Rendement du réseau

Le rendement global du réseau correspond au rapport du volume consommé sur le volume produit. Dans sa majeure partie, le réseau de distribution des agglomérations de la zone d'étude est vétuste et présente des malfaçons, ce qui conduit à des rendements faibles. Le rendement moyen actuel est estimé à 42 %, l'objectif est qu'il atteigne les 85 % (Réseau neuf) après sa rénovation [2].

I.2.3. Consommation moyenne journalière**I.2.3.1. Consommation moyenne journalière de la population**

La consommation moyenne journalière pour une population est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy} = \frac{D * N * T_b}{1000} \quad (I.2)$$

Avec

- Q_{moy} : consommation moyenne journalière des consommateurs m^3/j ;
- D : dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- N : nombre de consommateurs ;
- T_b : taux de branchements (%).

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (I.12) suivant :

Tableau (I.12): Besoins en eau total (m³/j)

Commune	2015			2030			2050		
	ACL	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total
Tazmalt	3746,39	477,48	4223,86	5652,34	775,46	6427,80	8058,18	1279,26	9337,44
Ighrem	1332,80	402,31	1735,11	2010,85	653,38	2664,23	2866,74	1077,86	3944,60
Ait-Melikeche	1230,90	47,17	1278,07	1857,11	76,62	1933,72	2647,56	126,39	2773,95
Ait R'zine	1209,84	730,99	1940,83	1825,35	1187,18	3012,53	2602,28	1958,45	4560,74
Boudjellil	517,28	892,24	1409,53	780,45	1449,07	2229,52	1112,64	2390,48	3503,12
Ighil Ali	885,23	410,35	1295,58	1335,58	666,45	2002,03	1904,05	1099,42	3003,47
Total	8922,44	2960,55	11882,98	13461,68	4808,16	18269,84	19191,46	7931,86	27123,32

I.2.4.2. Consommation moyenne journalière des industries et équipements

Les besoins en eau industriels seront pris en adoptant un taux de consommation de 20 % par rapport à la consommation domestique pour Tazmalt et Boudjellil, 10 % pour les autres communes, la zone d'étude dispose d'industries qui ne sont pas grandes consommatrices d'eau (Huileries, limonadières, lavage graissages...etc), le taux de consommation sera de 10%. Les besoins en équipements et industries sont calculés par les formules suivantes [9] :

$$\text{Besoins d'équipements} = Q_{\text{moy},j} * P\% \text{ (m}^3/\text{j)} \quad (\text{I.3})$$

$$\text{Besoins industriels} = \text{Besoins d'équipements} * P\% \text{ (m}^3/\text{j)} \quad (\text{I.4})$$

Les besoins d'équipements sont mentionnés dans le tableau (I.13) ci-après :

Tableau (I.13): Besoins d'équipements (m³/j)

Commune	2015			2030			2050		
	ACL	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total
Tazmalt	749,3	95,5	844,8	1130,5	155,1	1285,6	1611,6	255,9	1867,5
Ighrem	133,3	40,2	173,5	201,1	65,3	266,4	286,7	107,8	394,5
Ait-Melikeche	123,1	4,7	127,8	185,7	7,7	193,4	264,8	12,6	277,4
Ait R'zine	121,0	73,1	194,1	182,5	118,7	301,3	260,2	195,8	456,1
Boudjellil	103,5	178,4	281,9	156,1	289,8	445,9	222,5	478,1	700,6
Ighil Ali	88,5	41,0	129,6	133,6	66,6	200,2	190,4	109,9	300,3
Total	1318,6	433,0	1751,6	1989,4	703,3	2692,7	2836,2	1160,2	3996,4

Les besoins industriels sont donnés dans le tableau (I.14) suivant :

Tableau (I.14): Besoins d'industries (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	ACL	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total
Tazmalt	74,93	9,55	84,48	113,05	15,51	128,56	161,16	25,59	186,75
Ighrem	13,33	4,02	17,35	20,11	6,53	26,64	28,67	10,78	39,45
Ait-Melikeche	12,31	0,47	12,78	18,57	0,77	19,34	26,48	1,26	27,74
Ait R'zine	12,10	7,31	19,41	18,25	11,87	30,13	26,02	19,58	45,61
Boudjellil	10,35	17,84	28,19	15,61	28,98	44,59	22,25	47,81	70,06
Ighil Ali	8,85	4,10	12,96	13,36	6,66	20,02	19,04	10,99	30,03
Total	131,86	43,30	175,16	198,94	70,33	269,27	283,62	116,02	399,64

I.2.4.3. Consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière totale est récapitulée dans le tableau (I.15) ci-après :

Tableau (I.15): Consommation moyenne journalière pour les différents horizons (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total
Tazmalt	4570,6	582,5	5153,1	6895,9	946,1	7841,9	9831,0	1560,7	11391,7
Ighrem	1479,4	446,6	1926,0	2232,0	725,3	2957,3	3182,1	1196,4	4378,5
Ait-Melikeche	1366,3	52,4	1418,7	2061,4	85,0	2146,4	2938,8	140,3	3079,1
Ait R'zine	1342,9	811,4	2154,3	2026,1	1317,8	3343,9	2888,5	2173,9	5062,4
Boudjellil	631,1	1088,5	1719,6	952,1	1767,9	2720,0	1357,4	2916,4	4273,8
Ighil Ali	982,6	455,5	1438,1	1482,5	739,8	2222,3	2113,5	1220,4	3333,9
Total	10372,9	3436,9	13809,8	15650,1	5581,8	21231,8	22311,3	9208,0	31519,4

I.2.4.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites dans un réseau d'adduction dépendent du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien; à cet effet, on effectue une majoration de 20 % afin d'éviter les insuffisances de la consommation journalière, les résultats sont présentés dans le tableau (I.16) ci-après :

Tableau (I.16): Consommation moyenne journalière majorée (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total
Tazmalt	5484,7	699,0	6183,7	8275,0	1135,3	9410,3	11797,2	1872,8	13670,0
Ighrem	1775,3	535,9	2311,2	2678,5	870,3	3548,8	3818,5	1435,7	5254,2
Ait-Melikeche	1639,6	62,8	1702,4	2473,7	102,1	2575,7	3526,6	168,4	3694,9
Ait R'zine	1611,5	973,7	2585,2	2431,4	1581,3	4012,7	3466,2	2608,7	6074,9
Boudjellil	757,3	1306,2	2063,5	1142,6	2121,4	3264,0	1628,9	3499,7	5128,6
Ighil Ali	1179,1	546,6	1725,7	1779,0	887,7	2666,7	2536,2	1464,4	4000,6
Total	12447,5	4124,2	16571,7	18780,1	6698,1	25478,2	26773,6	11049,6	37823,2

I.2.5. Variation de la consommation journalière

Pendant la journée, le débit d'eau consommé présente des variations qui sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité :

$$K_{\max.j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.5})$$

$$K_{\min.j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- $K_{\max.j}$: coefficient de consommation maximale journalière ;
- $K_{\min.j}$: coefficient de consommation minimale journalière.

I.2.5.1. Consommation maximale journalière $Q_{\max.j}$

La valeur de ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, elle est déterminée par la relation suivante :

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

Etant donné que la wilaya de Bejaia connaît un nombre d'estivant important durant l'été $K_{\max.j}=1.2$ [2].

Les valeurs de la consommation maximale journalière sont données dans le tableau (I.17) qui suit :

Tableau (I.17): Consommation maximale journalière pour les différents horizons (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total
Tazmalt	6581,6	838,8	7420,5	9930,0	1362,3	11292,4	14156,6	2247,4	16404,0
Ighrem	2130,3	643,0	2773,4	3214,1	1044,4	4258,5	4582,2	1722,8	6305,1
Ait-Melikeche	1967,5	75,4	2042,9	2968,4	122,5	3090,9	4231,9	202,0	4433,9
Ait R'zine	1933,8	1168,4	3102,2	2917,6	1897,6	4815,2	4159,5	3130,4	7289,9
Boudjellil	908,8	1567,5	2476,3	1371,1	2545,7	3916,8	1954,7	4199,6	6154,3
Ighil Ali	1414,9	655,9	2070,9	2134,8	1065,3	3200,0	3043,4	1757,3	4800,7
Total	14937,0	4949,1	19886,1	22536,1	8037,7	30573,8	32128,3	13259,6	45387,9

I.2.5.2. Consommation minimale journalière $Q_{min,j}$

La valeur de ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le moins chargé de l'année, elle est déterminée par la relation suivante, et regroupées dans le tableau (I.18) qui suit :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (I.8)$$

Avec, $K_{min,j} = 0.9$ [2].

Tableau (I.18): Consommation minimale journalière pour les différents horizons (m^3/j)

Commune	2013			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total
Tazmalt	4387,8	559,2	4947,0	6620,0	908,2	7528,2	9437,7	1498,3	10936,0
Ighrem	1420,2	428,7	1848,9	2142,8	696,2	2839,0	3054,8	1148,6	4203,4
Ait-Melikeche	1311,6	50,3	1361,9	1978,9	81,6	2060,6	2821,2	134,7	2955,9
Ait R'zine	1289,2	778,9	2068,2	1945,1	1265,1	3210,2	2773,0	2086,9	4859,9
Boudjellil	605,8	1045,0	1650,8	914,1	1697,2	2611,2	1303,1	2799,7	4102,9
Ighil Ali	943,3	437,3	1380,6	1423,2	710,2	2133,4	2029,0	1171,5	3200,5
Total	9958,0	3299,4	13257,4	15024,1	5358,5	20382,6	21418,9	8839,7	30258,6

I.2.6. Variation de la consommation horaire

La détermination de la consommation horaire est indispensable car elle joue un rôle important dans les différents calculs du réseau pour ce il faut déterminer les coefficients d'irrégularité qui sont :

- $K_{max,h}$: coefficient de consommation maximale horaire ;
- $K_{min,h}$: coefficient de consommation minimale horaire.

Ces coefficients sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{\max.h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.9})$$

$$K_{\min.h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.10})$$

I.2.6.1. Consommation moyenne horaire

La consommation moyenne horaire des communes étudiées est donnée dans le tableau (I.19) ci-dessous :

Tableau (I.19): Consommation moyenne horaire pour les différents horizons (m^3/j)

Commune	2013			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total
Tazmalt	228,53	29,13	257,66	344,79	47,30	392,10	491,55	78,03	569,58
Ighrem	73,97	22,33	96,30	111,60	36,26	147,86	159,10	59,82	218,93
Ait-Melikeche	68,31	2,62	70,93	103,07	4,25	107,32	146,94	7,01	153,95
Ait R'zine	67,15	40,57	107,72	101,31	65,89	167,20	144,43	108,69	253,12
Boudjellil	31,55	54,43	85,98	47,61	88,39	136,00	67,87	145,82	213,69
Ighil Ali	49,13	22,77	71,90	74,12	36,99	111,11	105,67	61,02	166,69
Total	518,65	171,84	690,49	782,50	279,09	1061,59	1115,57	460,40	1575,97

I.2.6.2. Consommation maximale horaire

La consommation maximale horaire est mentionnée dans le tableau (I.20) suivant :

Tableau (I.20): Consommation maximale horaire pour les différents horizons (m^3/j)

Commune	2013			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total
Tazmalt	274,24	34,95	309,19	413,75	56,76	470,52	589,86	93,64	683,50
Ighrem	88,76	26,79	115,56	133,92	43,52	177,44	190,93	71,79	262,71
Ait-Melikeche	81,98	3,14	85,12	123,68	5,10	128,79	176,33	8,42	184,75
Ait R'zine	80,58	48,68	129,26	121,57	79,07	200,63	173,31	130,43	303,75
Boudjellil	37,87	65,31	103,18	57,13	106,07	163,20	81,45	174,98	256,43
Ighil Ali	58,96	27,33	86,29	88,95	44,39	133,34	126,81	73,22	200,03
Total	622,37	206,21	828,59	939,00	334,91	1273,91	1338,68	552,48	1891,16

I.2.6.3. Consommation minimale horaire

Les valeurs de la consommation minimale horaire sont portées dans le tableau (I.21) suivant :

Tableau (I.21): Consommation minimale horaire (m^3/j)

Commune	2013			2030			2050		
	A C L	AS+ZE	Total	A C L	AS+ZE	Total	ACL	AS+ZE	Total
Tazmalt	182,82	23,30	206,12	275,83	37,84	313,68	393,24	62,43	455,67
Ighrem	59,18	17,86	77,04	89,28	29,01	118,29	127,28	47,86	175,14
Ait-Melikeche	54,65	2,09	56,75	82,46	3,40	85,86	117,55	5,61	123,16
Ait R'zine	53,72	32,46	86,17	81,05	52,71	133,76	115,54	86,96	202,50
Boudjellil	25,24	43,54	68,78	38,09	70,71	108,80	54,30	116,66	170,95
Ighil Ali	39,30	18,22	57,52	59,30	29,59	88,89	84,54	48,81	133,35
Total	414,92	137,47	552,39	626,00	223,27	849,27	892,45	368,32	1260,77

I.2.6.4. Calcul du $K_{max,h}$

Ce coefficient nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée. La valeur de $K_{max,h}$ est déterminée par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.11)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4. Nous prendrons dans notre cas : $\alpha_{max} = 1,2$
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau (I.22) suivant :

Tableau (I.22): Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population

Population *1000	<1,0	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

le résultat du calcul de β_{max} et de $K_{max,h}$ est établi dans le tableau (I.23) suivant :

Tableau (I.23): Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population

Commune	Zone	Population	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$
Tazmalt	ACL	40291	1,14	1,2	1,37
	AS+AZ	7107	1,37	1,2	1,65
Ighrem	ACL	14334	1,26	1,2	1,51
	AS+ZE	5988	1,40	1,2	1,68
Ait-Melickeche	ACL	13238	1,27	1,2	1,52
	AS+ZE	702	2,00	1,2	2,40
Ait r'zine	ACL	13011	1,27	1,2	1,52
	AS+ZE	10880	1,29	1,2	1,55
Boudjellil	ACL	5563	1,41	1,2	1,69
	AS+ZE	13280	1,27	1,2	1,52
Ighil Ali	ACL	9520	1,31	1,2	1,57
	AS+ZE	6108	1,40	1,2	1,68

Remarque : Lors de l'établissement du tracé d'adduction réalisé, le maître de l'ouvrage à demander l'intégration de quelques localités touchées qui sont Riquet, Azaghar, poste 17 et Ait-Lahdir se trouvant dans la rive gauche [2].

- **Estimation de la population des localités**

La population des localités touchées par le projet sont représentées dans le tableau (I.24) ci-après :

Tableau (I.24): Estimation de la population future des localités

Commune	RGPH 2008	2015	2030	2050
Riquet	4500	4960	5932	7383
Azaghar	2500	2756	3295	4101
Ait-Lahdir	600	661	791	984
Pos 17	20000	22044	26364	32812
Total	27600	30421	36382	45280

- **Consommation des localités**

Les débits de consommation des localités ajoutées à l'étude sont représentées dans le tableau (I.25) suivant :

Tableau (I.25): Besoins en eau des localités (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j
Riquet	660,67	792,80	528,53	873,87	1048,64	699,09	1770,05	2124,06	1416,04
Azaghar	367,04	440,44	293,63	485,48	582,58	388,39	983,36	1180,03	786,69
Ait Lahdir	88,09	105,71	70,47	116,52	139,82	93,21	236,01	283,21	188,81
Pos 17	2936,30	3523,56	2349,04	3883,85	4660,62	3107,08	7866,89	9440,27	6293,51
Total	4052,09	4862,51	3241,67	5359,72	6431,66	4287,77	10856,3	13027,6	8685,05

I.2.7. Consommation totale des deux rives**I.2.7.1. Rive gauche**

Le tableau (I.26) ci-dessous représente les besoins en consommation d'eau totale de la rive gauche.

Tableau (I.26): Besoins en eau de la rive gauche (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j
Tazmalt	6183,74	7420,48	4946,99	9410,31	11292,3	7528,24	13670,0	16404,0	10936,0
Ighrem	2311,16	2773,39	1848,93	3548,76	4258,51	2839,01	5254,21	6305,05	4203,37
Melikeche	1702,39	2042,87	1361,91	2575,72	3090,86	2060,58	3694,90	4433,89	2955,92
Riquet	660,67	792,80	528,53	873,87	1048,64	699,09	1770,05	2124,06	1416,04
Azaghar	367,04	440,44	293,63	485,48	582,58	388,39	983,36	1180,03	786,69
Ait Lahdir	88,09	105,71	70,47	116,52	139,82	93,21	236,01	283,21	188,81
Pos 17	2936,30	3523,56	2349,04	3883,85	4660,62	3107,08	7866,89	9440,27	6293,51
Total	14249,4	17099,25	11399,5	20894,5	25073,4	16715,6	33475,4	40170,5	26780,4

I.2.7.2. Rive droite

Le tableau (I.27) ci-dessous représente les besoins en consommation d'eau totale de la rive droite.

Tableau (I.27): Besoins en eau de la rive droite (m^3/j)

Commune	2015			2030			2050		
	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j
Ait r'zine	2585,19	3102,23	2068,15	4012,69	4815,23	3210,15	6074,90	7289,88	4859,92
Boudjellil	2063,55	2476,26	1650,84	3264,02	3916,83	2611,22	5128,57	6154,29	4102,86
Ighil Ali	1725,71	2070,86	1380,57	2666,70	3200,04	2133,36	4000,62	4800,74	3200,50
Total	6374,45	7649,34	5099,56	9943,41	11932,1	7954,73	15204,1	18244,9	12163,3

I.2.7.3. Consommation totale

La consommation totale à prendre en compte lors du dimensionnement du réseau d'adduction est donnée dans le tableau (I.28) suivant :

Tableau (I.28): Besoins en eau total (m³/j)

Commune	2015			2030			2050		
	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j	Qmoy.j	Qmax.j	Qmin.j
Rive droite	14249,4	17099,3	11399,5	20894,5	25073,4	16715,6	33475,4	40170,5	26780,4
Rive gauche	6374,4	7649,3	5099,6	9943,4	11932,1	7954,7	15204,1	18244,9	12163,3
Total	20623,8	24748,6	16499,1	30837,9	37005,5	24670,3	48679,5	58415,4	38943,6

I.2.8. Bilan des communes

Le bilan de consommation de la zone d'étude est présenté dans le tableau (I.29) ci-dessous :

Tableau (I.29): Bilan des ressources pour l'horizon 2050 (m³/j)

Communes		Tazmalt	Ighrem	Ait-Melickeche	Ait R'zine	Boudjellil	Ighil Ali
	R. mobilisées (m ³ /j)	13219,2	5701,536	3974,4	2773,44	7603,2	5313,6
2015	Besoins (m ³ /j)	7420,48	2773,48	2042,87	3102,23	2476,26	2070,86
	Bilans (m³/j)	5798,72	2928,056	1931,53	-328,79	5126,94	3242,74
2030	Besoins (m ³ /j)	11292,37	4258,51	3090,86	4815,23	3916,83	3200,04
	Bilans (m³/j)	1926,83	1443,026	883,54	-2041,79	3686,37	2113,56
2050	Besoins (m ³ /j)	16404,01	16305,05	4433,89	7289,88	6154,29	4800,74
	Bilans (m³/j)	-3184,81	-10603,51	-459,49	-4516,44	1448,91	512,86

Le bilan ci-dessus nous montre que dans la région d'étude, seulement Ait R'zine rencontre des problèmes d'alimentation. Par contre à l'horizon 2050, la majorité des communes ne pourront subvenir à leurs besoins en alimentation.

I.2.9. Conclusion

L'alimentation de la zone d'étude repose sur des sources, puits et forages, étant donné leurs vulnérabilités quantitatives (pluviométrie,...etc) et qualitatives (contamination, mauvais entretien du captage,...etc), ces ressources ne peuvent pas assurer une alimentation permanente et sûre. En conclusion, dans le but de satisfaire les besoins en eau à long terme, il y a nécessité de mobiliser une nouvelle source à partir du barrage de Tichy-Haff.

Chapitre II : Les Réservoirs

II.1. Généralités

Le réservoir d'eau est un ouvrage destiné à entreposer l'eau, et joue un rôle tampon entre le débit demandé par les abonnés, il permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie. Il est placé en général sur un sommet géographique pour permettre sa distribution sous pression. Il constitue un organe régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

Le réservoir permet également :

- d'assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau ;
- de maintenir l'eau à l'abri de la pollution et des variations de températures ;
- de profiter de la réduction de consommation d'électricité pendant la nuit ;
- de ne pas interrompre la distribution suite aux incendies, arrêt de pompage ou incident sur la conduite de refoulement.

II.2. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon différents critères tels que :

a. Selon le matériel utilisé

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton.

b. Selon la disposition

- Réservoir au sol.
- Réservoir surélevé (châteaux d'eau).
- Réservoir semi-enterré.
- Réservoir enterré.

c. Selon l'usage

- Réservoir d'accumulation.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir de traitement.

d. Selon la forme

- Réservoir cylindriques.
- Réservoir rectangulaires.
- Réservoir sphériques.

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 ;
- Possibilité d'implantation aux voisinages des stations de reprise.

II.4.2. Choix de type du 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 faible.

La figure (II.1) suivante représente le schéma détaillé d'un réservoir cylindrique semi-enterré.

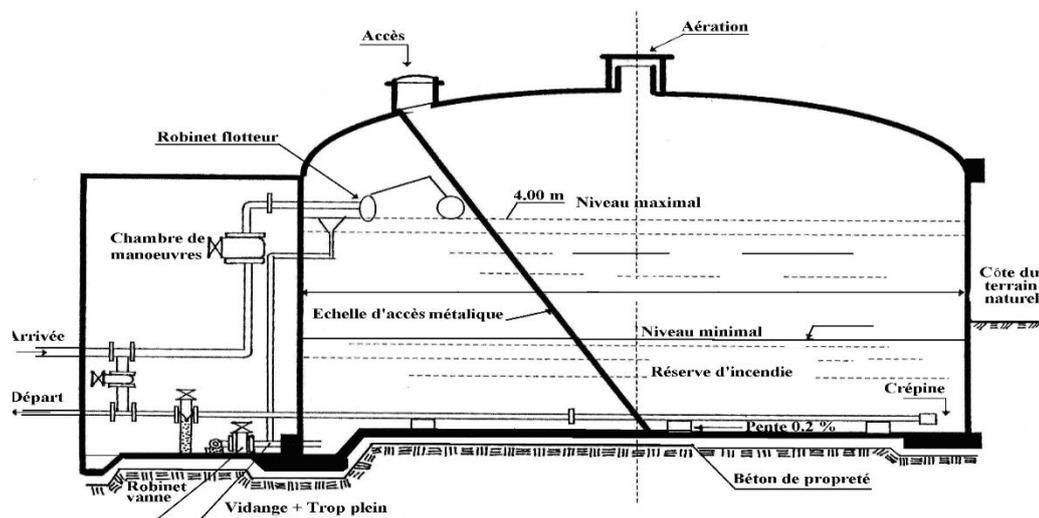


Figure (II.1) : Réservoir cylindrique semi-enterré

II.4.3. Equipement des réservoirs

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

- Vanne de sectionnement.
- Adduction.
- Trop plein.

- La vidange.
- Distribution.
- Le by-pass.
- Matérialisation de la réserve d'incendie.

II.5. Calcul de la capacité des réservoirs

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

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} \quad (II.1)$$

Avec :

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

II.5.1. Détermination de la valeur de P

$$P \% = V_{max} \quad (II.2)$$

Pour les réservoirs de distributions :

- A partir de la population desservit par chaque réservoir, on calcule β puis on déduit $K_{max,h}$ (I.11) ;
- Pour chaque $K_{max,h}$ correspond une distribution du débit journalier réparti sur les heures de la journée (Annexe (1)).
- La différence entre l'apport et la consommation pour chaque heure sera prise comme un surplus ou déficit ;
- Déterminer le résidu dans le réservoir pour chaque heure ;
- Déterminer $P\%$.

Pour les réservoirs de Transit :

- L'apport et l'alimentation sont généralement constant le long de la journée, à cet effet la différence entre l'apport et la consommation pour chaque heure sera prise comme un surplus ou déficit ;
- Déterminer le résidu dans le réservoir pour chaque heure ;
- Déterminer $P\%$

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} : Reserve d'incendie; $V_{inc}=120 m^3$.

II.6. Dimensionnement des réservoirs

II.6.1. Dimensionnement de la bache de la station de reprise principale

La station de reprise refoule vers le réservoir intermédiaire Handis un débit :

$$Q_{\max,j} = 58415.77 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

$$V_{tr} = Q_{\max,h} * 0.5h = \frac{58415.77}{20} * 0.5h = 1435.39 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de la station de pompage principale sera de **1500 m³**.

II.6.2. Dimensionnement du réservoir Handis

Ce réservoir alimente les deux rives de la zone d'étude, en commençant par les réservoirs de Riquet et Ighram sur la rive gauche (RG) et le réservoir Taourirt Ouabla sur la rive droite (RD).

$$Q_{\max,j} = 58\,415.77 \text{ m}^3/\text{j} ; \text{répartit sur} \quad Q = 40\,170.53 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers RG.}$$

$$Q = 10\,903.51 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers RD.}$$

Le tableau (II.1) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir de Handis.

Tableau (II.1): Dimensionnement du Réservoir Handis

Heure	Apports		Alimentation RG		Alimentation RD		Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0-1	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	2,50
1-2	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	3,33
2-3	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	4,17
3-4	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	5,00
4-5	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	5,83
5-6	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	6,67
6-7	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	7,50
7-8	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	8,33
8-9	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	9,17
9-10	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	10,00
10-11	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	10,83
11-12	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	11,67
12-13	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	12,50
13-14	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	13,33
14-15	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	14,17
15-16	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	15,00
16-17	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	15,83
17-18	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	16,67
18-19	0	0,00	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,00	-4,17	12,50
19-20	0	0,00	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,00	-4,17	8,33
20-21	0	0,00	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,00	-4,17	4,17
21-22	0	0,00	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,00	-4,17	0,00
22-23	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	0,83
23-24	5	2920,77	2,865	1673,77	1,30	760,20	4,17	0,83	0,00	1,67
TOTAL	100	58415,44	68,77	40170,53	31,23	18244,91	100	16,67	-16,67	/

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| = 16.66 \%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * \frac{Q_{\text{max.j}}}{100} = 18 * \frac{58415.44}{100} = 9735.32 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 9735.32 + 120 = 9735.32 \approx 10\,000 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Handis est de **10 000 m³**.

II.6.3. Dimensionnement du réservoir d'Ighram

Ce réservoir assure l'alimentation des réservoirs de la commune d'Ighram par refoulement et les localités d'Ait Lahdir, poste 17 et Azaghar gravitairement.

$Q_{\text{max.j}} = 17\,208.56 \text{ m}^3/\text{j}$; réparti sur :

$$Q = 6305.5 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers le réservoir d'Ighram.}$$

$$Q = 10\,903.51 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers les Réservoirs des autres localités.}$$

Le tableau (II.2) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir d'Ighram.

Tableau (II.2) : Dimensionnement du Réservoir d'Ighram

Heure	Apports		Refoulement		Distribution		Sortie	Surplus	Déficit	résidus
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0-1	4,163	716,39	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	5,19
1-2	4,163	716,39	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	4,88
2-3	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	4,57
3-4	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	4,27
4-5	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	3,96
5-6	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	3,66
6-7	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	3,35
7-8	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	3,05
8-9	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	2,74
9-10	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	2,44
10-11	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	2,13
11-12	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	1,83
12-13	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	1,52
13-14	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	1,22
14-15	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	0,91
15-16	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	0,61
16-17	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	0,30
17-18	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	0,00
18-19	4,167	717,08	0,00	0,00	2,64	454,31	2,64	1,53	0,00	1,53
19-20	4,167	717,08	0,00	0,00	2,64	454,31	2,64	1,53	0,00	3,05
20-21	4,167	717,08	0,00	0,00	2,64	454,31	2,64	1,53	0,00	4,58
21-22	4,167	717,08	0,00	0,00	2,64	454,31	2,64	1,53	0,00	6,11
22-23	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	5,80
23-24	4,167	717,08	1,83	315,28	2,64	454,31	4,47	0,00	-0,3	5,50
TOTAL	100	17208,56	36,64	6305,5	63,36	10903,5	100	6,11	-6,11	/

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| + |V_{\min}| = 6.11 \%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100} = 6.11 * \frac{17208.56}{100} = 1051.07 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 1051.07 + 120 = 1171.07 \approx 1200 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Ighram est de **1200 m³**.

II.6.4. Dimensionnement du réservoir de Riquet

Ce réservoir assure le refoulement vers le réservoir de Tigounatine et alimente gravitairement le réservoir de la localité de Riquet.

$$Q_{\max.j} = 22\,961.96 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Répartit sur : $Q = 2124.06 \text{ m}^3/\text{j}$ Vers Réservoir Riquet.

$Q = 20\,837.9 \text{ m}^3/\text{j}$ Vers Réservoir Tigounatine.

Le tableau (II.3) ci-dessous donne le calcul de la capacité du réservoir de Riquet.

Tableau (II.3): Dimensionnement du Réservoir de Riquet

Heure	Apports		Distribution		Refoulement		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0-1	4,163	955,91	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	12,85
1-2	4,163	955,91	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	12,09
2-3	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	11,34
3-4	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	10,58
4-5	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	9,83
5-6	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	9,07
6-7	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	8,32
7-8	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	7,56
8-9	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	6,80
9-10	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	6,05
10-11	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	5,29
11-12	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	4,54
12-13	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	3,78
13-14	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	3,02
14-15	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	2,27
15-16	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	1,51
16-17	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	0,76
17-18	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	0,00
18-19	4,167	956,82	0,385	88,50	0,00	0,00	0,39	3,78	0,00	3,78
19-20	4,167	956,82	0,385	88,50	0,00	0,00	0,39	3,78	0,00	7,56
20-21	4,167	956,82	0,385	88,50	0,00	0,00	0,39	3,78	0,00	11,34
21-22	4,167	956,82	0,385	88,50	0,00	0,00	0,39	3,78	0,00	15,13
22-23	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0,000	-0,76	14,37
23-24	4,167	956,82	0,385	88,50	4,54	1041,90	4,92	0	-0,76	13,61
Total	100	22961,9	9,250	2124,06	90,75	20837,9	100	15,13	-15,13	/

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| = 15.13\%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * \frac{Q_{\text{max.j}}}{100} = 15.13 * \frac{22961.96}{100} = 3473.28 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 3473.28 + 120 = 3593.28 \approx 4000 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Riquet est de **4000 m³**.

II.6.5. Dimensionnement du réservoir de Tigounatine

Ce réservoir dessert les réservoirs principaux des communes de Tazmalt et Ait Melikeche pour un débit de $Q_{\text{max.j}} = 22461.96 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

Tableau (II.4) : Dimensionnement du Réservoir de Tigounatine

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	1041,895	4,16	866,86	0,84	0	2,50
1-2	5	1041,895	4,16	866,86	0,84	0	3,34
2-3	5	1041,90	4,16	866,86	0,84	0	4,18
3-4	5	1041,90	4,16	866,86	0,84	0	5,02
4-5	5	1041,90	4,16	866,86	0,84	0	5,86
5-6	5	1041,90	4,16	866,86	0,84	0	6,70
6-7	5	1041,90	4,16	866,86	0,84	0	7,54
7-8	5	1041,90	4,16	866,86	0,84	0	8,38
8-9	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	9,21
9-10	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	10,04
10-11	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	10,87
11-12	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	11,70
12-13	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	12,53
13-14	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	13,36
14-15	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	14,19
15-16	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	15,02
16-17	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	15,85
17-18	5	1041,90	4,17	868,94	0,83	0	16,68
18-19	0	0,00	4,17	868,94	0,00	-4,17	12,51
19-20	0	0,00	4,17	868,94	0,00	-4,17	8,34
20-21	0	0,00	4,17	868,94	0,00	-4,17	4,17
21-22	0	0,00	4,17	868,94	0,00	-4,17	0,00
22-23	5	1041,895	4,17	868,94	0,83	0	0,83
23-24	5	1041,895	4,17	868,94	0,83	0	1,66
TOTAL	100	20837,9	100,00	20837,9	16,68	-16,68	

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| = 16.68\%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * \frac{Q_{\text{max.j}}}{100} = 16.68 * \frac{224461.96}{100} = 3475.76 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 3475.76 + 120 = 3595.76 \approx 4000 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir est de **4000 m³**.

II.6.6. Dimensionnement du réservoir d'Ikhervane

Ce réservoir alimentera la localité d'Ikhervane, ainsi que les réservoirs de la commune de Tazmalt pour un débit de $Q_{\text{max.j}} = 14450.35 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le réservoir d'Ikhervane est un réservoir de transit, le dimensionnement se fera par la formule suivante pour une durée de deux heures [5] :

$$V_{\text{tr}} = Q_{\text{tr}} * 8.33 \% = 12458.45 * 8.33\% = 1037.78 \text{ m}^3$$

Le réservoir d'Ikhervane aura une capacité de **1200 m³**.

II.6.7. Dimensionnement de la bache de la station reprise de Taourirth Ouabla

$$Q_{\text{max.j}} = 18244.91 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

$$V_{\text{tr}} = Q_{\text{tr}} * 0.5h = 912.24 * 0.5h = 458 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache de Taourirt Ouabla sera de **500 m³**.

II.6.8. Dimensionnement du réservoir de Taourirth Ouabla

Ce réservoir assure l'alimentation de réservoir de quelques localités d'Ait'Rzine et alimente le réservoir d'Ivounachene.

$$Q_{\text{max.j}} = 18244.91 \text{ m}^3/\text{j} \quad ; \quad \text{répartit sur } Q = 16762.32 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers R.Ivounachene.}$$

$$Q = 1482.59 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers les réservoirs Ouizrane, Guenzat et Bouchekfa}$$

Le calcul de la capacité du réservoir de Taourirth Ouabla est montré dans le tableau (II.5) ci-après:

Tableau (II.5): Dimensionnement du Réservoir de Taourirth Ouabla

Heure	Apports		Distribution 1		Distribution 2		Sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0-1	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	2,50
1-2	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	3,33
2-3	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	4,17
3-4	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	5,00
4-5	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	5,83
5-6	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	6,67
6-7	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	7,50
7-8	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	8,33
8-9	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	9,17
9-10	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	10,00
10-11	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	10,83
11-12	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	11,67
12-13	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	12,50
13-14	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	13,33
14-15	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	14,17
15-16	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	15,00
16-17	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	15,83
17-18	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	16,67
18-19	0	0,00	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,00	-4,17	12,50
19-20	0	0,00	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,00	-4,17	8,33
20-21	0	0,00	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,00	-4,17	4,17
21-22	0	0,00	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,00	-4,17	0,00
22-23	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	0,83
23-24	5	912,25	0,34	61,8	3,83	698,43	4,17	0,83	0,00	1,67
TOTAL	100	18244,9	8,125	1482,52	91,87	16762,39	100	16,67	-16,67	

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| = 16.67\%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * Q_{\text{max.j}} / 100 = 16.67 * \frac{18244.91}{100} = 3040.81 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 3040.81 + 120 = 3160.81 \approx 3500 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Taourirt Ouabla est de **3500 m³**.

II.6.9. Dimensionnement du réservoir d'Ivounachene

Il assure l'alimentation de la commune d'Ait R'zine, et refoule vers le réservoir de Takorabt.

$$Q_{\text{max.j}} = 16762.31 \text{ m}^3/\text{j} \quad ; \quad \text{répartit sur :}$$

$$Q = 10955.03 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers R. Takorabt.}$$

$$Q = 5807.29 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{Vers R. Ait R'zine.}$$

Les résultats de calcul de la capacité du réservoir d'Ivounachene sont mentionnés dans le tableau (II.6) ci-dessous :

Tableau (II.6): Dimensionnement du Réservoir d'Ivounachene

Heure	Apports		Distribution		refoulement		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0-1	4,163	697,82	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,55	9,26
1-2	4,163	697,82	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,55	8,71
2-3	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	8,16
3-4	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	7,62
4-5	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	7,08
5-6	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	6,53
6-7	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	5,99
7-8	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	5,44
8-9	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	4,90
9-10	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	4,35
10-11	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	3,81
11-12	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	3,27
12-13	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	2,72
13-14	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	2,18
14-15	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	1,63
15-16	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	1,09
16-17	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	0,54
17-18	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	0,00
18-19	4,167	698,49	1,444	242,0	0,000	0,00	1,44	2,72	0,00	2,72
19-20	4,167	698,49	1,444	242,0	0,000	0,00	1,44	2,72	0,00	5,45
20-21	4,167	698,49	1,444	242,0	0,000	0,00	1,44	2,72	0,00	8,17
21-22	4,167	698,49	1,444	242,0	0,000	0,00	1,44	2,72	0,00	10,89
22-23	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0,00	-0,54	10,35
23-24	4,167	698,49	1,444	242,0	3,268	547,75	4,71	0	-0,54	9,81
TOTAL	100	16762,3	34,645	5807,29	65,36	10955	100	10,89	-10,89	

On aura donc :

$$P\% = |V_{max}| = 10.89 \%$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 10.89 * \frac{16762.31}{100} = 1826.062 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 1826.062 + 120 = 1946.062 \approx 2000 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir est de **2000 m³**.

II.6.10. Dimensionnement du réservoir de Takorabt

Ce réservoir refoule vers la commune d'Ighil Ali et alimente les réservoirs Douar Tazmalt et Boudjellil.

$Q_{max.j} = 10955.03 \text{ m}^3/j$; répartit sur :

$$Q = 6154.29 \text{ m}^3/j \quad \text{Vers R. Boudjellil.}$$

$$Q = 4800.74 \text{ m}^3/j \quad \text{Vers R. Ighil Ali.}$$

Le tableau (II.7) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir de Takorabt :

Tableau (II.7): Dimensionnement du Réservoir de Takorabt

Heure	Apports		Distribution		refoulement		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	1,404
1-2	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	1,873
2-3	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	2,341
3-4	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	2,809
4-5	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	3,277
5-6	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	3,745
6-7	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	4,213
7-8	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	4,681
8-9	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	5,150
9-10	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	5,618
10-11	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	6,086
11-12	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	6,554
12-13	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	7,022
13-14	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	7,490
14-15	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	7,959
15-16	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	8,427
16-17	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	8,895
17-18	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	9,363
18-19	0	0,00	2,34	256,429	0,00	0,000	2,341	0,000	-2,341	7,022
19-20	0	0,00	2,34	256,429	0,00	0,000	2,341	0,000	-2,341	4,681
20-21	0	0,00	2,34	256,429	0,00	0,000	2,341	0,000	-2,341	2,341
21-22	0	0,00	2,34	256,429	0,00	0,000	2,341	0,000	-2,341	0,000
22-23	5	547,75	2,34	256,429	2,19	240,037	4,532	0,468	0,000	0,5
23-24	5	547,75	2,34	256,4	2,19	240,04	4,532	0,47	0,000	0,9
TOTAL	100	10955,03	56,18	6154,29	43,82	4800,74	100	9,4	-9,4	

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| = 9,4 \%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * \frac{Q_{\text{max},j}}{100} = 9,4 * \frac{10955,03}{100} = 1025,71 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 1025,71 + 120 = 1145,71,84 \approx 1200 \text{ m}^3$$

Le réservoir de Takorabt aura une capacité de **1500 m³**.

II.6.11. Dimensionnement Du réservoir de Douar Tazmalt

Ce réservoir desservira une partie de la commune de Boudjellil.

$$Q_{\text{max},j} = 1230,86 \text{ m}^3/j \quad ; \quad \text{Pour une population totale} \quad P_{\text{Tot}} = 2584 \text{ habitants}$$

$$\alpha_{\text{max}} = 1,2; \quad \beta_{\text{max}} = 1,59$$

$$K_{\text{max},h} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} = 1,9$$

Les calculs de la capacité du réservoir de Douar Tazmalt sont donnés dans le tableau (II.8) ci-après :

Tableau (II.8): Dimensionnement du Réservoir de Douar Tazmalt

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	4,16	51,20	0,85	10,46	3,31	0	9,82
1-2	4,16	51,20	0,85	10,46	3,31	0	13,13
2-3	4,16	51,20	0,85	10,46	3,31	0	16,44
3-4	4,16	51,20	1	12,31	3,16	0	19,6
4-5	4,16	51,20	2,7	33,23	1,46	0	21,06
5-6	4,16	51,20	4,7	57,85	0	-0,54	20,52
6-7	4,16	51,20	5,35	65,85	0	-1,19	19,33
7-8	4,16	51,20	5,85	72,00	0	-1,69	17,64
8-9	4,17	51,33	4,5	55,39	0	-0,33	17,31
9-10	4,17	51,33	4,2	51,70	0	-0,03	17,28
10-11	4,17	51,33	5,5	67,70	0	-1,33	15,95
11-12	4,17	51,33	7,5	92,31	0	-3,33	12,62
12-13	4,17	51,33	7,9	97,24	0	-3,73	8,89
13-14	4,17	51,33	6,35	78,16	0	-2,18	6,71
14-15	4,17	51,33	5,2	64,00	0	-1,03	5,68
15-16	4,17	51,33	4,8	59,08	0	-0,63	5,05
16-17	4,17	51,33	4	49,23	0,17	0	5,22
17-18	4,17	51,33	4,5	55,39	0	-0,33	4,89
18-19	4,17	51,33	6,2	76,31	0	-2,03	2,86
19-20	4,17	51,33	5,7	70,16	0	-1,53	1,33
20-21	4,17	51,33	5,5	67,70	0	-1,33	0
21-22	4,17	51,33	3	36,93	1,17	0	1,17
22-23	4,17	51,33	2	24,62	2,17	0	3,34
23-24	4,17	51,33	1	12,31	3,17	0	6,51
TOTAL	100	1230,85	100	1230,85	21,23	-21,23	

On aura donc :

$$P\% = |V_{max}| = 21.06 \%$$

$$V_{res} = P\% * Q_{max.j} / 100 = 21.06 * \frac{6154.29}{100} = 259.21 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 259.21 + 120 = 379.21 \text{ m}^3 = 500 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Douar Tazmalt sera de **500 m³**.

II.6.12. Dimensionnement de la bache de reprise de Boudjellil

$$Q_{max.j} = 3218.52 \text{ m}^3/j$$

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

$$V_{tr} = Q_{tr} * 0.5h = 161 * 0.5h = 81 \text{ m}^3$$

La bache sera dotée d'une capacité de **100 m³**.

II.6.13. Dimensionnement du réservoir de Boudjellil

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

$$Q_{\max,j} = 3218.52 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le tableau (II.9) ci-dessous donne la capacité du réservoir de Boudjellil.

Tableau (II.9): Dimensionnement du Réservoir de Boudjellil

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	160,93	4,163	134,0	0,837	0	2,503
1-2	5	160,93	4,163	134,0	0,837	0	3,34
2-3	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	4,173
3-4	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	5,006
4-5	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	5,839
5-6	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	6,672
6-7	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	7,505
7-8	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	8,338
8-9	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	9,171
9-10	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	10,004
10-11	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	10,837
11-12	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	11,67
12-1	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	12,503
13-14	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	13,336
14-15	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	14,169
15-16	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	15,002
16-17	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	15,835
17-18	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0,00	16,668
18-19	0	0,00	4,167	134,1	0	-4,167	12,501
19-20	0	0,00	4,167	134,1	0	-4,167	8,334
20-21	0	0,00	4,167	134,1	0	-4,167	4,167
21-22	0	0,00	4,167	134,1	0	-4,167	0
22-23	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	0,833
23-24	5	160,93	4,167	134,1	0,833	0	1,666
TOTAL	100	3218,52	100	3218,52	16,668	-16,668	

On aura donc :

$$P\% = |V_{\max}| = 16.668\%$$

$$V_{\text{res}} = P\% * Q_{\max,j} / 100 = 16.668 * \frac{3218.52}{100} = 536.46 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 536.46 + 120 = 656.46 \approx 1000 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Boudjellil sera de **1000 m³**.

II.7. Conclusion

Le calcul des capacités des réservoirs, montre la nécessité d'implanter de nouveaux réservoirs, à savoir :

- 8 réservoirs de transit ;
- 3 réservoirs disposant de stations de reprise.
- 3 bâches de reprise.

Il paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs. Cette étude fera objet du chapitre suivant.

Chapitre III : Adduction

III.1. Généralités

L'adduction est définie comme l'ensemble des installations qui s'occupe du transport de l'eau de la source (prise d'eau) vers le réservoir de stockage ou de distribution. 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

Les choix du tracé et du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique; pour cela, le tracé s'établit de manière à respecter les conditions suivantes :

- Le tracé doit être court et régulier ;
- Eviter le plus possible la traversée d'obstacles ;
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération gravitairement ;
- Respect des profils en long hydrauliques (influences des conditions hydrauliques) ;
- Faciliter la pose des conduites et son exploitation ;
- 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 ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent créer des cantonnements d'airs difficiles à évacuer ;
- Les coudes doivent être large afin d'éviter les butées et de trop grandes pertes de charge.

III.3. Le tracé du projet

La chaîne d'adduction dans le présent projet sera alimentée à partir du barrage Tichy-Haf, en fonction des besoins calculés des agglomérations concernées, l'eau sera acheminée vers le réservoir intermédiaire "Handis" situé à 390 m, ce dernier desservira les communes qui sont réparties équitablement sur les deux rives (droite et gauche) du Oued Sahel (Figure (III.1)).

III.3.1. La rive droite

Elle comporte les communes d'Ait R'zine, Boudjellil et Ighil Ali, l'eau est acheminée par refoulement, du réservoir intermédiaire (Handis) vers le réservoir Taourirt Ouabla (533 m) via la

station de reprise située à 340 m (schéma synoptique de l'adduction principale). A partir du réservoir Taourirt Ouabla, l'eau arrive gravitairement vers le réservoir d'Ivounachene (460 m), elle sera ensuite transportée par refoulement vers le réservoir de Takourabt (515 m). De là, une partie de cette eau sera refoulée vers Ighil Ali, et l'autre partie descendra gravitairement vers deux points de bifurcation qui desserviront respectivement le réservoir de Douar Tazmalt (298 m) et des agglomérations secondaires (Metchik, Ain El Bir et Ait Mensour), ensuite l'eau arrivera vers une station de reprise (338.3 m) qui sera chargée de refouler l'eau vers le réservoir de Boudjellil (475 m) (Figure (III.1)).

III.3.2. La rive gauche

Elle comporte les communes d'Ighram, Ait-Mellikeche et Tazmalt, l'eau est acheminée gravitairement vers Ighram (320 m) et Riquet (328 m) et croisera plusieurs obstacles à savoir : l'autoroute (nouvelle pénétrante), Oued sahel, conduite de gaz oléoduc, voie ferrée et la route national N°12. A partir de la station de reprise de Riquet, l'eau sera refoulée vers Tigounatine (585 m), ce dernier alimentera gravitairement Ikherbane (514 m), dans cette dernière conduite, un point de bifurcation sera mis en place pour alimenter gravitairement Ait-Mellikeche et Allaghene. Depuis Ikherbane, l'eau sera transportée gravitairement vers les réservoirs de Tazmalt (Figure (III.1)).

III.4. Principe de calcul du réseau d'adduction

III.4.1. Détermination du diamètre

Le choix du diamètre optimal est conditionné par deux 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 m/s <V< 1.5 m/s**.

Pour déterminer la gamme des diamètres à prendre, on dispose des formules suivantes qui permettent la détermination du diamètre économique :

- Pour les conduites de refoulement [4] :

- Formule de BONNIN : $D_{N1} = \sqrt{Q}$ (III.1)

- Formule de BRESS : $D_{N2} = 1.5 \sqrt{Q}$ (III.2)

- Pour les conduites gravitaires :

Nous choisirons les diamètres par lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre V_{\min} et V_{\max} telle que [10] :

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

Et :

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

Avec :

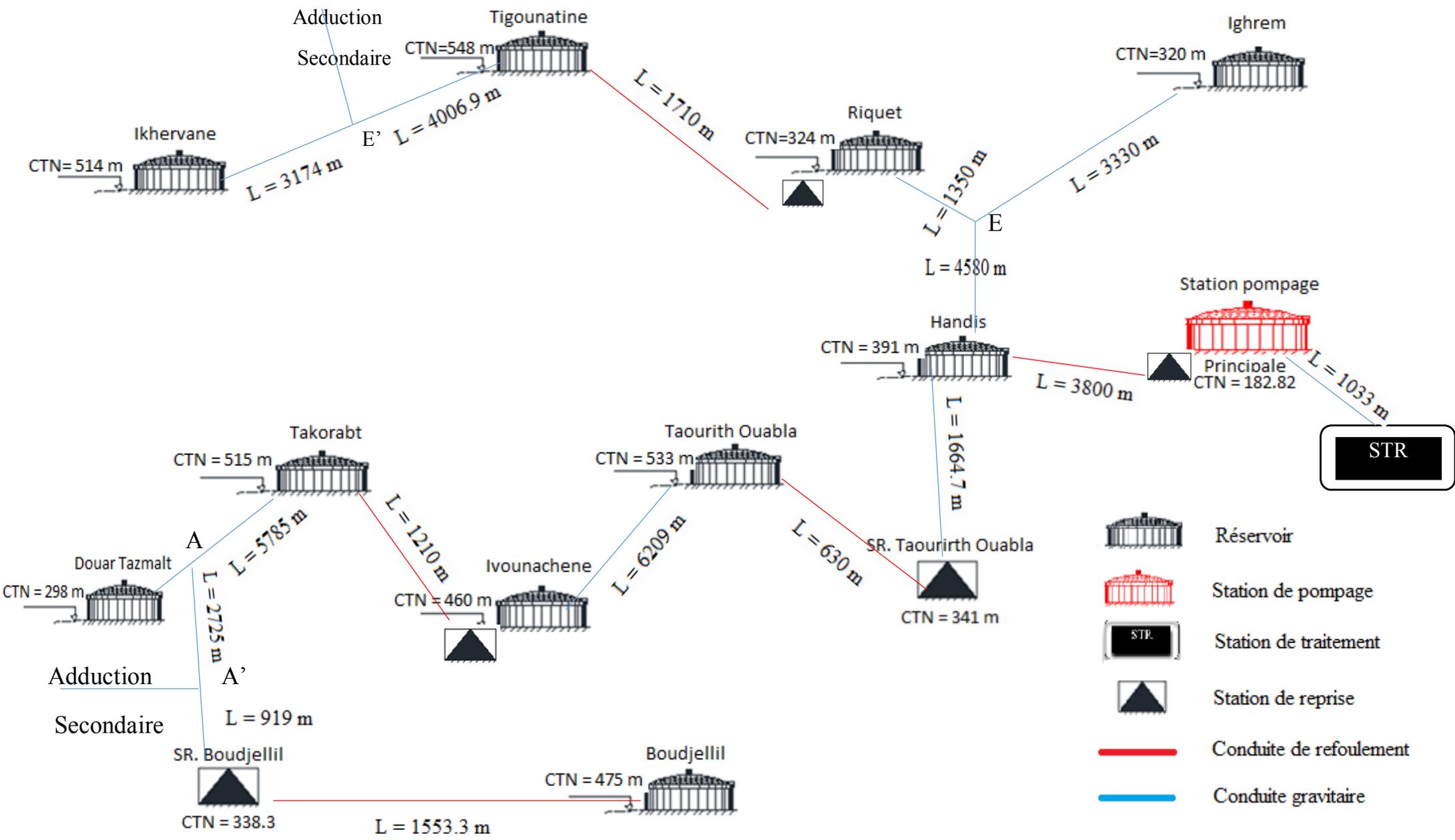


Figure (III) : Schéma simplifié du tracé de l'adduction du projet

- V_{\min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{\max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s ;
- D_{\min} : Diamètre minimal de la conduite en (m);
- D_{\max} : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- Q : Débit qui doit transiter dans la conduite en (m³/s).

III.4.2. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule [4] :

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

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- D : diamètre de la conduite en (m).

III.4.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge présentent une partie de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet de frottement entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, elles se présentent sous deux formes :

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

III.4.3.1. Les pertes de charge linéaires (H_L)

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH [4] :

$$H_L = J * L = \lambda * L * \frac{V^2}{2 * g * D} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- H_L : pertes de charge linéaires (m);
- J : pertes de charge unitaire (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 λ**
- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADZI [4] :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln\left(\frac{K}{D}\right))^{-2} \quad (\text{III.7})$$

- **Régime transitoire**

Il est donné par la formule de COLEBROOK [4] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- K : rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;
- D : diamètre du tuyau (m) ;
- Re : nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\mu} \quad (\text{III.9})$$

- μ : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,00022 * t^2)} \quad (\text{III.10})$$

Pour $T=20^\circ$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Il est évident de tenir compte de l'influence de l'âge de la conduite sur les pertes de charge dépendant de deux groupes de caractères :

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

Pour les conduites en fonte K est égale à 2 mm.

La rugosité relative : C'est le rapport entre la rugosité K et le diamètre de la conduite D, elle est exprimée par $\left(\frac{K}{D}\right)$

III.4.3.2. Pertes de charge singulières (H_s)

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

$$H_s = 0,15 * H_L \quad (\text{III.11})$$

III.4.3.3. Pertes de charge totales (H_T)

Les pertes de charge totales représentent la somme des deux pertes de charge H_s et H_L .

$$H_T = H_s + H_L = 1,15 * H_L \quad (\text{III.12})$$

III.5. Calcul Hydraulique

III.5.1. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, avec :

$$HMT = H_g + H_a + H_r \quad (\text{III.13})$$

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

III.5.2. Puissance à fournir à la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [4] :

$$P = \frac{9,81 * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{III.14})$$

Avec :

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

III.5.3. Energie consommée par la pompe

Elle est estimée par [4] :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{KW.h}) \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- t: temps de pompage par jour ;
- p : puissance absorbée par la pompe (Kw).

III.5.4. Frais d'exploitation

Ils se calculent comme suit [4] :

$$F_{\text{exp}} = E * P_e \quad (\text{DA}) \quad (\text{III.16})$$

Avec :

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

III.5.5. Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante [4] :

$$F_{\text{am}} = Pr * A \quad (\text{DA}) \quad (\text{III.17})$$

Avec :

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

$$A = \left[\frac{i}{(i+1)^n - 1} \right] + i \quad (\text{III.18})$$

Avec :

- i : taux d'annuité ;
- n : nombre d'année d'amortissement.

III.5.6. Calcul du bilan

Le bilan est calculé par la formule suivante [4] :

$$B_1 = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III.19})$$

III.5.7. Prix des conduites

Le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transports et de pose par mètre linéaire, il est mentionné dans le tableau (III.1) ci-dessous [11]:

Tableau (III.1) : Prix de revient des conduites en fonte ductile

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Prix de revient (DA)	PN (bars)
Fonte ductile PN	100	3 458,30	64
	125	4 029,42	64
	150	4 428,24	60
	200	5 663,86	52
	250	7 461,72	46
	300	8 948,09	41
	350	12 318,19	38
	400	14 136,10	35
	450	17 614,03	32
	500	19 617,93	30
	600	26 893,15	30
	700	35 377,32	27
	800	38 342,72	25
	900	47 070,72	25
	1000	53 618,62	25
	1100	65 417,28	64
1200	79 812,21	64	
1400	97 374,71	60	

III.6. Equipement de l'adduction

Les principaux équipements sont :

- Robinets vannes
- Ventouses
- Vidanges

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

III.7.1. Calcul du tronçon Station de traitement-Station de pompage principale

Le réservoir de station de pompage principale reçoit l'eau d'une façon gravitaire à partir de la station de traitement (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : L= 1033 m

- Débit : $Q = 0,676 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 39,18 \text{ m}$

D'après les formules (III.3) et (III.4), les diamètres normalisés sont : 800, 900, 1000, 1100, 1200 et 1400 mm.

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

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

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1033	0,8	1,345	1075887,42	0,003	0,0253	0,0029	3,457
1033	0,9	1,063	956344,369	0,002	0,0245	0,0016	1,858
1033	1	0,861	860709,932	0,002	0,0238	0,0009	1,067
1033	1,1	0,711	782463,575	0,002	0,0232	0,0005	0,646
1033	1,2	0,598	717258,277	0,002	0,0227	0,0003	0,409
1033	1,4	0,509	662084,563	0,002	0,0222	0,0002	0,268

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

- H_t : Pertes de charge totales dans la conduite ;
- H_g : La charge disponible.

Pour cela, on opte pour un diamètre de **800 mm**, puisque **$H_t = 3,457 \text{ m}$** est inférieure à la hauteur géométrique, **$H_g = 39,18 \text{ m}$** avec une vitesse acceptable de **$1,345 \text{ m/s}$** .

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite nous devons mettre en place une vanne qui nous permettra de créer les pertes de charges singulières nécessaire.

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

- Possibilités de travailler avec de grands débits ;
- Facilité de manipulation ;
- **Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne**

$$J_v = H_g - H_t = 39.18 - 3.457 = 35.723 \text{ m} \quad (\text{III.20})$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$J_v = \xi * \frac{v^2}{2 * g} \quad (\text{III.21})$$

D'où :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 35.723 * \frac{9.81 * 2}{1.345^2} = 387.43$$

Angle d'ouverture de la vanne :

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque est donnée en annexe (2) : $\theta = 64.3^\circ$.

III.7.2. Tronçon Station de pompage-Réservoir de Handis

La station de pompage principale refoule vers le réservoir de Handis qui distribue gravitairement pour les deux rives, droite et gauche (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : $L = 3800$ m
- Débit : $Q = 0,811$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g = 213,18$ m

Les formules (III.1) et (III.2) montrent que les diamètres normalisés sont : 900, 1000, 1100, 1200 et 1400 mm.

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

Tableau (III.3) : Calcul de la Hmt

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt
3800	0,9	1,275	1147330,3	0,0022	0,0245	0,0023	9,838	223,018
3800	1	1,033	1032597,27	0,0020	0,0238	0,0013	5,648	218,828
3800	1,1	0,853	938724,792	0,0018	0,0232	0,0008	3,420	216,600
3800	1,2	0,717	860497,726	0,0017	0,0227	0,0005	2,164	215,344
3800	1,4	0,527	737569,479	0,0014	0,0218	0,0002	0,962	214,142

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

D(m)	P(K.W)	E(K.W.h)	Pe (DA/k.W.H)	Fexp
0,9	2365,745	17269937,425	4,67	80650607,77
1	2321,300	16945486,687	4,67	79135422,83
1,1	2297,665	16772957,344	4,67	78329710,80
1,2	2284,342	16675693,402	4,67	77875488,19
1,4	2271,596	16582651,627	4,67	77440983,10

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

D(m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,9	47070,72	3800	178868736	0,0858	15347521,5
1	53618,62	3800	203750756	0,0858	17482480
1,1	65417,28	3800	248585664	0,0858	21329461,5
1,2	79812,21	3800	303286398	0,0858	26022963
1,4	97374,71	3800	370023898	0,0858	31749258,4

Tableau (III.6) : Calcul du bilan

D(m)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,9	1,275	80650607,77	15347521,5	95998129,25
1	1,033	79135422,83	17482480	96617902,85
1,1	0,853	78329710,80	21329461,5	99659172,29
1,2	0,717	77875488,19	26022963	103898451,23
1,4	0,527	77440983,10	31749258,4	109190241,51

Les calculs effectués ci-dessus donnent le diamètre économique : **D= 900 mm**.

III.7.3. Calcul des tronçons de la rive droite

III.7.3.1. Tronçon Réservoir Handis–Station de reprise Taourirth Ouabla

L'eau est acheminé gravitairement de Handis vers Taourirth Ouabla (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : L= 1690 m
- Débit : Q= 0,211 m³/s
- Hauteur géométrique : H_g= 50m

D'après les formules (III.3) et (III.4), les diamètres normalisés sont : 450, 500, 600 et 700mm.

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau (III.7) ci-après :

Tableau (III.7) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1690	0,45	1,327	597007,875	0,0044	0,0297	0,0059	11,526
1690	0,5	1,075	537307,088	0,0040	0,0288	0,0034	6,598
1690	0,6	0,746	447755,907	0,0033	0,0274	0,0013	2,516
1690	0,7	0,548	383790,777	0,0029	0,0262	0,0006	1,115

Pour que l'eau arrive à la station de reprise de Taourith Ouabla, il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de **450 mm**, puisque **Ht=11,526 m** est inférieure à la hauteur géométrique **Hg=50m**, avec une vitesse acceptable de **1,327 m/s**.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être de : $\theta = 65.6^\circ$.

III.7.3.2. Tronçon Station de reprise Taourith Ouabla–Réservoir Taourirth Ouabla

La station de reprise Taourith Ouabla refoule l'eau vers le réservoir du même nom (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : L= 630 m
- Débit : Q= 0,253 m³/s
- Hauteur géométrique : H_g= 198 m

Les formules (III.1) et (III.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 500, 600, 700 et 800 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (III.8), (III.9), (III.10) et (III.11) ci-dessous :

Tableau (III.8) : Calcul de la Hmt

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt
630	0,5	1,290	644768,5055	0,0040	0,0288	0,0049	3,542	201,542
630	0,6	0,896	537307,0879	0,0033	0,0274	0,0019	1,351	199,351
630	0,7	0,658	460548,9325	0,0029	0,0262	0,0008	0,598	198,598
630	0,8	0,504	402980,3159	0,0025	0,0253	0,0004	0,296	198,296

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

D(m)	P(K.W)	E(K.W.h)	Pe (DA/k.W.H)	Fexp
0,5	667,478	4872587,14	4,67	22754981,96
0,6	660,220	4819607,64	4,67	22507567,66
0,7	657,729	4801421,72	4,67	22422639,45
0,8	656,727	4794107,6	4,67	22388482,49

Tableau (III.10) : Calcul des frais d'amortissement

D(m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,5	12318,19	630	7760459,7	0,0858	665872,777
0,6	14136,1	630	8905743	0,0858	764141,823
0,7	17614,03	630	11096838,9	0,0858	952145,004
0,8	19617,93	630	12359295,9	0,0858	1060467,94

Tableau (III.11) : Calcul du bilan

D(m)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,5	1,290	22754982	665872,7768	23420854,74
0,6	0,896	22507567,7	764141,8227	23271709,48
0,7	0,658	22422639,4	952145,0039	23374784,45
0,8	0,504	22388482,5	1060467,936	23448950,42

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre économique : **D= 600 mm**.

III.7.3.3. Tronçon Réservoir Taourirth Ouabla–Réservoir Ivounachene

L'eau arrive gravitairement du réservoir Taourirth Ouabla vers le réservoir Ivounachene (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : L= 6208 m
- Débit : Q= 0,194 m³/s
- Hauteur géométrique : H_g= 68 m

D'après les formules (III. 3) et (III.4), les diamètres normalisés sont : 450, 500, 600 et 700 mm.

Les différents résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau (III.12) ci-après :

Tableau (III.12) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
6208	0,45	1,220	548907,715	0,004	0,0297	0,0050	35,791
6208	0,5	0,988	494016,943	0,004	0,0288	0,0029	20,489
6208	0,6	0,686	411680,786	0,003	0,0274	0,0011	7,812
6208	0,7	0,504	352869,245	0,003	0,0262	0,0005	3,461

Pour que l'eau arrive au réservoir d'Ivounachene, il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de **450 mm**, puisque **Ht= 35,791 m** est inférieure à la hauteur géométrique **Hg= 68 m**, avec une vitesse acceptable de **1,220 m/s**.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être de : $\theta = 65.5^\circ$.

III.7.3.4. Tronçon station de Reprise Ivounachene–Réservoir Takorabt

La station de reprise Ivounachene refoule l'eau vers le réservoir Takorabt (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : $L = 1210$ m
- Débit : $Q = 0,152$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g = 60$ m

A l'aide de formules (III.1) et (III.2), Les diamètres normalisés sont : 350, 400, 450, 500 et 600 mm.

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux (III.13), (III.14), (III.15) et (III.16) suivants :

Tableau (III.13) : Calcul de la Hmt

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt
1210	0,35	1,584	554404,876	0,006	0,0321	0,0117	16,319	76,319
1210	0,4	1,213	485104,267	0,005	0,0308	0,0058	8,036	68,036
1210	0,45	0,958	431203,792	0,004	0,0297	0,0031	4,305	64,305
1210	0,5	0,776	388083,413	0,004	0,0288	0,0018	2,464	62,464
1210	0,6	0,539	323402,844	0,003	0,0274	0,0007	0,940	60,940

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

D(m)	P(K.W)	E(K.W.h)	Pe (DA/k.W.H)	Fexp
0,35	152,134	1110578,71	4,67	5186402,58
0,4	135,623	990046,404	4,67	4623516,71
0,45	128,185	935751,787	4,67	4369960,85
0,5	124,516	908967,902	4,67	4244880,1
0,6	121,477	886779,985	4,67	4141262,53

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

D(m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,35	12318,19	1210	14905009,9	0,0858	1278898,51
0,4	14136,1	1210	17104681	0,0858	1467637,47
0,45	17614,03	1210	21312976,3	0,0858	1828722,94
0,5	19617,93	1210	23737695,3	0,0858	2036771,75
0,6	26893,15	1210	32540711,5	0,0858	2792099,28

Tableau (III.16) : Calcul du bilan

D(m)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,35	1,584	5186402,58	1278898,51	6465301,09
0,4	1,213	4623516,71	1467637,47	6091154,18
0,45	0,958	4369960,85	1828722,94	6198683,79
0,5	0,776	4244880,1	2036771,75	6281651,85
0,6	0,539	4141262,53	2792099,28	6933361,81

D'après le calcul effectué ci-dessus, le bilan nous donne le diamètre économique : **D = 400 mm**.

III.7.3.5. Tonçons Réservoir Takorabt-Réservoir Douar Tazmalt et Réservoir Takorabt-Station de reprise Boudjellil

L'eau est acheminée gravitairement vers le réservoir de Douar Tazmalt et de la station de reprise Boudjellil depuis le réservoir Takorabt en passant par la bifurcation (A) et (A') (Figure(III.1)).

Données :

Vers le réservoir Douar Tazmalt :
 - Longueur : $L= 5855$ m.
 - Hauteur géométrique : $H_g= 212$ m.

Vers station de reprise Boudjellil :
 - Longueur : $L= 9429$ m.
 - Hauteur géométrique : $H_g= 179.7$ m.

A. Tronçon réservoir Takorabt–Bifurcation (A)

Données :

- Longueur : $L= 5758$ m
- Débit : $Q= 0,0712$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g= 220,57$ m

D'après les formules (III.3) et (III.4), Les diamètres normalisés sont : 250, 300 et 350 mm.

Les différents résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.17) ci-après :

Tableau (III.17) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	Λ	j (m/m)	Ht (m)
5758	0,25	1,450	362618,622	0,0080	0,0357	0,0153	101,404
5758	0,3	1,007	302182,185	0,0067	0,0337	0,0058	38,440
5758	0,35	0,740	259013,302	0,0057	0,0321	0,0026	16,950

Pour que l'eau arrive du réservoir vers le point de bifurcation(A), il faut que $Ht \leq H_g$.

Pour cela, on opte pour un diamètre de **250 mm**, puisque **Ht= 101,404 m** est inférieure à la hauteur géométrique **Hg=220.57 m**, avec une vitesse acceptable de **1,450 m/s**.

B. Tronçon Bifurcation (A)-Réservoir Douar Tazmalt

Données :

- Longueur : $L= 70$ m
- Débit : $Q= 0,0142$ m³/s

Les formules (III.1) et (III.2) montrent que les diamètres normalisés sont : 150 et 200 mm.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (III.18) suivants :

Tableau (III.18) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
70	0,15	0,804	120533,344	0,0133	0,0425	0,0093	0,750
70	0,2	0,452	90400,0077	0,0100	0,0384	0,0020	0,161

Pour que l'eau arrive au réservoir de Douar Tazmalt, il faut que $Ht \leq H_g$.

Pour que la condition ci-dessous soit satisfaite, on opte pour un diamètre de **150 mm**, puisque $H_{t1} = H_1 + H_2 = 101,404 + 0,750 = 102,154$ m est inférieure à la hauteur géométrique du réservoir de Takourabt vers le réservoir de Douar Tazmalt qui est $H_g=212$ m, avec une vitesse acceptable de **0,804 m/s**.

$$J_v = H_g - H_{t1} = 212 - 102,154 = 109,846 \text{ m}$$

Dans ce cas nous opterons pour un réducteur de pression.

C. Tronçon Bifurcation(A)–Bifurcation(A')

Données :

- Longueur : $L= 2725$ m
- Débit : $Q= 0,057$ m³/s

A l'aide des équations (III.3) et (III.4), les diamètres normalisés sont : 250, 300, et 350 mm.

Le tableau (III.19) suivant donne les résultats de calcul :

Tableau (III.19) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
2725	0,25	1,161	290298,616	0,008	0,0357	0,0098	30,757
2725	0,3	0,806	241915,513	0,007	0,0337	0,0037	11,659
2725	0,35	0,592	207356,154	0,006	0,0321	0,0016	5,141

La condition qui doit être satisfaite, pour que l'eau arrive au point de bifurcation (A'), il faut que $H_t \leq H_g$.

Pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de **250 mm**, puisque $H_{t2} = H_1 + H_3 = 101,404 + 30,757 = 132,161$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g= 250$ m, avec une vitesse acceptable de **1,161 m/s**.

D. Tronçon Bifurcation (A')–Station de reprise Boudjellil

Données :

- Longueur : $L= 919$ m
- Débit : $Q= 0,0373$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g= 73,3$ m

D'après les équations (III.3) et (III.4), Les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 300 mm.

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

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

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
919	0,2	1,187	237459,175	0,0100	0,03844	0,0138	14,594
919	0,25	0,760	189967,34	0,0080	0,03570	0,0042	4,442
919	0,3	0,528	158306,117	0,0067	0,03368	0,0016	1,684

Pour que l'eau arrive à la station de reprise de Boudjellil, il faut que $H_t \leq H_g$.

Pour ce fait, on opte pour un diamètre de **200 mm**, puisque $H_{t3} = 132.16 + 14.594 = 146,75 \text{ m}$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 179,7 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1.187 m/s**.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être de : $\theta = 67^\circ$.

III.7.3.9. Tronçon Station de reprise Boudjellil–Réservoir Boudjellil

La station de reprise refoule de Boudjellil vers le réservoir de Boudjellil (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : $L = 1553,3 \text{ m}$
- Débit : $Q = 0.0448 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 141,7 \text{ m}$

Les formules (III.1) et (III.2) montrent que les diamètres normalisés sont : 200, 250, 300 et 350 mm.

Les différents résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux (III.21), (III.22), (III.23) et (III.24) ci-après :

Tableau (III.21) : Calcul de la Hmt

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt
1553,3	0,2	1,426	285205,658	0,0100	0,0384	0,0199	35,585	177,285
1553,3	0,25	0,913	228164,526	0,0080	0,0357	0,0061	10,830	152,530
1553,3	0,3	0,634	190137,105	0,0067	0,0337	0,0023	4,106	145,806
1553,3	0,35	0,466	162974,662	0,0057	0,0321	0,0010	1,810	143,510

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

D(m)	P(K.W)	E(K.W.h)	Pe (DA/k.W.H)	Fexp
0,2	103,886036	758368,059	4,67	3541578,84
0,25	89,3802105	652475,537	4,67	3047060,76
0,3	85,4396966	623709,785	4,67	2912724,7
0,35	84,0947499	613891,674	4,67	2866874,12

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

D(m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,2	5663,86	1553,3	8797673,74	0,0858	754869,127
0,25	7461,72	1553,3	11590289,7	0,0858	994484,691
0,3	8948,09	1553,3	13899068,2	0,0858	1192585,43
0,35	12318,19	1553,3	19133844,5	0,0858	1641746,32

Tableau (III.24) : Calcul du bilan

D(m)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,2	1,426	3541578,84	754869,127	4296447,96
0,25	0,913	3047060,76	994484,691	4041545,45
0,3	0,634	2912724,7	1192585,43	4105310,12
0,35	0,466	2866874,12	1641746,32	4508620,44

Le bilan calculé ci-dessus nous donne le diamètre économique : **D= 250 mm**.

III.7.4. Calcul des tronçons de la rive gauche

III.7.4.1. Tronçon Réservoir Handis-Réservoir Ighram et Réservoir Handis –Réservoir Riquet

L'eau arrive au deux réservoir Riquet et Ighram depuis le réservoir Handis gravitairement en passant par la bifurcation E (Figure (III.1)).

Données :

Vers Ighrem : -Longueur totale : $L= 8265$ m.
-Hauteur géométrique : $H_g= 60$ m.

Vers Riquet : -Longueur totale : $L=5710$ m.
-Hauteur géométrique : $H_g= 52$ m.

A- Tronçon Réservoir Handis – Bifurcation (E)

Ce tronçon dessert le réservoir d'Ighram (à gauche) et le réservoir de Riquet (à droite), par le point de bifurcation E (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : $L= 4580$ m
- Débit : $Q= 0,465$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g= 172$ m

D'après les formules (III.3) et (III.4), Les diamètres normalisés sont : 700, 800, 900 et 1000 mm.

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau (III.25) ci-après :

Tableau (III.25) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	Λ	j (m/m)	Ht (m)
4580	0,7	1,208	845794,84	0,0029	0,0262	0,0028	14,670
4580	0,8	0,925	740070,485	0,0025	0,0253	0,0014	7,252
4580	0,9	0,731	657840,431	0,0022	0,0245	0,0007	3,898
4580	1	0,592	592056,388	0,0020	0,0238	0,0004	2,238

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

Pour cela, on opte pour un diamètre de **700 mm**, puisque **Ht= 14.670 m** est inférieure à la hauteur géométrique **Hg=172 m**, à une vitesse acceptable de **1.208 m/s**.

B- Tronçon Bifurcation (E)-Réservoir Ighram

Données :

- Longueur : $L= 3300$ m
- Débit : $Q= 0,199$ m³/s

Les équations (III.3) et (III.4) montrent que, les diamètres normalisés sont : 450, 500, 600 et 700 mm.

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau (III.26) suivant :

Tableau (III.26) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
3330	0,45	1,251	563054,821	0,004	0,0297	0,0053	20,201
3330	0,5	1,013	506749,339	0,004	0,0288	0,0030	11,564
3330	0,6	0,704	422291,116	0,003	0,0274	0,0012	4,409
3330	0,7	0,517	361963,813	0,003	0,0262	0,0005	1,953

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour cela, on opte pour un diamètre de **450 mm**, puisque $Ht = H_1 + H_2 = 20,201 + 14,67 = 34,87\text{m}$ est inférieure à la hauteur géométrique $Hg = 66\text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1.251 m/s**.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être de : $\theta = 64,2^\circ$.

C- Tronçon Bifurcation (E) - réservoir Riquet

Données

- Longueur : $L = 1350\text{ m}$
- Débit $Q = 0,266\text{ m}^3/\text{s}$

D'après les formules (III.3) et (III.4), les diamètres normalisés sont : 500, 600, 700 et 800 mm.

Le tableau (III.27) suivant donne les résultats de calcul :

Tableau (III.27) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1350	0,5	1,355	677363,438	0,004	0,0288	0,0054	8,377
1350	0,6	0,941	564469,531	0,003	0,0274	0,0021	3,194
1350	0,7	0,691	483831,027	0,003	0,0262	0,0009	1,415
1350	0,8	0,529	423352,149	0,003	0,0253	0,0005	0,700

La condition que doit être satisfaite, pour que l'eau arrive à au réservoir de Riquet, il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour cela, on opte pour un diamètre de **500 mm**, puisque $Ht = H_1 + H_3 = 14,67 + 8,377 = 23,04\text{ m}$ est inférieure à la hauteur géométrique $Hg = 62\text{ m}$, à une vitesse acceptable de **1,355 m/s**.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être de : $\theta = 65^\circ$.

III.7.4.2. Tronçon Station de reprise Riquet- Réservoir Tigounatine

L'eau est refoulé depuis la station de reprise Riquet vers le réservoir Tigounatine (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : $L = 1710\text{ m}$
- Débit : $Q = 0,289\text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 232\text{ m}$

Le calcul fait à l'aide des équations (III.1) et (III.2) montrent que les diamètres normalisés sont : 500, 600, 700 et 800 mm.

Les différents résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux (III.28), (III.29), (III.30) et (III.31) ci-dessous :

Tableau (III.28) : Calcul de la Hmt

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt
1710	0,5	1,473	736441,753	0,004	0,0288	0,0064	12,542	241,542
1710	0,6	1,023	613701,461	0,003	0,0274	0,0024	4,782	233,782
1710	0,7	0,751	526029,823	0,003	0,0262	0,0011	2,119	231,119
1710	0,8	0,575	460276,095	0,003	0,0253	0,0005	1,047	230,047

Tableau (III.29) : Calcul des frais d'exploitation

D(m)	P(K.W)	E(K.W.h)	Pe(DA/k.W.H)	Fexp
0,5	913,688747	6669927,85	4,67	31148563,1
0,6	884,336295	6455654,95	4,67	30147908,6
0,7	874,260681	6382102,97	4,67	29804420,9
0,8	870,208406	6352521,37	4,67	29666274,8

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

D(m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,5	19617,93	1710	33546660,3	0,08580326	2878412,97
0,6	26893,15	1710	45987286,5	0,08580326	3945859,31
0,7	35377,32	1710	60495217,2	0,08580326	5190687,13
0,8	38342,72	1710	65566051,2	0,08580326	5625781,24

Tableau (III.31) : Calcul du bilan

D(m)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,5	1,473	31148563,1	2878412,97	34026976
0,6	1,023	30147908,6	3945859,31	34093767,9
0,7	0,751	29804420,9	5190687,13	34995108
0,8	0,575	29666274,8	5625781,24	35292056

D'après le calcul de bilan, le diamètre économique : **D= 500 mm**

III.7.4.3. Tronçon Réservoir Tigounatine–Bifurcation (E')–Réservoir Ikhervane

Données :

- Longueur totale: $L= 7135.9$ m
- Hauteur géométrique : $H_g= 30$ m

A- Tronçon réservoir Tigounatine–Bifurcation (E')

Ce tronçon servira le réservoir d'Ikhervane ainsi que les agglomérations de Ait-Mellikeche et Allaghene par le point de bifurcation E' (Figure (III.1)).

Données :

- Longueur : $L= 4006.9$ m
- Débit : $Q= 0,241$ m³/s
- Hauteur géométrique : $H_g= 252$ m

D'après les équations (III.1) et (III.2), Les diamètres normalisés sont : 500, 600 et 700 mm.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (III.32) suivant :

Tableau (III.32) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
4006,9	0,5	1,227	613701,461	0,0040	0,0288	0,0044	20,408
4006,9	0,6	0,852	511417,884	0,0033	0,0274	0,0017	7,782
4006,9	0,7	0,626	438358,186	0,0029	0,0262	0,0007	3,447

Pour que l'eau arrive au point de bifurcation (E'), il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de **500 mm**, puisque **Ht= 20,408 m** est inférieure à la hauteur géométrique **Hg=252 m**, à une vitesse acceptable de **1,227 m/s**.

A- Tronçon Bifurcation (E')-Réservoir Ikhervane

Données :

- Longueur : L= 3174 m
- Débit : Q= 0,167 m³/s
- Hauteur géométrique : H_g= 218 m

Le calcul effectué en utilisant les formules (III.1) et (III.2), les diamètres normalisés sont : 400, 450, 500 et 600 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III.33) suivant :

Tableau (III.33) : Calcul des pertes de charge totales

L	D	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
3174	0,4	1,329	531577,51	0,0050	0,0308	0,0069	25,312
3174	0,45	1,050	472513,342	0,0044	0,0297	0,0037	13,560
3174	0,5	0,851	425262,008	0,0040	0,0288	0,0021	7,763
3174	0,6	0,591	354385,007	0,0033	0,0274	0,0008	2,960

La condition que doit être satisfaite, pour que l'eau arrive au réservoir d'Ikhervane, il faut que $Ht \leq Hg$.

Pour cela, on opte pour un diamètre de **500 mm**, puisque **Ht= 20,408+7.763= 28,171 m** est inférieure à la hauteur géométrique **Hg= 30 m**, avec une vitesse acceptable de **0.851 m/s**.

L'angle d'ouverture de la vanne devra être de : $\theta = 58^\circ$.

III.8. Récapitulatif des résultats

Les résultats de l'adduction des tronçons de la station de traitement vers le réservoir de Handis sont mentionnés dans le tableau (III.34) ci-dessous :

- STr : Station de Traitement
- SPP : Station de Pompage principale ;
- SR : Station de Reprise ;
- R : Réservoir.

Tableau (III.34) : Caractéristiques des tronçons principaux

Adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	L (m)	D (mm)	HMT (m)
Refoulement	SPP-R Handis	0,811	3800	900	223,018
Gravitaire	STr-SPP	0,676	1033	800	/

III.8.1. Rive droite

Les résultats du calcul de l'adduction des tronçons de la rive droite sont donnés dans le tableau (III.35) ci-après :

Tableau (III.35) : Caractéristiques des tronçons de la rive droite

Adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	HMT (m)
Refoulement	SR. TaourirthOuabla – R. TaourirtOuabla	0,253	630	600	199,351
	SR. Ivounachene – R. Takorabt	0,152	1210	400	68,036
	SR. Boudjellil – R. Boudjellil	0,045	1553,3	250	152,53
Gravitaire	R. Handis – SR.Taourirth Ouabla	0,211	1690	450	/
	R. TaourirthOuabla – SR.Ivounachene	0,194	6208	450	/
	R. Takorabt – Bifurcation (A)	0,0712	5758	250	/
	Bifurcation (A)-R Douar.Tazmalt	0,0142	70	150	/
	Bifurcation(A) – Bifurcation(A')	0,057	2725	250	/
	Bifurcation(A') – SR.Boudjellil	0,0373	919	200	/

III.8.2. Rive gauche

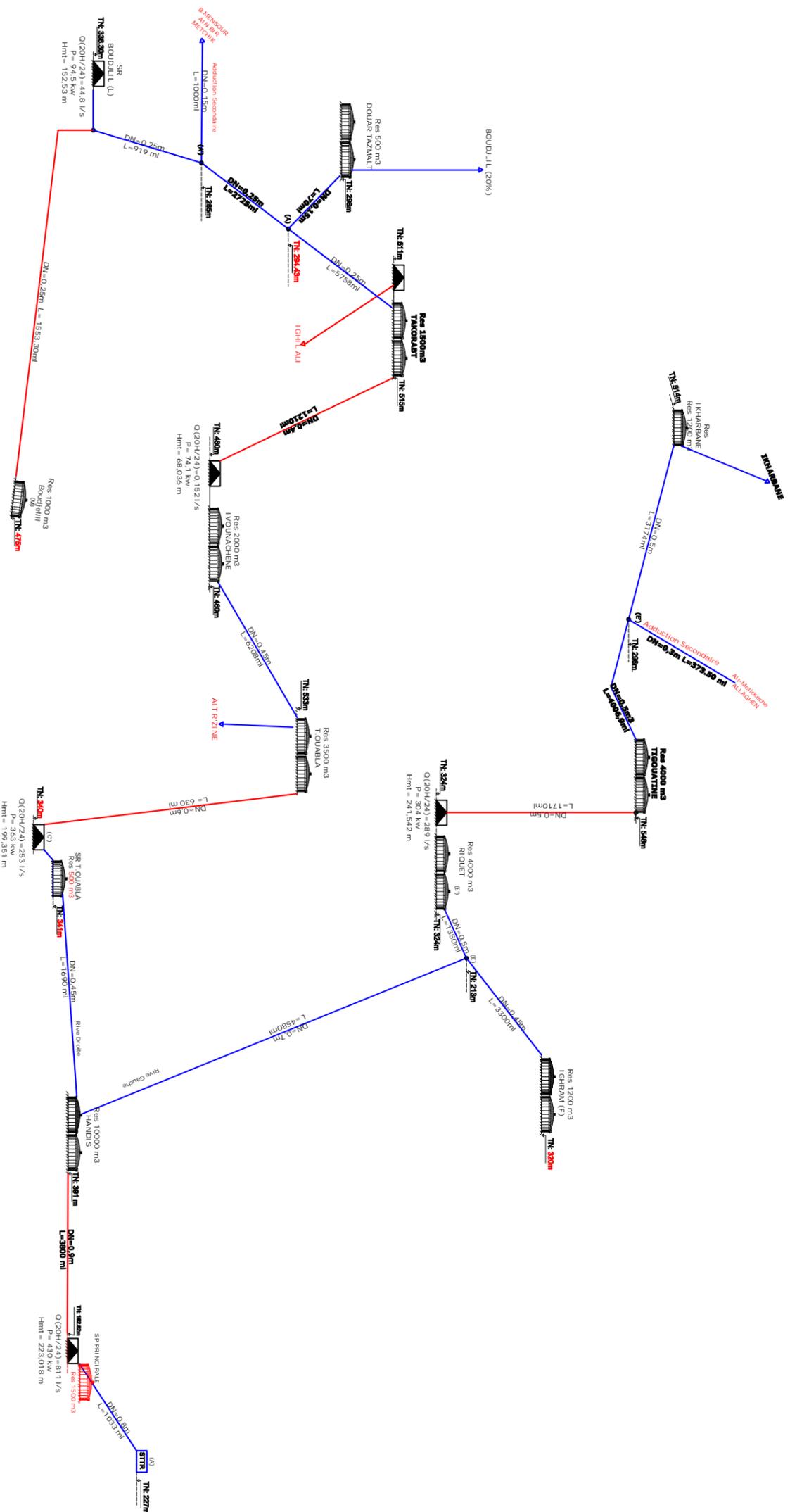
Les résultats de l'adduction des tronçons de la rive gauche sont donnés dans le tableau (III.36) suivant :

Tableau (III.36) : Caractéristiques des tronçons de la rive gauche

Adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	HMT (m)
Refoulement	SR Riquet- R Tigounatine	0,289	1710	500	241,542
Gravitaire	R. Handis – Bifurcation (E)	0,465	4580	700	/
	Bifurcation (E) – R Ighram	0,199	3300	450	/
	Bifurcation(E) – R Riquet	0,266	1350	500	/
	R Tigounatine – Bifurcation(E')	0,241	4006,9	500	/
	Bifurcation(E') – R Ikhervane	0,167	3174	500	/

Le schéma récapitulatif des résultats est présenté dans la figure (III.2).

SCHEMA SYNOPTIQUE DE L'ADDUCTION PRINCIPALE DES SIX COMMUNES SUD DE LA WILAYA DE BEJAIA



-  Réservoir
-  Station de pompage
-  Station de traitement
-  Station de reprise
-  Conduite de refoulement
-  Conduite gravitaire

Chapitre IV : Les 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 encore appelée turbine, impulseur ou rotor ;
- des organes fixes à savoir :
 - ✓ Un diffuseur encore appelé 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 (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 des puissances. 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.

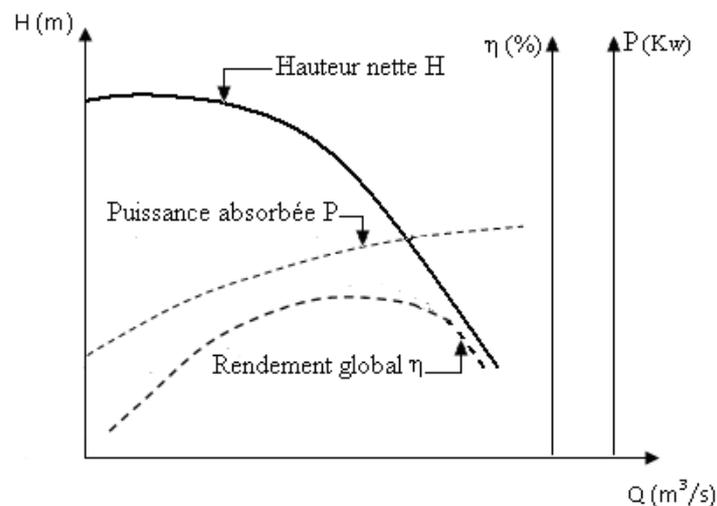


Figure (IV.1): Courbes caractéristiques d'une pompe

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'élevation de l'eau (Hmt) ;
- Le rendement de la pompe (η) ;
- Le coût.

IV.4. Différents types de pompes

Les différents types de pompes sont :

- Les pompes centrifuges ;
- les pompes volumétriques ;
- les pompes à piston.

IV.5. Caractéristiques des pompes

IV.5.1. Hauteur manométrique

Elle est calculée en sommant la hauteur géométrique entre la station de pompages 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 [10]:

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

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 tour effectué par la pompe en unité de temps.

IV.5.3. La puissance

On distingue deux types de puissances :

IV.5.3.1. La puissance à fournir à la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [10]:

$$P_a = \frac{9,81 * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

IV.5.3.2. La puissance utile

Elle est calculée avec la formule suivante [10] :

$$P_u = 1.2 * P_a \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.3})$$

IV.5.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance à fournir à la pompe.

$$\eta = \frac{P_u}{P} \quad (\text{IV.4})$$

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, ramenée à une cote de référence est [10]:

$$H = Hg + 1.15 * RQ^2 \text{ (m)} \quad \text{(IV.5)}$$

Avec :

- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m).
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
- H : Charge totale en fonction du débit (m).

IV.5.5.2. Point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite

Il est défini par un débit Q et une hauteur H, auquel la pompe débite dans les conditions optimales d'utilisation, il est noté **P (Q, H)**. Graphiquement, c'est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (**H=f(Q)**) et la courbe caractéristique du réseau (**Hréseau=F(Q)**).

Le point **P** doit être situé au droit du rendement maximal de la pompe.

IV.6. Réalisation 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.

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).

$$V = 20 * Q1 \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(IV.6)}$$

Il est obtenu après refoulement de Q pendant un temps T_p :

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

$$T_p = 20 * \frac{Q1}{Q} \quad \text{(IV.8)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q * H_1}{\eta} \text{ [KW]} \quad \text{(IV.9)}$$

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 Q_1 (Figure(IV.2)).

$$H' = H_1 + h \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.10})$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta} \quad [\text{KW}] \quad (\text{IV.11})$$

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 s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe en P_2 (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré (Figure (IV.2)).

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{D_1}{D_2} \quad (\text{IV.12})$$

Donc, le nouveau diamètre sera de :

$$D_2 = m \cdot D_1 \quad (\text{IV.13})$$

Par conséquent, le coefficient de rognage sera :

$$r = 1 - m \quad [\%] \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

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

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \quad [\text{KW}] \quad (\text{IV.15})$$

Remarque : En tout état de cause, on ne dépassera pas un rognage de 20 %, le rognage maximal possible dépendant de la pompe elle-même, de ses caractéristiques générales, il est délicat de procéder à un rognage sur une pompe multicellulaire.

IV.6.4. Quatrième Variante : Variation de la rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée (Figure(IV.2)).

On trace la parabole d'équation $H = a_e \cdot Q^2$ (courbe d'isorendement), la valeur du facteur a_e est donnée par la formule :

$$a_e = \frac{H_1}{Q_1} \quad (\text{IV.16})$$

la parabole passe par le point P1 et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe en P2(Q2,H2), on aura (grâce aux lois de similitude) [4]:

$$N_1 = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^2 * N_2 \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{IV.17})$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad [\text{KW}] \quad (\text{IV.18})$$

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 identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement.

IV.6.5.2. Couplage en série

Il s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, la caractéristique de l'ensemble s'obtient en ajoutant au débit donné la hauteur de chaque pompe.

Les méthodes de réalisation du point de fonctionnement sont représentées dans la figure (IV.2) suivante :

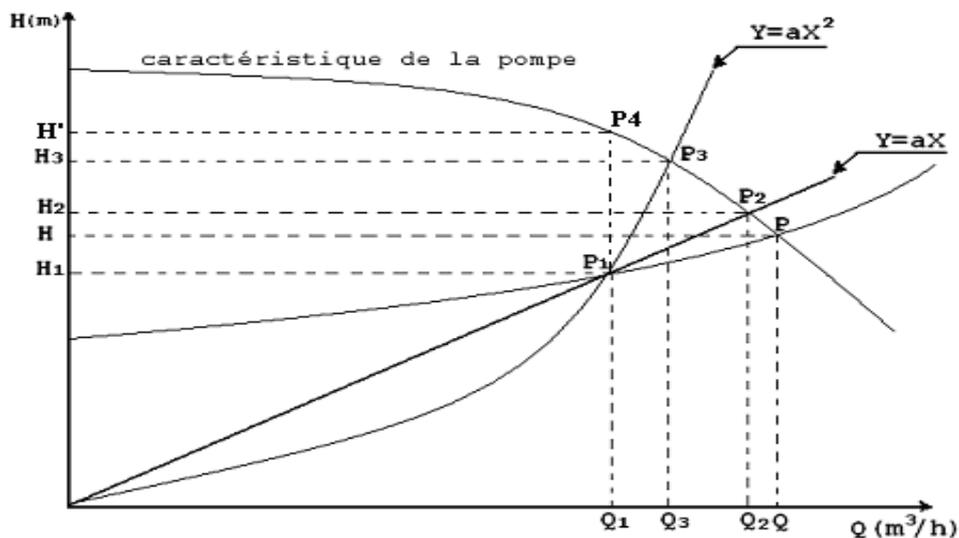


Figure (IV.2): Recherche du point de fonctionnement de la pompe

IV.7. Etude de la cavitation

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

Elle se forme des cavités remplies de poches de vapeur et d'air, dans les zones des hautes pressions, provoquant un bruit de cailloux ou à des crépitements. Elle s'accompagne de vibrations, d'érosion des aubages qui se traduit par la chute brutale des courbes caractéristiques (rendement, la hauteur de refoulement,.....etc). Les risques de la cavitation sont plus grands lorsque N_s (vitesse spécifique) est élevée, que le débit, la température d'eau, la vitesse de rotation sont importants.

Toute pompe possède une capacité pratique d'aspiration en dessous de laquelle il y a lieu de tenir, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite : $(NPSH)_d$ (Charge nette minimale disponible à l'aspiration), qui est la valeur de la pression absolue diminuée de la tension de vapeur pour la température de l'eau (donnée par l'utilisateur). Elle sera supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur) $(NPSH)_d > (NPSH)_r$.

Avec :

$$\text{- Pour une aspiration en charge : } (NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (IV.19)$$

$$\text{- Pour une aspiration en dépression : } (NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (IV.20)$$

$$\text{Et } \frac{P_0}{\rho g} = P_{atm} - 0.0012 * \partial \quad [10] \quad (IV.21)$$

- H_a : Hauteur d'aspiration.
- J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration.
- $\frac{P_0}{\rho g}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration.
- h_v : Tension de vapeur d'eau pompée à la température considérée en m. Elle est de 0,24 pour $T = 20^\circ \text{C}$.
- ∂ : Altitude.

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

IV.8.1. Station de pompage principale (SP_p)

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.811 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $H_{mt} = 223.018 \text{ m}$.
- $H_g = 213 \text{ m}$.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour six (06) groupes de pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal (PMS 150/8A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 60 Hz
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25)
- $N = 1750 \text{ tr/min}$
- $\eta = 67.6 \%$
- $P = 430 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 11 \text{ m}$

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

- le point de fonctionnement donné (135 l/s, 223 m).

- le point de fonctionnement désiré (135 l/s, 223 m).

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

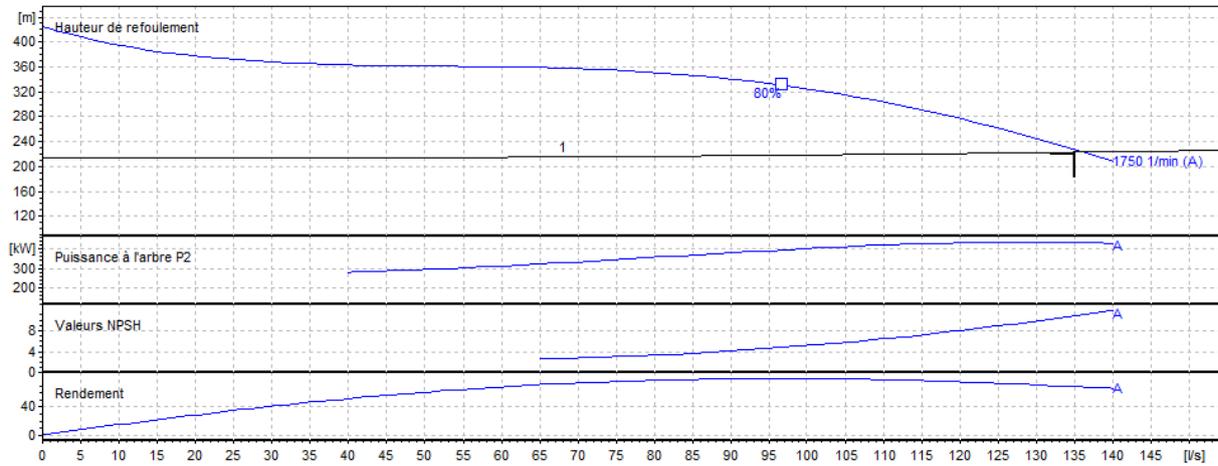


Figure (IV.3): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage principale

Pour atteindre le débit souhaité, nous devons disposer six pompes de même caractéristiques en parallèle, les courbes caractéristiques finales sont représentées dans la figure (IV.4) suivante :

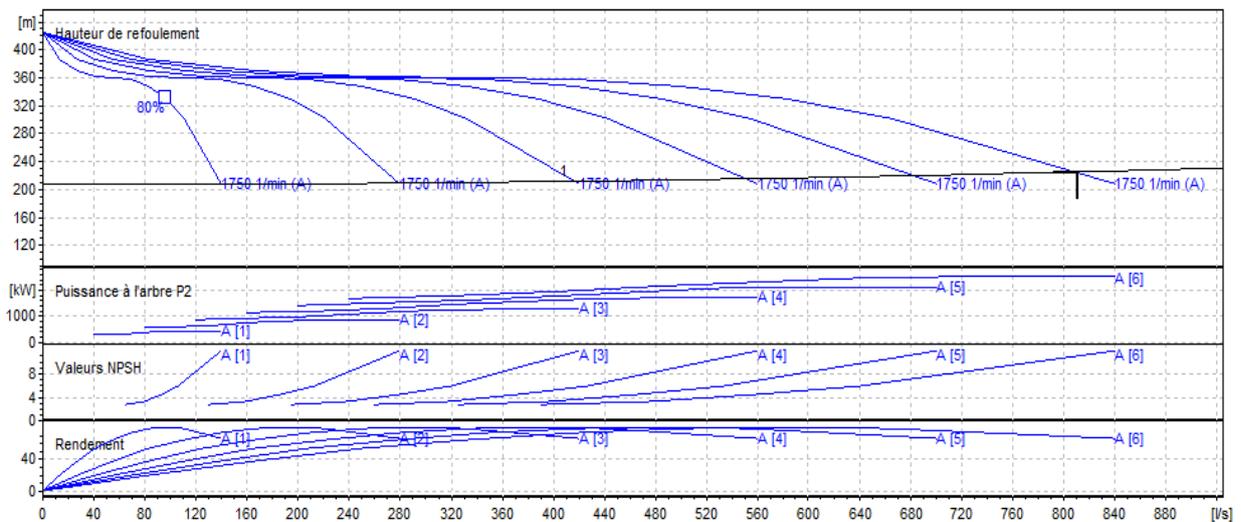


Figure (IV.4): Courbes caractéristiques après couplage des pompes de la station de pompage principale

IV.8.1.1 Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 10.8 \text{ m}$.
- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 182 \text{ m}$.
- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 179.5 \text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $ha = C_a - C_p = 182.82 - 181 = 2.5 \text{ m}$.

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

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * 182 = 10.11 \text{ m}$$

Jasp = 0 m.

$$(NPSH)_d = 10.11 + (2.5) - (0 + 0.24) = 12.37 \text{ m.}$$

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

IV.8.2. Station de reprise Taourirt Ouabla (SR_{to})

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.253 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_{mt} = 199.351 \text{ m.}$
- $H_g = 198 \text{ m.}$

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour deux (02) groupes de pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal (PM 150/ 7 B) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 60 Hz
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25)
- $N = 1750 \text{ tr/min}$
- $\eta = 69.5 \%$
- $P = 363 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 9.83 \text{ m}$

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

- le point de fonctionnement donné (130 l/s, 200 m).
- le point de fonctionnement désiré (127 l/s, 199.35 m).

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

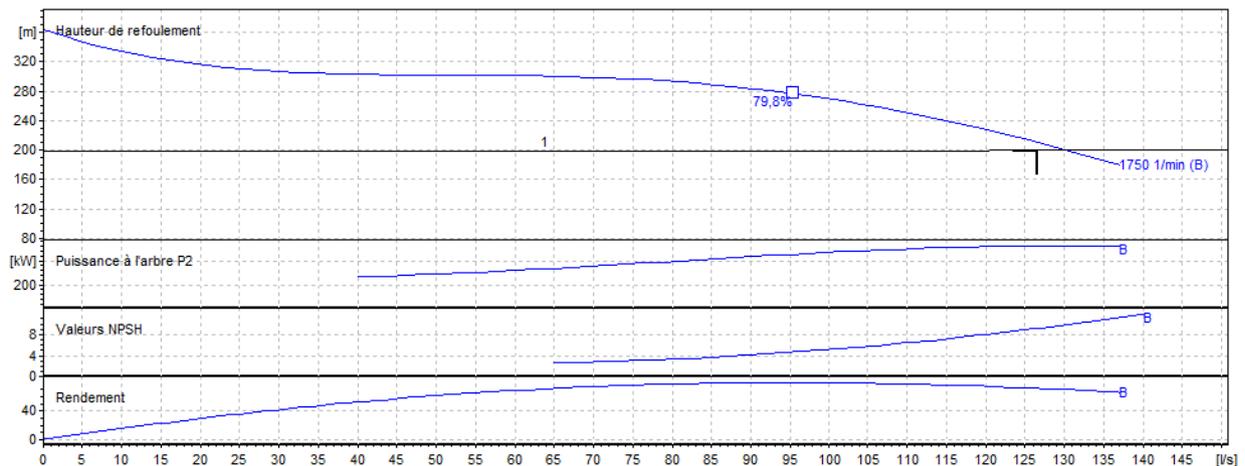


Figure (IV.5): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Taourirt Ouabla

IV.8.2.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Augmentation du temps de pompage

$$20 * Q1 = Tp * Q$$

$$Tp = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{127}{130} = 19.53 \text{ h}$$

C-à-d, 19 h et 32 min de pompage.

Donc,

$$P = \frac{9,81 * Q * Hmt}{\eta} = \frac{9,81 * 0.13 * 200}{0.695} = 367 \text{ KW}$$

$$P_{\text{total}} = \frac{9,81 * Q * Hmt}{\eta} = \frac{9,81 * 0.260 * 200}{0.695} = 733.98 \text{ KW}$$

B- Le vannage

$$h = H3 - H1 = 209 - 199.35 = 9.65 \text{ m}$$

$$P = \frac{g * Q1 * H3}{\eta} = \frac{9.81 * 0.127 * 209}{0.695} = 374.65 \text{ KW}$$

$$P = \frac{g * Q1 * H3}{\eta} = \frac{9.81 * 0.253 * 209}{0.695} = 746.36 \text{ KW}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

- Calcul de la courbe iso-rendement

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

$$H = \frac{199.35}{127^2} * Q^2 = 0.0123 * Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(127, 199.35) coupe la courbe de la pompe au point P₂(128.84, 204).

- Calcul du nombre de tours

$$N2 = \frac{127}{128.84} * 1750 = 1725 \text{ (Tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q1 * H1}{\eta2} = \frac{9.81 * 0.127 * 199.35}{0.706} = 351.79 \text{ [KW]}$$

$$P = \frac{g * Q1 * H1}{\eta2} = \frac{9.81 * 0.253 * 199.35}{0.706} = 700.81 \text{ [KW]}$$

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

Les courbes caractéristiques des pompes après détermination du point fonctionnement adéquat sont données dans la figure (IV.6) suivante :

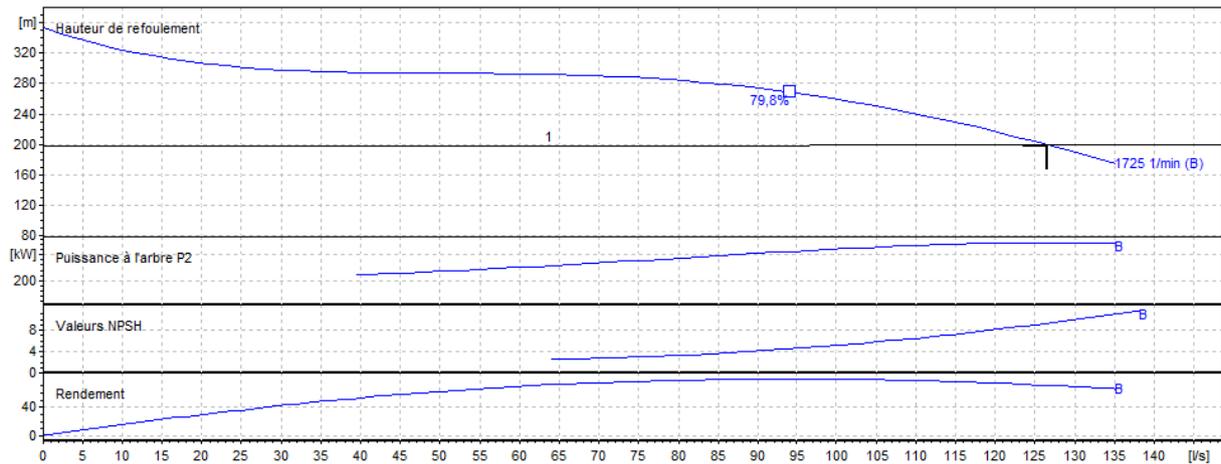


Figure (IV.6): Courbes caractéristiques de la pompe avec le point de fonctionnement adéquat de la station de reprise Taourirt Ouabla

Pour atteindre le débit désiré nous devons disposer de deux pompes du même type couplé en parallèle, les courbes caractéristiques des pompes après couplage sont données dans la figure (IV.7) suivante :

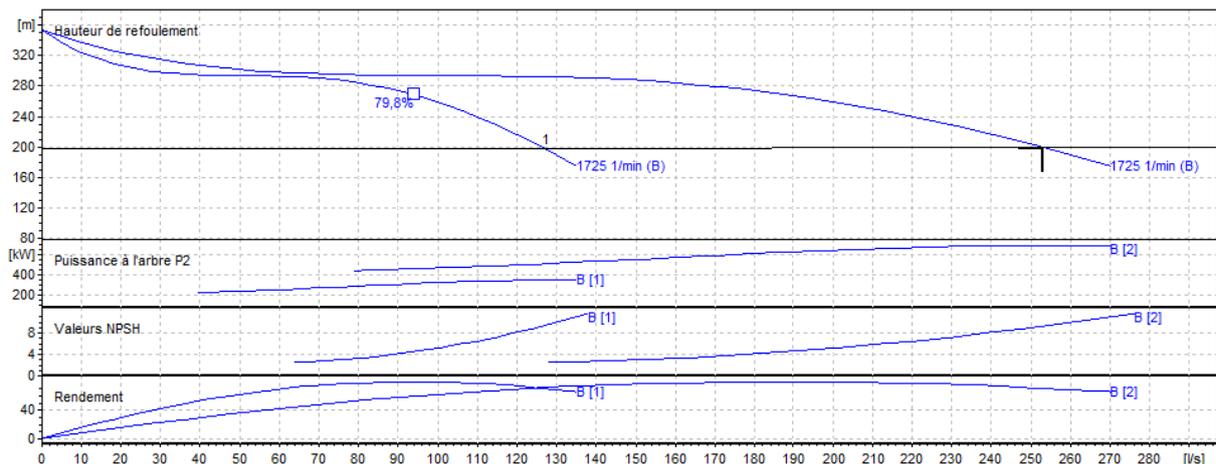


Figure (IV.7): Courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise Taourirt Ouabla

IV.8.2. 2. Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 9.26 \text{ m.}$
- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 341 \text{ m.}$
- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 339.5 \text{ m.}$
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 341. - 339.5 = 2.5 \text{ m.}$

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

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * 341 = 9.92 \text{ m.}$$

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

$$(NPSH)_d = 9.92 + 2.5 - (0 + 0.24) = 12.18 \text{ m.}$$

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

IV.8.3. Station de reprise Ivounachene (SR_{iv})

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.152 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_{mt} = 68.036 \text{ m}$.
- $H_g = 60 \text{ m}$.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour deux (02) groupes de pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal (PM 150/ 3 C) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25)
- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 78.4 \%$
- $P = 74.1 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 3.2 \text{ m}$

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

- le point de fonctionnement donné (83.6 l/s, 69.7 m).
- le point de fonctionnement désiré (76 l/s, 68.036 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.8)) suivante :

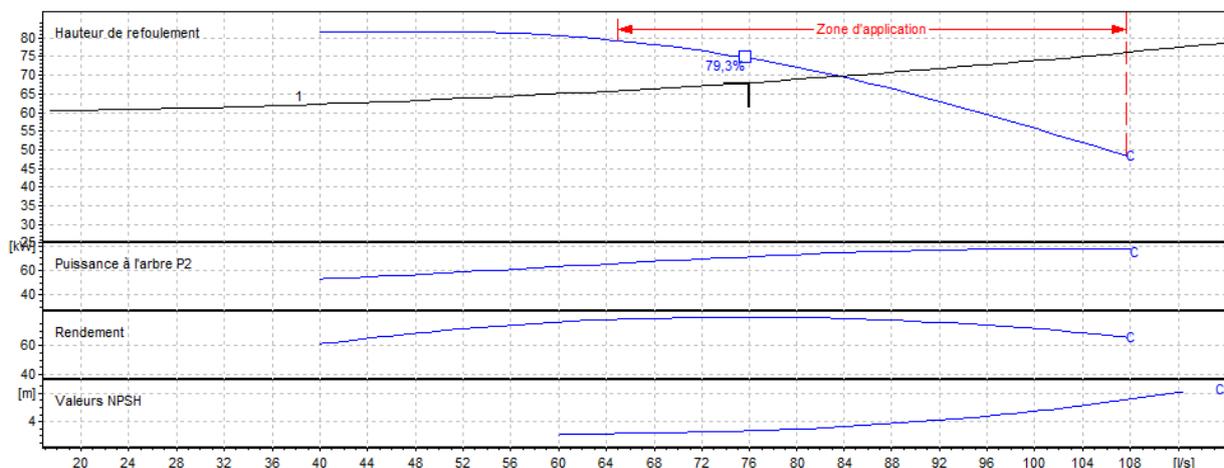


Figure (IV.8): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Ivounachene

IV.8.3.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Réduction du temps de pompage

$$20 * Q_1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} = 20 * \frac{76}{83.6} = 18.20 \text{ H}$$

c-à-d 18 h et 12 min de pompage.

Donc,

$$P = \frac{9,81 * Q * H_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 * 0,083 * 69,7}{0,784} = 72,38 \text{ KW}$$

$$P = \frac{9,81 * Q * H_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 * 0,166 * 69,7}{0,784} = 144,77 \text{ KW}$$

B- Le vannage

$$h = H_3 - H_1 = 74,5 - 68,036 = 6,464 \text{ m}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H_3}{\eta} = \frac{9,81 * 0,076 * 74,5}{0,784} = 70,84 \text{ KW}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H_3}{\eta} = \frac{9,81 * 0,152 * 74,5}{0,784} = 141,69 \text{ KW}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

- Calcul de la courbe iso-rendement

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

$$H = \frac{68,036}{76^2} * Q^2 = 0,0177 * Q^2$$

La courbe passant par le point désiré P(76, 68.036) coupe la courbe de la pompe au point P₂(78.65, 72.9).

- Calcul du nombre de tours

$$N_2 = \frac{76}{78,65} * 1450 = 1401 \text{ (Tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_2} = \frac{9,81 * 0,076 * 68,036}{0,791} = 64,13 \text{ [KW]}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_2} = \frac{9,81 * 0,152 * 68,036}{0,791} = 128,55 \text{ [KW]}$$

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

Les courbes caractéristiques de la pompe après changement du nombre de tours sont représentées dans la figure (IV.9) suivante :

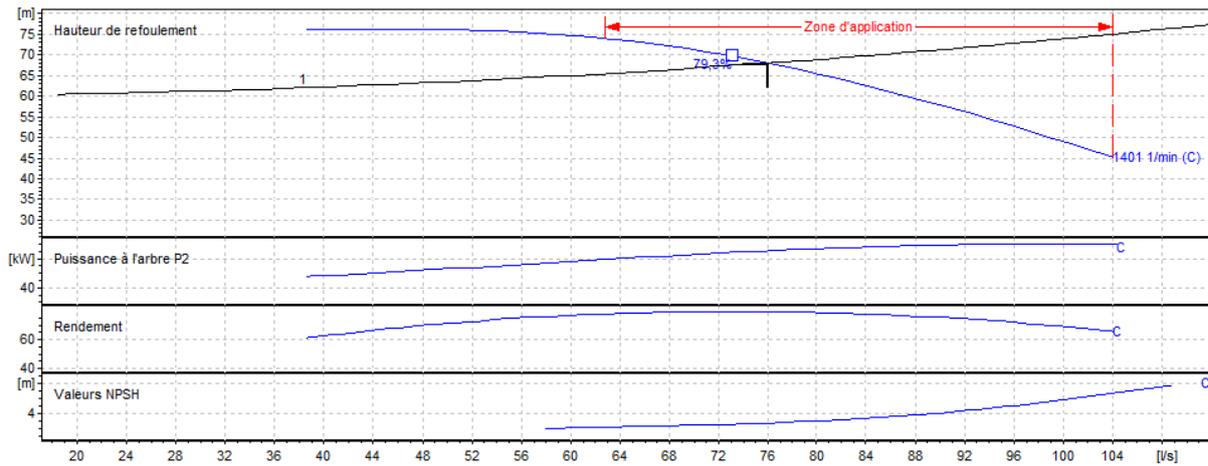


Figure (IV.9): Courbes caractéristiques de la pompe après changement de nombre de tours de la station de reprise Ivounachene

Pour atteindre le débit souhaité nous devons coupler en parallèle deux pompes du même type, les courbes caractéristiques sont représentées dans la figure (IV-10) suivante :

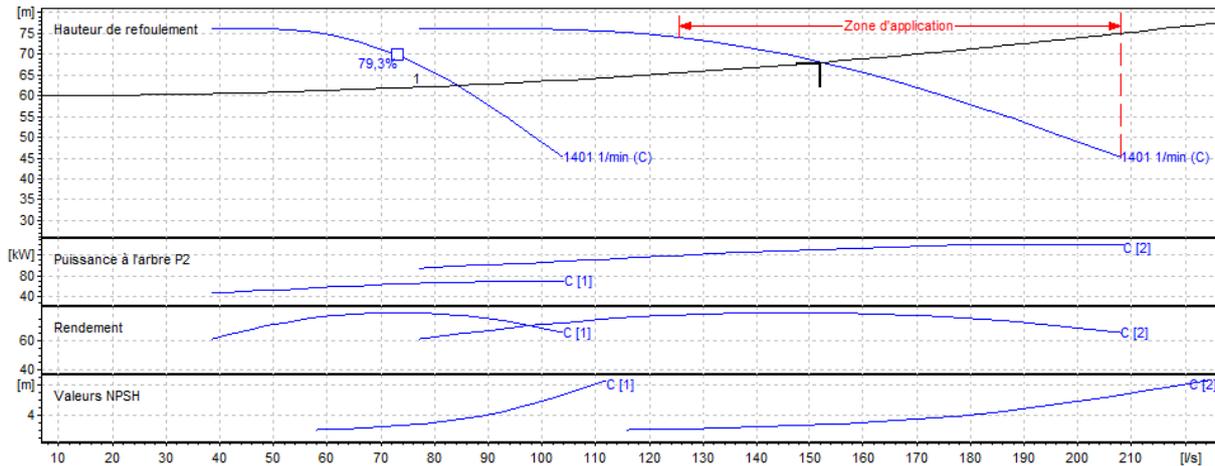


Figure (IV.10): Courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise Ivounachene

IV.8.3.2. Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 2.7 \text{ m.}$
- Côte du plan d'aspiration : $Ca = 460 \text{ m.}$
- Côte de l'axe de la pompe : $Cp = 397.5 \text{ m.}$
- Hauteur d'aspiration : $ha = Ca - Cp = 460 - 457.5 = 2.5 \text{ m.}$

$ha < 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * 460 = 9.77 \text{ m.}$$

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

$$(NPSH)_d = 9.77 + 2.5 - (0 + 0.24) = 12.03 \text{ m.}$$

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

IV.8.4. Station de reprise de Boudjellil (SR_b)

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.0448 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_{mt} = 152.53 \text{ m}$
- $H_g = 141.7 \text{ m}$

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour un groupe de pompes Centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal (PM 100/ 3 B), dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25)
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 73.4 \%$
- $P = 94.5 \text{ KW}$
- $NPSH_r = 5.82 \text{ m}$

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

- le point de fonctionnement donné (46.3 l/s, 153 m).
- le point de fonctionnement désiré (44.8 l/s, 152.53m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.11) suivante :

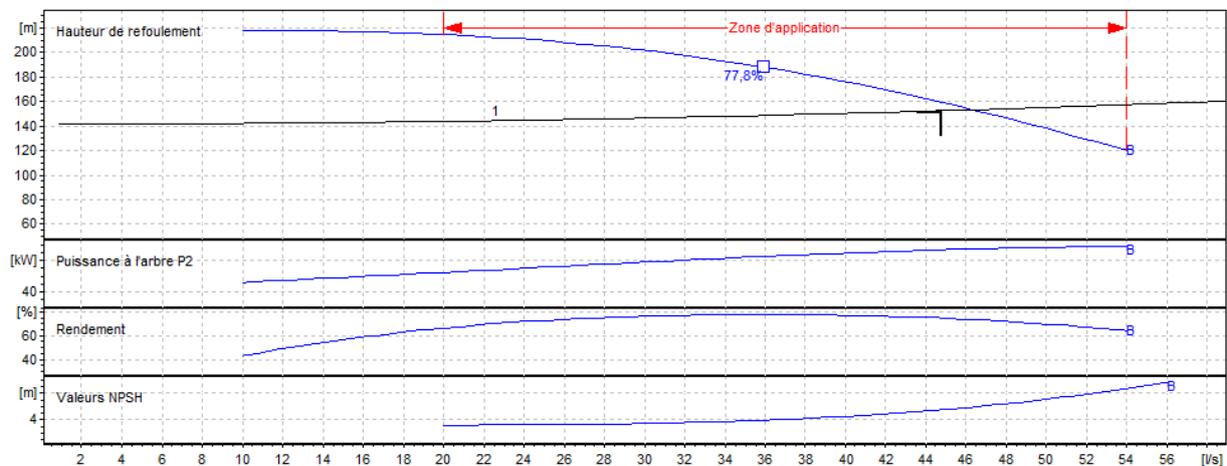


Figure (IV.11): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Boudjellil

IV.8.4.1. Réalisation du point de fonctionnement

A- Réduction du temps de pompage

$$20 * Q_1 = T_p * Q$$

$$T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} = 20 * \frac{44.8}{46.3} = 19.35 \text{ H}$$

c-à-d 19 h et 21 min de pompage.

Donc,

$$P = \frac{9,81 * Q * H_{mt}}{\eta} = \frac{9,81 * 0,0463 * 153}{0,734} = 94,67 \text{ KW}$$

B- Le vannage

$$h = H_3 - H_1 = 159 - 152,53 = 6,47 \text{ m}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H_3}{\eta} = \frac{9,81 * 0,0448 * 159}{0,734} = 95,20 \text{ KW}$$

C- Variation de la vitesse de rotation

- Calcul de la courbe iso-rendement

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

$$H = \frac{152,53}{44,8^2} * Q^2 = 0,0759 * Q^2$$

la courbe passant par le point désiré P(45.44, 157) coupe la courbe de la pompe au point P₂(44.8, 152.53).

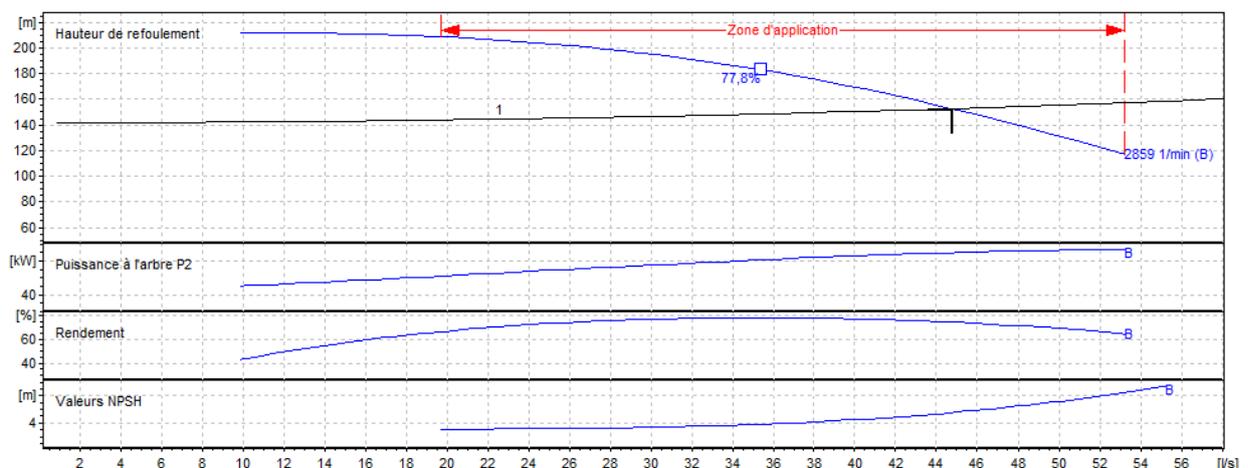
- Calcul du nombre de tours

$$N_2 = \frac{44,8}{45,44} * 2900 = 2859 \text{ (Tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta_2} = \frac{9,81 * 0,0448 * 182}{0,757} = 105,66 \text{ [KW]}$$

Nous opterons pour la 3ème variante car elle présente une puissance minimale, les courbes caractéristiques de la pompe après changement du nombre de tours sont représentées dans la figure (IV.12) suivante :



Figure(IV.12): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise Boudjellil

IV.8.4.2. Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 5.82$ m.
- Côte du plan d'aspiration : $C_a = 336.3$ m.
- Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 333.8$ m.
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 336.3 - 333.8 = 2.5$ m.

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

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * 336.3 = 9.92 \text{ m.}$$

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

$$(NPSH)_d = 9.92 + 2.5 - (0 + 0.24) = 12.18 \text{ m.}$$

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

IV.8.5. Station de reprise de Riquet (SR_r)

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 0.289$ m³/s
- $H_{mt} = 241.542$ m.
- $H_g = 232$ m.

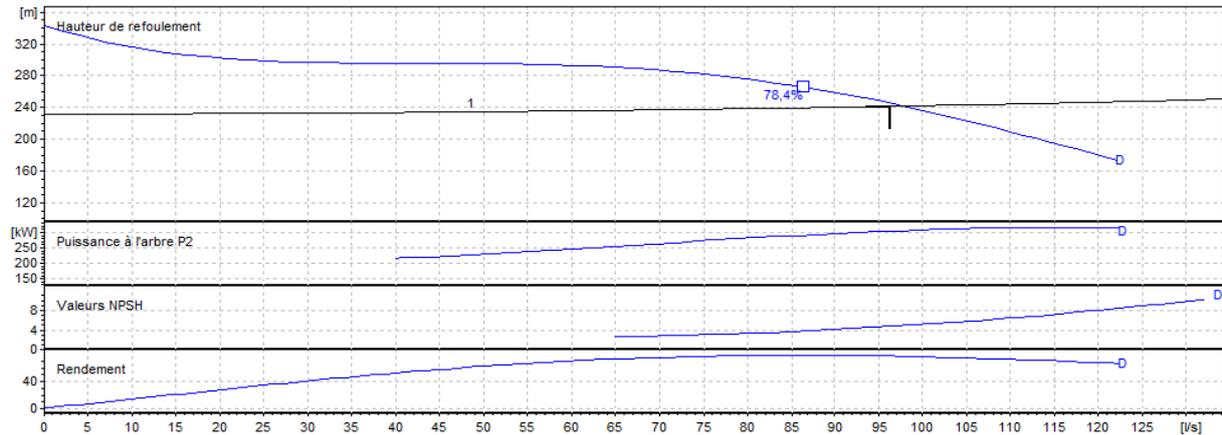
Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour trois (03) groupes de pompes Centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal (02) (PM 150/8C) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Fréquence : 60 Hz
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN 200 (UNI PN25)
- $N = 1750$ tr/min
- $\eta = 77.3$ %
- $P = 304$ KW
- $NPSH_r = 4.62$ m

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

- le point de fonctionnement donné (96.3 l/s, 242 m).
- le point de fonctionnement désiré (96.3 l/s, 242 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (IV.13) suivante :



Figure(IV.13): Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise de Riquet

Pour atteindre le débit souhaité nous devons coupler en parallèle deux pompes du même type, les courbes caractéristiques sont représentées dans la figure (IV-14) suivante :

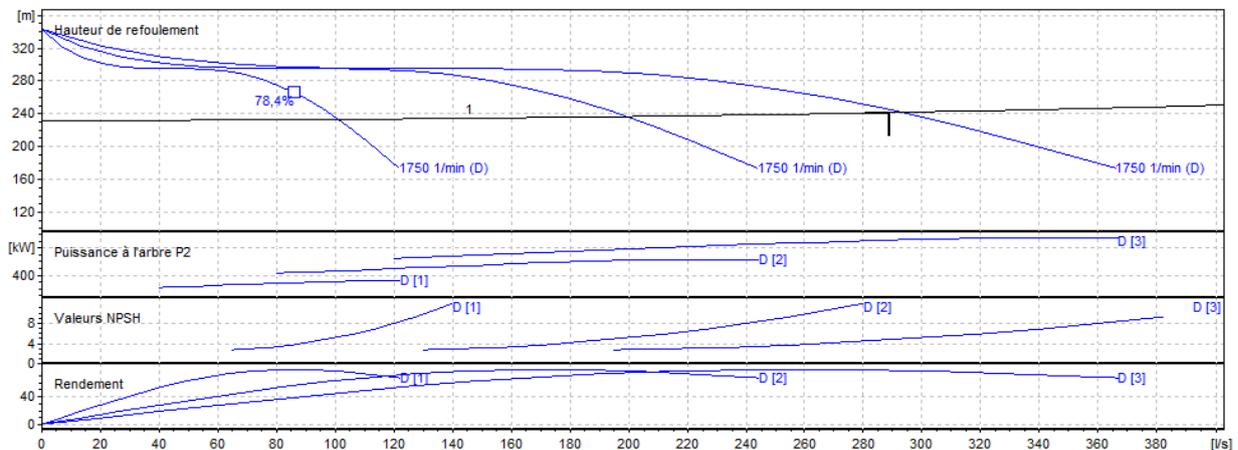


Figure (IV.14): Courbes caractéristiques des pompes après couplage de la station de reprise de Riquet

IV.8.5.1. Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 4.62 \text{ m.}$
- Côte du plan d'aspiration : $Ca = 324 \text{ m}$
- Côte de l'axe de la pompe : $Cp = 321.5 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $ha = Ca - Cp = 324 - 321.5 = 2.5 \text{ m.}$

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

$$\frac{P_0}{\rho g} = 10.33 - 0.0012 * 324 = 9.94 \text{ m.}$$

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

$$(NPSH)_d = 9.94 + 2.5 - (0 + 0.24) = 12.2 \text{ m.}$$

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

IV.9. Conclusion

Au cours de ce chapitre, à l'aide du catalogue CAPRARI, 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 de la SP	SP _P		SR _{to}	SR _{iv}	SR _b	SR _r
Nombre de pompes	6+3 secours		2+1 secours	2+1 secours	1+1 secours	3+1 secours
Type de pompe	PMS 150/8A		PM 150/7B	PM 150/3C	PM 100/3B	PM 150/8C
Vitesse de rotation (Tr/mn)	1750		1725	1401	2859	1750
Fréquence	60 Hz		60 Hz	50 Hz	50 Hz	60 Hz
Point de fonctionnement (P)	Q (l/s)	811	253	152	44.8	289
	H (m)	223.18	199.35	62.036	152.53	241.54
	(%)	67.6	70.6	79.1	75.7	77.3
Puissance absorbée	Pa (Kw)	2580	700.81	128.55	105.66	912
Puissance du moteur	Pm (Kw)	2838	770.9	141.405	116.26	1003.2

Chapitre V : Protection et Pose des conduites

V.1. Généralités

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par toutes modifications rapides ou changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements. Ces ondes se traduisent par des alternations de surpressions et de dépressions par rapport à la pression de service [6]. Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, il se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont [6] :

- l'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- coupure électrique inopinée dans une station de pompage
- la mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

Cette liste est loin d'être exhaustive, et beaucoup d'autres situations complexes engendrent ce phénomène [6].

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.

V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet [4] :

- ✓ De limiter la surpression.
- ✓ De limiter la dépression.

Il y a différents moyens de protections 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 [8]:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K' \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, pour les conduites en fonte ductile $K'=0.6$
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

On peut distinguer deux cas pour la valeur maximale du coup de bélier :

- **1^{er} cas : Fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot v_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m)
- a : La célérité de l'onde (m/s)
- v_0 : Vitesse d'écoulement
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

- **La valeur maximale de la pression- surpression est**

$$H_S = H_0 + B \quad (\text{V.3})$$

- **La valeur minimale de la pression- dépression est**

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.4})$$

Où :

- H_0 : Hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

- **2^{ème} cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD [8] :

$$B = \frac{2 \cdot L \cdot v_0}{g \cdot T} \quad (\text{V.5})$$

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 des deux rives (droite et gauche) sont mentionnées dans le tableau (V.1) ci-dessous :

Tableau (V.1) : Valeurs du coup de Béliet dans les conduites de refoulement

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				La pression absolue	La célérité de l'onde	Valeur du coup de béliet	Surpression maximale	Dépression maximale	PNS de la conduite
	L (m)	D (m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS (m)
Spp- RH	3800	0,9	12,6	1,275	223,18	1036,907	134,766	357,946	88,414	250
SRT.O - RT.O	630	0,6	9,9	0,896	208	1075,937	98,271	306,271	109,729	300
SRI-R.T	1210	0,4	8,1	1,213	70	1121,460	138,668	208,668	-68,668	350
SRB- RB	1553,3	0,25	6,8	0,913	151,7	1180,255	109,844	261,544	41,856	460
SRR - RT	1719	0,5	9	1,473	242	1095,725	164,526	406,526	77,474	300

- Spp : Station de pompage principale ;
- RH : Réservoir Handis ;
- SRTO : Station de reprise Taourith Ouabla ;
- RTO : Réservoir Taourirth Ouabla ;
- SRI : Station de reprise Ivounachene ;
- RT : Réservoir Takorabt ;
- SRB : Station de reprise Boudjellil ;

- RB : Réservoir Boudjellil ;
- SRR : Station de reprise Riquet
- RT : Réservoir Tigounatine
- PNS : pression nominal de service

V.4.1.1. Interprétation des résultats

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les tronçons : Station de reprise Boudjellil-Réservoir Boudjellil 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. Par contre, les tronçons Sp Principale-R Handis, SR Taourirth Ouabla-Réservoir Taourirth Ouabla, SR Ivounachene-Réservoir Takorabt et SR Riquet-Réservoir Tigounatine ne vérifient pas les pressions de services ou les valeurs du coup de bélier en dépression et devons donc être protégés.

V.4.2. Choix de moyens de protection des conduites de refoulement

Dans notre cas, les conditions topographiques des terrains et le débit important ne sont pas favorables à l'utilisation d'une cheminée d'équilibre, on peut faire recours à un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé « Réservoir d'air » ou encore « hydropneumatique » [8].

V.4.2.1. Méthode de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON, après avoir fixé au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement. Le premier essai conduira peut-être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou les deux. Cette méthode nécessitera quelques tâtonnements ; mais, en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne. Une fois les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement fixées [7]:

- 1- Il sera fait application du diagramme de BERGERON où l'on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement.
- 2- Les régimes seront considérés à rythmes entiers en prenant $\frac{L}{a}$ comme unité de temps.

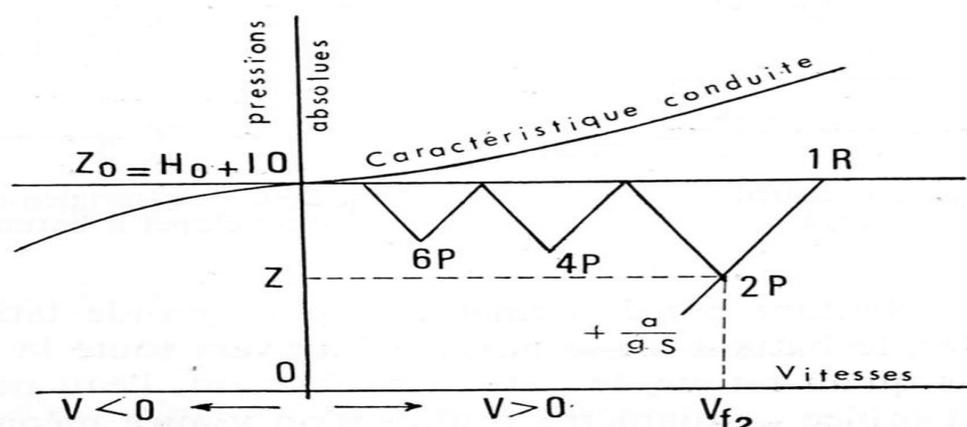


Figure (V.1) : Principe de la construction de l'épure

Il sera donc nécessaire de disposer à la base de la cloche d'un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche [7].

Cet étranglement sera constitué de :

- soit par un diaphragme
- soit par une tuyère,
- soit par un clapet à battant percé.

Dans notre étude, le dispositif d'étranglement est la tuyère.

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

A- Calcul des pertes de charge dans la tuyère

- Cas de la montée de l'eau

Le diamètre de la tubulure sera pris :

$$d_{tb} = \frac{D_{\text{éq}}}{2} \quad (\text{V.6})$$

- d_{tb} : Diamètre de la tubulure (m)
- $D_{\text{éq}}$: Diamètre équivalent de la conduite de refoulement (m).

La tuyère ayant un coefficient de débit de l'ordre de 0,92, le rapport des vitesses $\frac{V_1}{V_f}$ est égale au rapport inverse des carrés des diamètres :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{\text{éq}}^2}{d'^2} = \frac{D_{\text{éq}}^2}{(0,92 * d_t)^2} = K \quad (\text{V.7})$$

Avec :

- d' : Diamètre de la veine liquide (m)
- 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).

Le diamètre de la tuyère (d_t) sera pris de telle sorte que k soit compris entre 15 et 20.

$$15 < \frac{V_1}{V_f} < 20 \quad (\text{V.8})$$

Le diamètre de la tuyère contractée est :

$$d' = 0,92 * d_t \quad (\text{V.9})$$

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau s'évalue en fonction du rapport m de la section de la veine contractée (diamètre d') et la tubulure (diamètre d_{tb}), qui détermine sur l'abaque (annexe (6)) le coefficient de la perte de charge C . On aura alors :

$$m = \frac{d'^2}{d_{tb}^2} \quad (\text{V.10})$$

La perte de charge à la montée se détermine par la formule suivante :

$$\Delta h_1 = C \frac{V_1^2}{2 * g} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- C : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère déterminé d'après l'abaque (Annexe (6)).

Par conséquent, l'expression finale de la perte de charge provoquée par la tuyère correspondant au cas de la montée est :

$$\Delta h_1 = 0,032 * V_1^2 \quad (\text{V.12})$$

- Cas de descente

A la descente, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5. La perte de charge à la descente est donnée par la relation ci-dessous :

$$\Delta h_2 = C' \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la descente) en (m/s) ;
- C' : Coefficient de perte de charge à la descente qui dépend du rapport m' (Annexe(7)).

Dans le cas de la descente, la valeur de m' déterminant le coefficient de pertes de charge C' sera égale à la moitié du rapport du carré du diamètre de la tuyère et celui de la tubulure. Il est donné comme suit :

$$m' = 0,5 * \frac{d'_t{}^2}{d_{tb}^2} \quad (\text{V.14})$$

D'où :

$$\Delta h_2 = 0,04 * V_2^2 \quad (\text{V.15})$$

Le rapport des vitesses sera égal au rapport inverse des sections :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{\frac{\pi * D_{\acute{e}q}^2}{4}}{0,5 * \frac{\pi * d_t^2}{4}} = 2 * \frac{D_{\acute{e}q}^2}{d_t^2} = K' \quad (\text{V.16})$$

$$\text{Par conséquent :} \quad V_2 = K' * V_f \quad (\text{V.17})$$

B- Variation du volume d'air dans le réservoir

Elle est donnée par :

$$U = S * \theta * V_m \quad (\text{V.18})$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement ;
- θ : Temps d'un aller retour de l'onde qui est donné par la formule :

$$\theta = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{V.19})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- a : Célérité de l'onde en (m/s).

Avec :

- V_m : Vitesse moyenne de l'eau pour un intervalle de temps donné (m/s), avec :

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad (\text{V.20})$$

Par suite :

$$\Delta_U = 0,14 * V_m \quad (\text{V.21})$$

C- Pression dans le réservoir d'air

La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON ci-dessous :

$$Z = \frac{(H_g + P_a + \Delta H_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (\text{V.22})$$

Avec :

- Z : Pression dans le réservoir d'air (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- P_{at} : Pression atmosphérique, $P_{at}=10$ m ;
- U_0 : Volume initial de l'air dans le réservoir ;
- U : Volume de l'air dans le réservoir ;
- ΔH_0 : Pertes de charge au refoulement au régime normal.

V.5. Dimensions du réservoir d'air

Le réservoir d'air est conçu dans cette étude pour les conduites de refoulement :

V.5.1. Tronçon Station de pompage principale- Réservoir Handis

Données :

- Longueur : L= 3800 m ;
- Débit : Q= 0,811 m³/s ;
- Hauteur : géométrique : $H_g= 213,18$ m ;
- La vitesse : V=1,275 m/s ;
- Le diamètre : D= 0,9 m ;
- Epaisseur : e= 12,6 mm.

Les résultats du calcul du coup de bélier sont mentionnés dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Valeurs numériques du coup de bélier (SP P-R Handis)

Tronçons	D (m)	e (mm)	V_0 (m/s)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
SP P- R H	0,9	12,6	1,275	223,18	1036,907	134,766	357,946	88,414

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon SP Principale- R Handis sont représentées dans le tableau (V.3) et les figures (V.2), (V.3) et (V.4) ci-après :

Tableau(V.3) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP P- R-Handis

Données adduction		Résultats de calcul							Résultats Reservoir d'air		Données du réservoir d'air			
Temps	ΔU	U	Z	Vitesse Tub	$\Delta h_1, \Delta h_2$	Z+ $\Delta h_1, \Delta h_2$	Perte ch ref	Z+ $[\Delta h_1 - \delta, \Delta h_2 + \delta]$	Vf lu graphe	Désination point	Vitesse moy Vm	Vf choisie		
0	0	14	233,0177	0	0	233,017686	9,83769	223,18	1,27	1R				
7,3295	4,4404	18,4404	158,4487	10,4638	1,1161	157,3326	2,40107	154,932	0,629	2P	0,952	0,6298		
14,6590	0,3122	18,7526	154,7683	13,9282	16,3145	171,0827	1,48458	172,567	-0,495	4P	0,067	-0,4952		
21,9885	-2,9956	15,7570	197,4714	22,2041	41,4620	238,9334	3,77295	242,706	-0,790	6P	-0,642	-0,7895		
29,3180	-2,4992	13,2578	251,4815	7,9441	5,3073	256,7888	0,48296	257,272	-0,282	8P	-0,536	-0,2825		
36,6474	0,0263	13,2842	250,7837	4,8768	0,2424	250,5412	0,52156	250,02	0,294	10P	0,006	0,2935		
43,9769	1,6852	14,9694	212,1700	7,1206	0,5169	211,6532	1,11189	210,541	0,429	12P	0,361	0,4286		
51,3064	1,0506	16,0199	192,9497	0,3660	0,0014	192,9483	0,00294	192,945	0,023	14P	0,225	0,0220		
58,6359	-0,7452	15,2747	206,2559	9,6357	7,8082	214,0641	0,71053	214,775	-0,343	16P	-0,160	-0,3426		
65,9654	-1,3980	13,8767	235,9205	7,2287	4,3944	240,3150	0,39988	240,715	-0,256	18P	-0,300	-0,2570		
73,2949	-0,3445	13,5322	244,3724	1,8018	0,0331	244,3393	0,0712	244,268	0,109	20P	-0,074	0,1084		
80,6244	0,9407	14,4729	222,4286	4,8898	0,2437	222,1849	0,52433	221,661	0,294	22P	0,202	0,2943		
87,9539	0,9159	15,3888	204,1178	1,6374	0,0273	204,0904	0,05879	204,032	0,099	24P	0,196	0,0986		
95,2834	-0,2270	15,1618	208,4090	5,5166	2,5593	210,9684	0,23289	211,201	-0,196	26P	-0,049	-0,1961		
102,6129	-0,9759	14,1859	228,7547	6,2690	3,3051	232,0597	0,30075	232,361	-0,222	28P	-0,209	-0,2229		

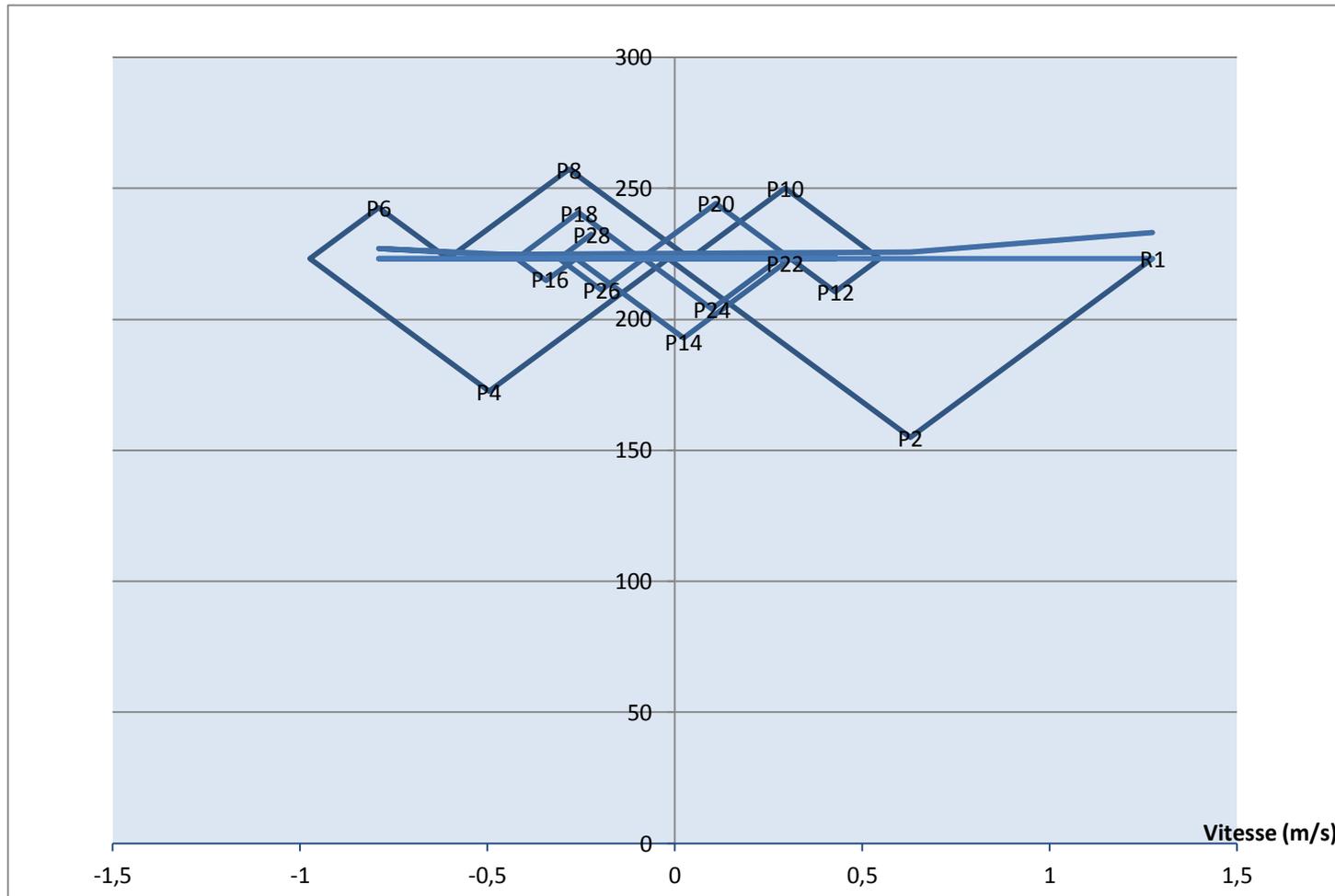


Figure (V.2) : Epure de BERGERON pour la conduite SP Principale- R Handis

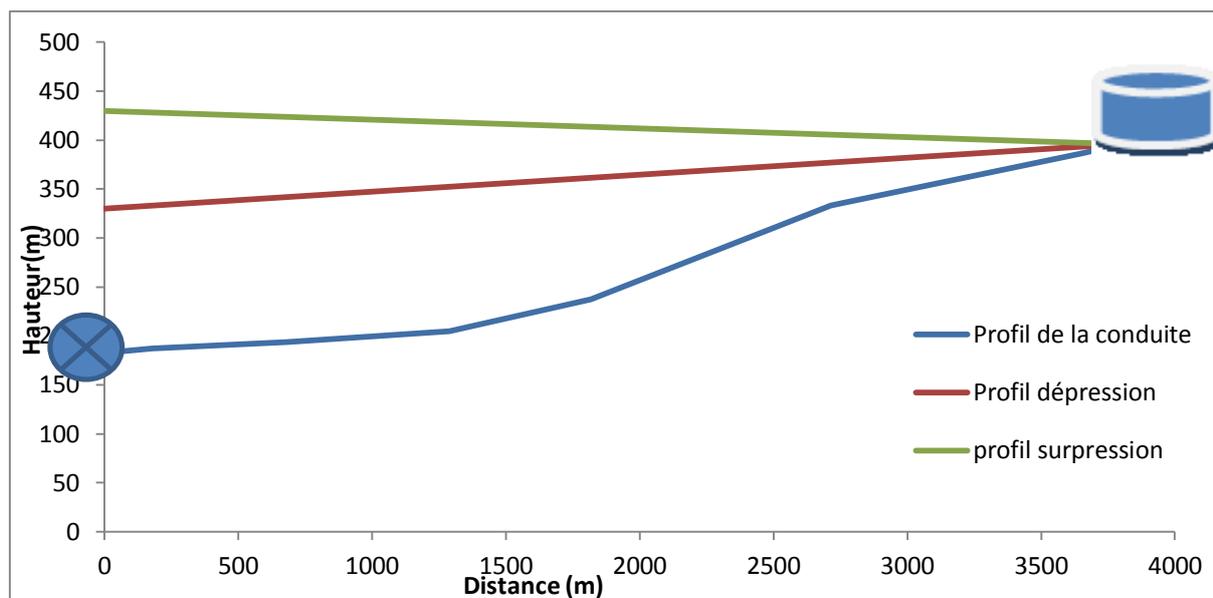


Figure (V.3) : Enveloppe des pressions en régime transitoire du tronçon SP P- R Handis

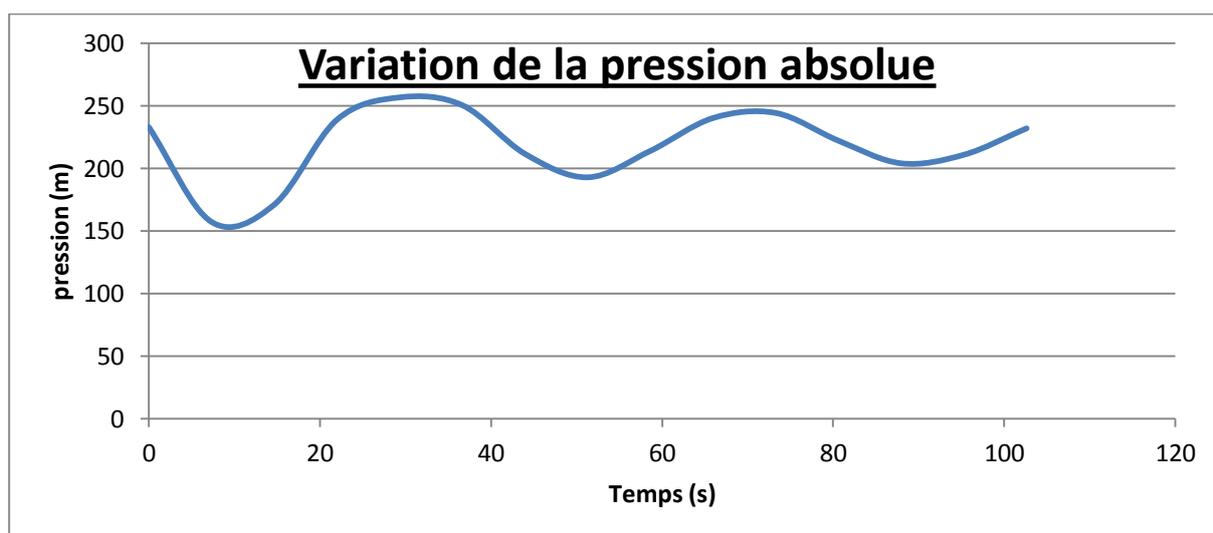


Figure (V.4) : Variation de pression absolue en fonction du temps

V.5.1.1. Dimensionnement du réservoir d'air

Le volume de la cloche sera calculé comme suit [14] (Tableau (V.3)) :

$$V_t = 1,2 * U_{max} = 1,2 * 18,753 = 22,5 \text{ m}^3$$

Avec :

- V_t : Volume total de la cloche ;
- U_{max} : Volume d'air dans la cloche ($U_{max}=18,753 \text{ m}^3$)

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume **25 m³**.

V.5.2. Tronçon SR Taourirth Ouabla - Réservoir Taourirt Ouabla

Données :

- Longueur : $L= 630$ m ;
- Débit : $Q= 0,253$ m³/s ;
- Hauteur géométrique : $H_g= 198$ m ;
- La vitesse : $V=0,896$ m/s ;
- Le diamètre : $D= 0,6$ m ;
- Epaisseur : $e= 9,9$ mm.

Le calcul du coup de bélier avant la protection est donnée dans le tableau (V.4) ci-après :

Tableau (V.4) : Valeurs numériques du coup de bélier (SR T Ouabla-R T Ouabla)

Tronçons	D (m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
SRT.O - RT.O	0,6	9,9	0,896	208	1075,937	98,271	306,271	109,729

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon SR Taourirt Ouabla- R Taourirt Ouabla sont mentionnées dans l'annexe (3)

V.5.2.1. Dimensionnement du réservoir d'air

Le volume de la cloche sera calculé comme suit [14] (Annexe (3)) :

$$U_0 = 20 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,2 * U_{max} = 1,2 * 20,9 = 25,08 \text{ m}^3$$

Avec :

- V_t : Volume total de la cloche ;
- U_{max} : Volume d'air dans la cloche (U_{max}=20,9 m³)

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume **U=25 m³**.

V.5.3. Tronçon SR Ivounachene- Réservoir Takourabt

Données :

- Longueur : $L= 1210$ m ;
- Débit : $Q= 0,152$ m³/s ;
- Hauteur géométrique : $H_g= 60$ m ;
- La vitesse : $V=1,213$ m/s ;
- Le diamètre : $D= 0,4$ m ;
- Epaisseur : $e= 8,1$ mm.

Les valeurs du coup de bélier avant la protection anti bélier sont mentionnées dans le tableau (V.5) ci-dessous :

Tableau (V.5) : Valeurs numériques du coup de bélier (SR Ivounachene -R Takorabt)

Tronçons	D (m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
SRI- RT	0,4	8,1	1,213	70	1121,460	138,668	208,668	-68,668

V.5.3.1. Dimensionnement du réservoir d'air

Le volume de la cloche sera calculé comme suit [14] (Annexe (4)) :

$$V_t = 1,2 * U_{max} = 1,2 * 0,552 = 0,662 \text{ m}^3$$

Avec :

- V_t : Volume total de la cloche ;
- U_{\max} : Volume d'air dans la cloche ($U_{\max} = 0,552 \text{ m}^3$)

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de volume 1 m^3 .

V.5.4. Tronçon SR Riquet- Réservoir Tigounatine

Données :

- Longueur : $L = 1719 \text{ m}$;
- Débit : $Q = 0,289 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g = 232 \text{ m}$;
- La vitesse : $V = 1,473 \text{ m/s}$;
- Le diamètre : $D = 0,5 \text{ m}$;
- Epaisseur : $e = 9 \text{ mm}$.

Le tableau (V.6) suivant, donne les valeurs du coup de bélier avant le dispositif de protection :

Tableau (V.6) : Valeurs numériques du coup de bélier (SR Riquet-R Tigounatine)

Tronçons	D (m)	e(mm)	V_0 (m/s)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
SRR- RT	0,5	9	1,473	242	1095,725	164,526	406,526	77,474

V.5.4.1. Dimensionnement du réservoir d'air

Le volume de la cloche sera calculé comme suit [14] (Annexe(5)) :

$$Vt = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 2,761 = 3,313 \text{ m}^3$$

Avec :

- V_t : Volume total de la cloche ;
- U_{\max} : Volume d'air dans la cloche ($U_{\max} = 2,761 \text{ m}^3$)

D'après le calcul effectué, le volume du réservoir d'air est de $U = 3 \text{ m}^3$.

V.6. Calcul des valeurs de coup de bélier dans les tronçons gravitaires

En régime permanent, la vitesse du fluide dans la conduite ainsi que la ligne d'eau restent constantes. Cependant, le régime transitoire débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour faire des modifications dans son ouverture. Cette manœuvre engendre une modification du débit avec naissance à la vanne une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpression et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge [14].

La valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD (V.5), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $\frac{2*L}{a}$ [7].

Mais dans la pratique, la fermeture de la vanne ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charge sont plus importantes.

Dans notre cas, nous utilisons des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié pour chaque tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

V.6.1. Le système 1 : R Handis- B(E)- B(E)-[R Ighram, R Riquet]

Les valeurs des surpressions et dépression mentionnées dans le tableau (V.7) :

Tableau(V.7) : Calcul du coup de bélier dans le système 1

Tronçon	L (m)	D (m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
RH - Bif(E)	4580	0,7	10,8	1,208	182	1060,241	130,558	312,558	-129,958
Bif(E) - RI	3300	0,45	8,6	1,251	122	1108,967	141,419	263,419	-141,419
Bif(E) -RR	1350	0,5	9	1,355	121	1095,725	151,346	272,346	-151,346

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.8) suivant :

Tableau(V.8) : Calcul du coup de bélier dans le système 1 après le temps de fermeture

Tronçon	L(m)	D(m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	T (s)
RH-Bif(E)	4580	0,7	10,8	1,208	182	1060,241	56,398	238,398	125,602	20
Bif(E) - RI	3300	0,45	8,6	1,251	122	1108,967	56,110	178,110	65,890	15
Bif(E) - RR	1350	0,5	9	1,355	121	1095,725	37,294	158,294	83,706	10

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps de fermeture des vannes se fait comme suit :

- R Handis- Bif (E): **20 Secondes.**
- Bif (E) -R Ighram: **15 Secondes.**
- Bif (E) -R Riquet : **10 Secondes.**

V.6.2. Le système 2 : R Tigounatine- B(E')- B(E')-[R Ikhervane, Adduction secondaire]

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (V.9) :

Tableau(V.9) : Calcul du coup de bélier dans le système 2

Tronçon	L (m)	D (m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
RT-Bif (E')	4006,9	0,5	9	1,227	262	1095,725	137,049	399,049	124,951
Bif(E') - R Ikhervane	3174	0,5	9	0,851	233	1095,725	95,052	328,052	137,948
Bif(E')- Add secon	373,5	0,3	6,8	1,161	77	1144,906	135,498	212,498	-58,498

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.10) suivant :

Tableau(V.10) : Calcul du coup de bélier dans le système 2 après le temps de fermeture

Tronçon	L (m)	D(m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	t(s)
RT - Bif (E')	4006,9	0,5	9	1,227	262	1095,725	25,058	287,058	236,942	40
Bif (E')RIkhervane	3174	0,5	9	0,851	233	1095,725	36,712	269,712	196,288	15
Bif(E') - Add secon	373,5	0,3	6,8	1,161	77	1144,906	8,841	85,841	68,159	10

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps de fermeture des vannes se fait comme suit :

Réservoir T - Bif (E') : **40 seconde;**

Bif (E')- Rikhervane : **15 seconde;**

Bif(E') - Add secon : **10 sec.**

V.6.3. Le système 3 : R Takourabt- B(A)- B(A)-[R D Tazmalt, B(R)]

Les valeurs des surpressions et dépression sont mentionnées dans le tableau (V.11) :

Tableau(V.11) : Calcul du coup de bélier dans le système 3

Tronçon	L(m)	D(m)	e(mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
RT- Bif (A)	5758	0,25	6,8	1,45	230,57	1180,255	174,452	405,022	56,118
Bif (A)- RDT	70	0,15	6	0,851	222	1244,324	107,943	329,943	114,057
Bif (A)- Bif(A')	2725	0,25	6,8	1,161	260	1180,255	139,682	399,682	120,318

Ce système vérifie les pressions nominales de services en surpression et n'admet pas de valeurs négatives en dépression, donc, il est protégé sans lui effectuer des variations de temps de fermeture.

V.6.4. Le système 4 : B(A)- B(R)-[SR Boudjellil, Adduction secondaire]

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (V.12) suivant :

Tableau(V.12) : Calcul du coup de bélier dans le système 4

Tronçon	L(m)	D(m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)
Bif (A)- Bif(A')	2725	0,25	6,8	1,161	260	1180,255	139,682	399,682	120,318
Biff(A')- SRB	919	0,25	6,8	0,76	86,3	1180,255	91,437	177,737	-5,137
Biff(A')- Add Secon	1000	0,15	6	1,115	60	1244,324	141,429	201,429	-81,429

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.13) suivant :

Tableau(V.13) : Calcul du coup de bélier dans le système 4 après le temps de fermeture

Tronçon	L(m)	D(m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	t(s)
Bif (A)- Bif(A')	2725	0,25	6,8	1,161	260	1180,255	139,682	399,682	120,318	/
Bif(A')- SRB	919	0,2	6,3	0,76	86,3	1206,352	23,732	110,032	62,568	6
Bif(A')- Add Secon	1000	0,15	6	1,115	60	1244,324	37,887	97,887	22,113	10

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps de fermeture des vannes se fait comme suit :

- Bif (A')- SRB: **6 Secondes.**
- Bif (A')- Add Secon : **10 Secondes.**

Les valeurs du coup de bélier dans les tronçons gravitaires qui ne sont pas mentionnés dans les systèmes ci-dessus sont récapitulées dans le tableau (V.14) suivant

Tableau (V.14) : Valeur du coup de Béliet dans les conduites gravitaires

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				La pression absolue	La célérité de l'onde	Valeur du coup de béliet	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service de la conduite
	L (m)	D (m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	Ps (m)
Str –SPH	1033	0,8	11,7	1,345	49,8	1047,483	143,615	193,415	-93,815	250
RH -RT.O	1690	0,45	8,6	1,327	60	1108,967	150,010	210,010	-90,010	320
RT.O - R I	6208	0,45	8,6	1,22	78	1108,967	137,914	215,914	-59,914	320

Les valeurs de la dépression sont négatives dans tous les tronçons, donc, afin de minimiser la dépression, on fait varier le temps de fermeture de la vanne.

Supposant que la fermeture de la vanne est linéaire, la valeur du coup de béliet est calculée par la formule de MICHAUD (V.5).

Les nouveaux calculs du coup de béliet sont donnés dans le tableau (V.15) ci-dessous :

Tableau (V.15) : Valeur du coup de Béliet dans les conduites gravitaires

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				La pression absolue	La célérité de l'onde	Valeur du coup de béliet	Surpression maximale	Dépression maximale	Pression de service de la conduite	Temps de fermeture de la vanne
	L (m)	D (m)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	Ps (m)	T (s)
Str - SPH	1033	0,8	11,7	1,345	49,8	1047,483	47,210	97,010	2,590	250	6
RH - RT.O	1690	0,45	8,6	1,327	60	1108,967	30,481	90,481	29,519	320	15
RT.O - RI	6208	0,45	8,6	1,22	78	1108,967	61,764	139,764	16,236	320	25

Pour que les valeurs du coup de bélier soient vérifiées en surpression et en dépression, le temps de fermeture des vannes se fait comme suit :

- STr- SP P : **6 Secondes.**
- R Handis- R T.Ouabla : **15 Secondes.**
- R T.Ouabla- R Ivounachene : **25 Secondes.**

V.7. Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

V.7.1. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure(V.5), Tableau(V.16)) [15]:

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

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

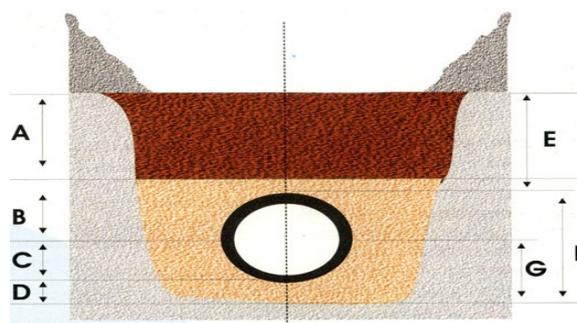


Figure (V.5) : Pose de la conduite en tranchée

Tableau (V.16) : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V.7.2. Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue (Figure (V.6), Figure (V.7)) [15]:

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

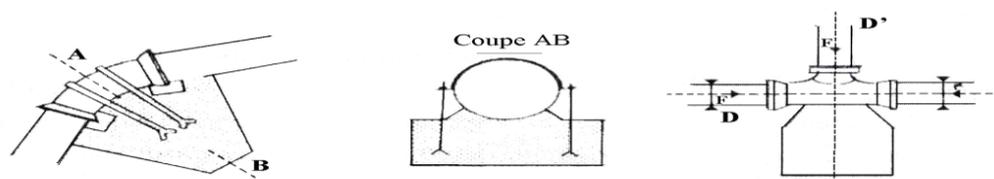


Figure (V.6) : Butée sur coude horizontal

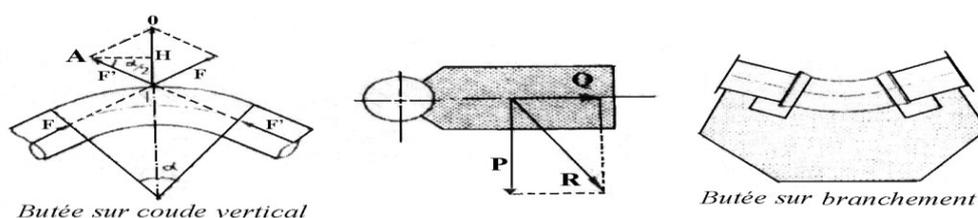


Figure (V.7) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement

V.7.3. Travaux spéciaux

V.7.3.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (V.8)).

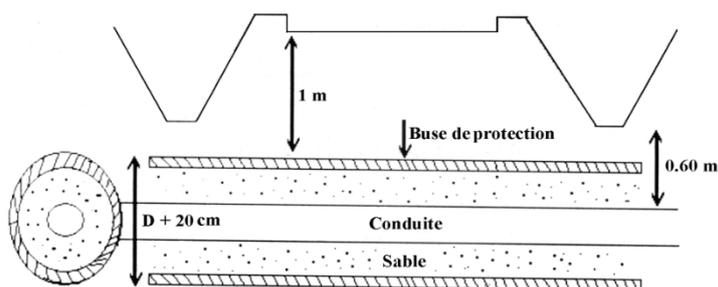


Figure (V.8) : Protection spéciale pour la traversée de route

V.7.3.2. Traversées d'oueds

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées [2] :

- ✓ Approfondissement du lit par érosion,
- ✓ Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (V.9)).

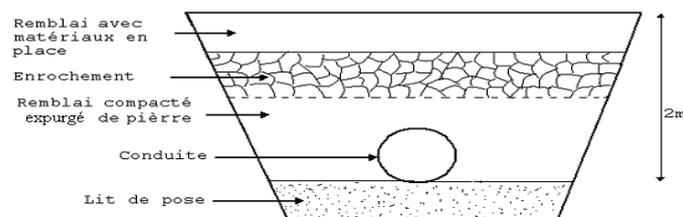


Figure (V.9) : Traversée d'oued

V.7.3.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un [15].

V.7.3.4. Mise en eau et épreuve

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

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

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

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

V.7.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

V.8. Conclusion

D'après les résultats obtenus, nous constatons que les valeurs de surpressions et de dépressions sont importantes, la protection des conduites contre celles-ci se fera à l'aide de réservoir d'air pour les conduites de refoulement et une fermeture lente dans les tronçons gravitaire. La pose des conduites joue un rôle de prévention et assure l'équilibre des tuyaux et la stabilité du réseau.

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1. Généralités

Les réseaux de distribution constituent l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'à l'abonné, avec des pressions suffisantes pour atteindre le point le plus défavorable des immeubles. Il est dimensionné de manière à véhiculer le débit maximal horaire. On distingue plusieurs types de réseau de distribution :

- Réseaux ramifiés.
- Réseaux maillés.
- Réseaux étagés.
- Réseaux combinés.

VI.1.1. Réseau ramifié

Il est composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer. Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées et du nombre moins important des équipements hydrauliques mis en service. Mais il manque de souplesse et de sécurité figure (VI.1).

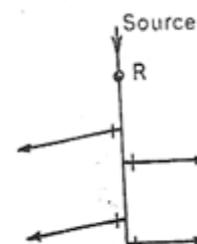
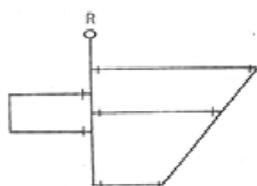


Figure (VI.1) : Réseau ramifié

VI.1.2. Réseau maillé



Ils sont composés de conduites suivant des contours fermés permettant une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinets peut isoler un tronçon accidenté tout en poursuivant l'alimentation des autres usagers. Il est utilisé généralement dans les zones urbaines pratiquement plates figure (VI.2).

Figure (VI.2) : Réseau maillé

VI.1.3. 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.1.4. Réseau étagé

Lorsqu'une agglomération présente des différences de niveaux importantes, la distribution par un seul réservoir n'est pas possible (fortes pressions au point bas), on installe un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour régulariser les pressions.

VI.2. Choix du réseau à adopter

Etant donné que le chef-lieu de Tazmalt présente un relief constitué d'endroits plats et d'autres accidentés, nous admettrons un réseau combiné.

VI.2.1. Matériaux à utiliser

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD pour les avantages dont il dispose :

- Bonne élasticité ;
- Fiabilité au niveau des branchements ;
- Coefficient de rugosité faible ;
- Bonne résistance aux hautes températures ;

- Bonne résistance aux tensions ;
- Facilité de pose ;
- Bonne résistance à la corrosion ;
- Disponible sur le marché.

VI.2.2. Conception du réseau

La conception d'un réseau de distribution est influencée par certains facteurs, tel que :

- Le relief ;
- La disposition du quartier ;
- Assurer un service souple et régulier ;
- L'emplacement des consommateurs principaux.

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- Choisir le lieu de consommation principal ;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement ;
- Tracer les conduites maitresses.

VI.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque de 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.3.1. Déterminer les débits du réseau

VI.3.1.1. 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 :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum S_i} \quad (VI.1)$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (l/s).
- $\sum S_i$: somme de longueurs alimentées par le réseau.

VI.3.1.2. Débits 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 :

$$Q_r = Q_{sp} * S_i \quad (VI.2)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route l/s ;

- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- S_i : Surface alimentée par le tronçon concerné (m).

VI.3.1.3. Débits aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante [7]:

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0.55 \sum Q_{ri} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concerné ;
- Q_{ci} : Somme des débits ;
- Q_{ri} : Débits concentré au nœud i (l/s).

VI.4. Dimensionnement du réseau

Les consommateurs seront alimentés par des branchements piqués sur la canalisation principale, ces dernières devront donc disposer d'un diamètre suffisant pour assurer le débit maximal avec une pression au sol suffisante à alimenter les immeubles.

VI.4.1. Méthode de calcul

VI.4.1.1. Réseau maillé

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de HARDY-CROSS, elle repose sur deux lois :

- 1ère loi (équation de continuité : 1ère loi de KIROCHOFF [3])

La somme des débits qui arrivent aux nœuds est égale à la somme des débits qui y sortent.

- 2ème loi : loi des mailles [3]

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charge est nulle.

$$\sum DH_{I-K} = \sum R_{I-K} \cdot Q^2_{I-K} = 0 \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- R_{I-K} : Résistance de la conduite.

Formule de HAZEN-WILLIAMS

Elle est donnée comme suit [3] :

$$Q = k * H_1 \quad (\text{VI.5})$$

$$H_1 = k * Q^{1.852} \quad (\text{VI.6})$$

$$k = \frac{10.679 * L}{d^{4.871} * C_{HW}^{1.852}} \quad (\text{VI.7})$$

Nous procéderons alors à la vérification de la deuxième loi. Généralement cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de corriger la répartition des débits d'une valeur DQ à ajouter ou à retrancher selon le signe. Cette valeur est donnée par la formule suivante [3] :

$$DQ = \frac{\sum j}{2 * \sum \frac{j_i}{Q_i}} \quad (VI.8)$$

Avec :

- $\sum j$: Somme des pertes de charge du tronçon dans une maille donnée en m.
- j_i : Pertes de charge du tronçon i en m.
- Q_i : Débits repartis préalablement pour le tronçon i en l/s.

VI.4.1.2. Réseau ramifié

Le calcul se fait grâce à la loi mentionnée plus haut.

VI.5. Dimensionnement du réseau

- $Q_{max.h}$: 224.138 l/s
- $\sum S_i$: 684949.4 m²

$$Q_{sp} = \frac{224.138}{684949.4} = 0.0003272 \text{ l/s/m}^2$$

VI.5.1. Centre-Ville

Le schéma du réseau est représenté dans la figure (VI.3) ci-dessous :

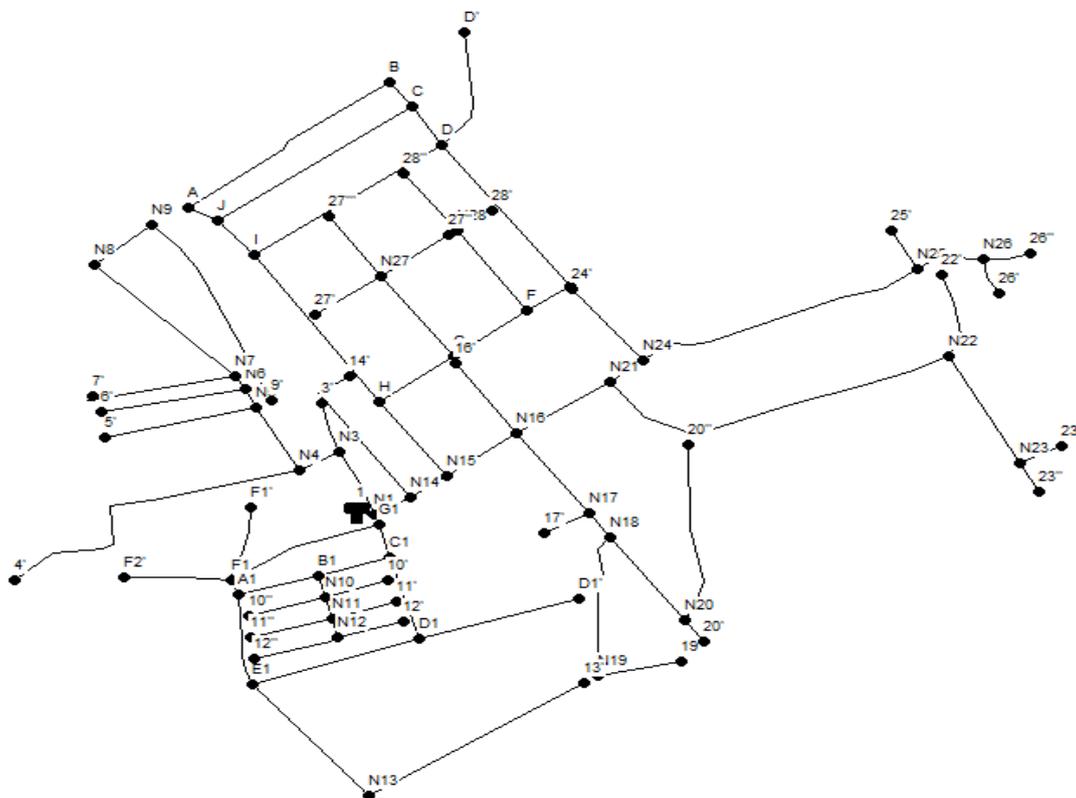


Figure (VI.3) : Réseau de distribution du centre-ville de Tazmalt

Les valeurs du calcul des débits en route, diamètres et vitesses de chaque conduite du réseau de distribution du centre-ville de Tzamlat est donnée dans le tableau (VI.1) ci-dessous :

Tableau (VI.1) : Débits en route, diamètres et vitesses dans chaque conduite du réseau du centre-ville de Tzamlat

N° de tronçon	Surfaces alimentées (m ²)	Q _r (l/s)	D int (mm)	V (m/s)
01---14	565	23,21	220,4	0,61
14---14'	1854	0,45	27,2	0,77
14---15	887,4	22,32	220,4	0,58
15---16	2678,4	10,87	141	0,7
16---17	5757	3,73	79,2	0,76
17---17'	3926	0,64	27,2	1,11
17---18	0	1,5	42,6	1,05
18---19	1034	0,32	21	0,91
19---19'	449	0,07	16	0,37
18---20	742	0,89	34	0,98
20---20"	505	0,3	27,2	0,52
20---20'	1853	0,08	16	0,41
16---16'	2226,4	0,36	27,2	0,63
16---21	3092,4	5,98	96,8	0,81
21---24	1402,05	2,71	63,8	0,85
24---25	1671	1,08	42,6	0,76
25---25'	736	0,12	16	0,6
25---26	802	0,43	27,2	0,74
26---26"	675	0,04	9,5	0,57
26---26'	247	0,11	16	0,55
21---22	3387	1,79	53,6	0,79
22---22'	1131	0,19	21	0,53
22---23	3720	0,86	42,6	0,61
23---23'	643	0,1	16	0,52
23---23"	136	0,02	16	0,11
15---H	2342,2	10,86	141	0,7
1---3	401	5,83	110,2	0,61
3---3'	545,2	0,09	12,1	0,78
3---4	817,8	5,45	96,8	0,74
4---4'	2380	0,39	27,2	0,67
4---5	936	4,39	96,8	0,6
5---5'	3398	0,56	34	0,62
5---6	367,4	3,06	79,2	0,62
6---6'	1988	0,32	27,2	0,55
6---7	183,7	2,32	63,8	0,73
7---7'	894	0,15	21	0,42
7---8	3407	1,44	53,6	0,64
8---9	0	0,89	42,6	0,62
9---9'	2707,9	0,44	27,2	0,76
1---G1	0	10,7	96,8	1,45
G1---F1	2118	3,73	79,2	0,76

F1---F1'	818	0,13	16	0,67
F1---F1''	2266	0,37	27,2	0,64
D1---D1'	4369	0,71	34	0,79
E1---13	2629	1,74	53,6	0,77
13---13'	4017	0,65	34	0,72
F1---A1	434	2,3	42,6	1,62
B1---A1	1338,5	-0,73	34	0,81
A1---E1	808	2,61	79,2	0,53
E1---D1	3773	-0,31	27,2	0,53
B1---10	0	2,16	63,8	0,68
10---11	0	1,42	53,6	0,63
11---12	0	0,68	42,6	0,47
C1---B1	1256,5	3,32	79,2	0,67
C1---D1	1482	2,59	79,2	0,53
G1---C1	818	6,5	110,2	0,68
H---G	2267,2	6,4	96,8	0,87
G---27	460	0,99	42,6	0,7
27---27'	107	0,02	6	0,62
27---27'''	1817	0,3	27,2	0,51
27---27''	882	0,14	16	0,72
G---F	950	4,81	79,2	0,98
F---28	2147	1,08	42,6	0,76
F---E	252	3,18	63,8	0,99
28---28''	252	0,04	9,6	0,57
24---24'	3468,4	0,57	34	0,62
E---D	1656	2,86	63,8	0,9
28---28'	1985	0,32	27,2	0,56
D---D'	3283	0,54	34	0,59
H---I	2515	3,3	96,8	0,45
J---I	368	1,62	53,6	0,72
A---J	941,8	0,47	27,2	0,81
I---D	5314	0,33	27,2	0,57
75	4733,7	0,17	21	0,48
B---A	968,7	0,16	21	0,45
C---B	645,8	-0,11	16	0,53
C---D	493	-0,9	42,6	0,63
0---1	0	39,75	277,6	0,66
10---10'	1035	0,17	21	0,49
10---10''	1254,65	0,2	21	0,59
11---11'	1012	0,17	16	0,82
11---11''	1252,19	0,2	21	0,59
12---12'	1229	0,2	21	0,58
12---12''	838	0,14	16	0,68

Le tableau (IV.2) ci-après représente les débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions pour le réseau de distribution du centre-ville de Tazmalt.

Tableau (VI.2) : Débits aux nœuds, altitudes et pressions aux nœuds du réseau de distribution du centre-ville de Tazmalt

ID Noeud	Altitudes (m)	Débits de demande (l/s)	Pression (m)
Réservoir 1	330	39,75	2
Noeud N1	310	0	21,99
Noeud N3	310,64	0,29	21,1
Noeud 3'	303	0,09	24,35
Noeud N4	310,26	0,68	21,24
Noeud 4'	304	0,39	23,6
Noeud N5	310,9	0,77	20,29
Noeud 5'	312	0,56	17,1
Noeud N6	311,36	0,42	19,69
Noeud 6'	314	0,32	15,03
Noeud N7	312	0,73	18,9
Noeud 7'	315	0,15	14,31
Noeud N8	318	0,56	11,3
Noeud N9	306	0,44	23,07
Noeud 9'	311,89	0,44	10,94
Noeud N10	295,86	0,37	32,64
Noeud 10'	298	0,17	29,45
Noeud 10"	288	0,2	38,06
Noeud N11	290,81	0,37	36,83
Noeud 11"	285	0,2	40,79
Noeud 11'	292	0,17	31,83
Noeud N12	290,34	0,34	36,62
Noeud 12'	288	0,2	37,5
Noeud 12"	283	0,14	31,91
Noeud N13	273	1,09	52,1
Noeud 13'	277	0,65	43,72
Noeud N14	309,76	0,45	22,17
Noeud 14'	291	0,45	36,99
Noeud N15	298,84	0,58	33,04
Noeud N16	290,55	0,8	41,06
Noeud 16'	295	0,36	34,73
Noeud N17	286,84	1,58	43,68
Noeud 17'	285	0,64	42,89
Noeud N18	285,8	0,29	43,77
Noeud N19	278,89	0,24	42,53
Noeud 19'	278	0,07	42,4
Noeud N20	280,87	0,51	44,79
Noeud 20"	286	0,3	36,92
Noeud 20'	278	0,08	47,16
Noeud N21	292	1,47	38,9
Noeud N22	286,32	0,74	39,98
Noeud 22'	285	0,19	39,47
Noeud N23	284	0,74	40,84
Noeud 23'	283	0,1	40,7

Noeud 23"	283	0,02	41,79
Noeud N24	293	1,07	37,41
Noeud 24'	295	0,57	33,88
Noeud N25	287	0,52	39,02
Noeud 25'	285	0,12	39,39
Noeud N26	282,86	0,28	41,51
Noeud 26'	286	0,11	37,15
Noeud 26"	282	0,04	39,79
Noeud N27	298,54	0,53	30,81
Noeud 27'''	301	0,3	27,28
Noeud 27'	299,74	0,02	21,32
Noeud 27"	298,64	0,14	27,01
Noeud N28	298,94	0,72	29,09
Noeud 28'	298	0,32	29,36
Noeud 28"	301	0,04	22,75
Noeud H	299	1,16	32,53
Noeud G	294,9	0,6	35,97
Noeud F	295,49	0,55	34,32
Noeud E	294,94	0,31	34,1
Noeud I	301,69	1,34	29,38
Noeud D	301,59	1,76	26,08
Noeud C	302,6	0,96	24,5
Noeud J	303,19	0,99	27,32
Noeud A	304,79	0,31	24,73
Noeud B	303,79	0,26	22,42
Noeud G1	300	0,48	29,92
Noeud F1	295	0,92	33,75
Noeud A1	290,76	0,42	36,81
Noeud E1	280,56	1,18	46,61
Noeud D1	284,26	1,57	45,12
Noeud C1	306	0,58	23,76
Noeud B1	302	0,42	27,32
Noeud D1'	280	0,71	45,87
Noeud D'	303	0,54	22,87

VI.5.2. Village Thiouririne

Le réseau de distribution du village de Thiouririne est représenté dans la figure (IV.4) :

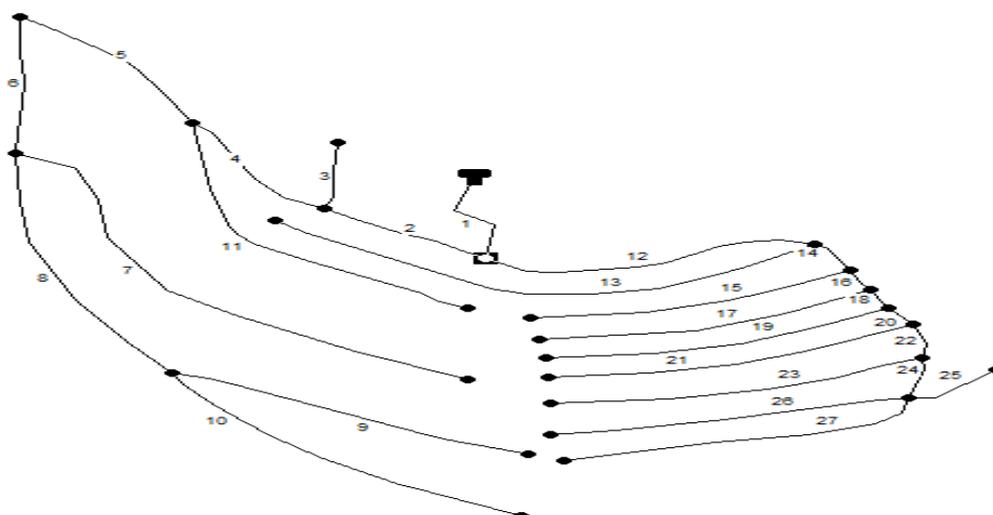


Figure (IV.4) : Réseau de distribution du village de Thiouririne

Les valeurs du calcul des débits en route, diamètres et vitesses de chaque conduite du réseau de Thiouririne est donnée dans le tableau (VI.3) ci-dessous :

Tableau (VI.3) : Débits en route, diamètres et vitesses dans chaque conduite du réseau du village Thiouririne

N° de tronçons	Surface alimentée (m ²)	Qr (l/s)	D (mm)	V (m/s)
R---2	408,925	38,8	277,6	0,64
2---3	1030,795	19,68	176,2	0,81
3---4	1102,593	0,49	27,2	0,84
3---5	430,722	18,06	176,2	0,74
5---6	0	14,79	141	0,95
6---7	453,853	14,59	141	0,93
7---8	3478,563	3,05	63,8	0,95
7---9	2671,587	7,13	96,8	0,97
9---10	4160,775	1,84	53,6	0,81
9---11	2573,755	1,13	42,6	0,8
5---12	3483,7316	1,54	53,6	0,68
2---13	2664,7793	17,31	176,2	0,71
13---14	2730,598	0,76	42,6	0,53
13---15	225,21	14,53	96,8	1,97
15---16	2912,9256	1,3	42,6	0,91
15---17	0	11,84	96,8	1,61
17---18	1672,735	0,73	27,2	1,25
17---19	0	10,38	141	0,66
19---20	2235,3658	1	42,6	0,7
19---21	0	8,39	79,2	1,7
21---22	2380,7936	1,05	42,6	0,74
21---23	0	6,07	63,8	1,9
23---24	2588,682	1,13	42,6	0,8
23---25	270,93	3,67	53,6	1,63
25---26	439,347	0,19	16	0,94
25---27	1871,234	0,84	42,6	0,59

Le tableau (IV.4) ci-après représente les débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions pour le réseau du village de Thiouririne.

Tableau (VI.4) : Débits aux nœuds, altitudes et pressions aux nœuds du réseau de distribution du village Thiouririne

ID Noeud	Altitude (m)	Q demande (l/s)	Pression (m)
Réservoir 1	357	38,8	2
Noeud 2	355,29	1,81	3,6
Noeud 3	346	1,13	12,51
Noeud 4	345,29	0,49	10,81
Noeud 5	328,54	1,73	29,68
Noeud 6	325	0,2	32,43
Noeud 7	315	4,42	41,68
Noeud 8	305	3,05	46,48
Noeud 9	300	4,16	54,45
Noeud 10	295	1,84	56,67
Noeud 11	295	1,13	55,25
Noeud 12	333	1,54	22,65
Noeud 13	332,39	2,03	26,07
Noeud 14	333,12	0,76	22,8
Noeud 15	323,39	1,39	33,92
Noeud 16	334,69	1,3	18,77
Noeud 17	323,1	0,74	33,65
Noeud 18	327,14	0,73	16,73
Noeud 19	319,99	0,99	36,7
Noeud 20	321,19	1	32,95
Noeud 21	315,95	1,26	40,02
Noeud 22	315,69	1,05	37,31
Noeud 23	311,49	1,26	42,49
Noeud 24	309,29	1,13	41,24
Noeud 25	305,49	1,89	46,19
Noeud 26	304,15	0,19	42,37
Noeud 27	300,79	0,84	49,03

VI.5. Modélisation du réseau

Le réseau sera modélisé à l'aide du logiciel EPANET ayant les caractéristiques suivantes :

- 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 [7].

VI.6. 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 bars.

$$P_{si} = C_{pi} - C_{ri} \quad [10] \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- P_{si} : Pression au sol au point i ;
- C_{pi} : Cote piézométrique au point i ;
- C_{ri} : Cote de terrain au pont i.

Les pressions aux nœuds du réseau de centre-ville de Tazmalt sont représentées dans la figure (VI.5) suivante :

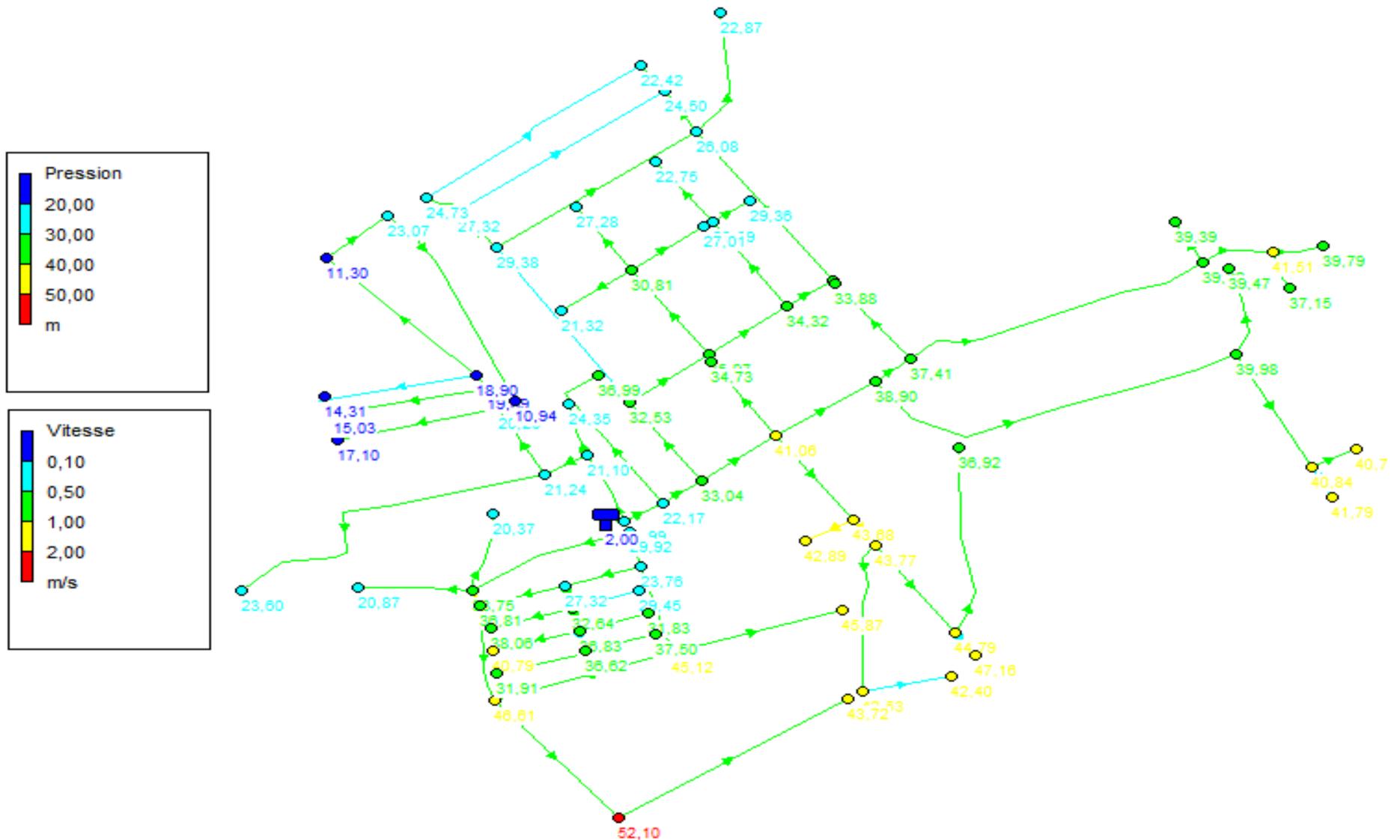


Figure (VI.5) : Pressions au niveau des nœuds du réseau du centre-ville de Tazmalt

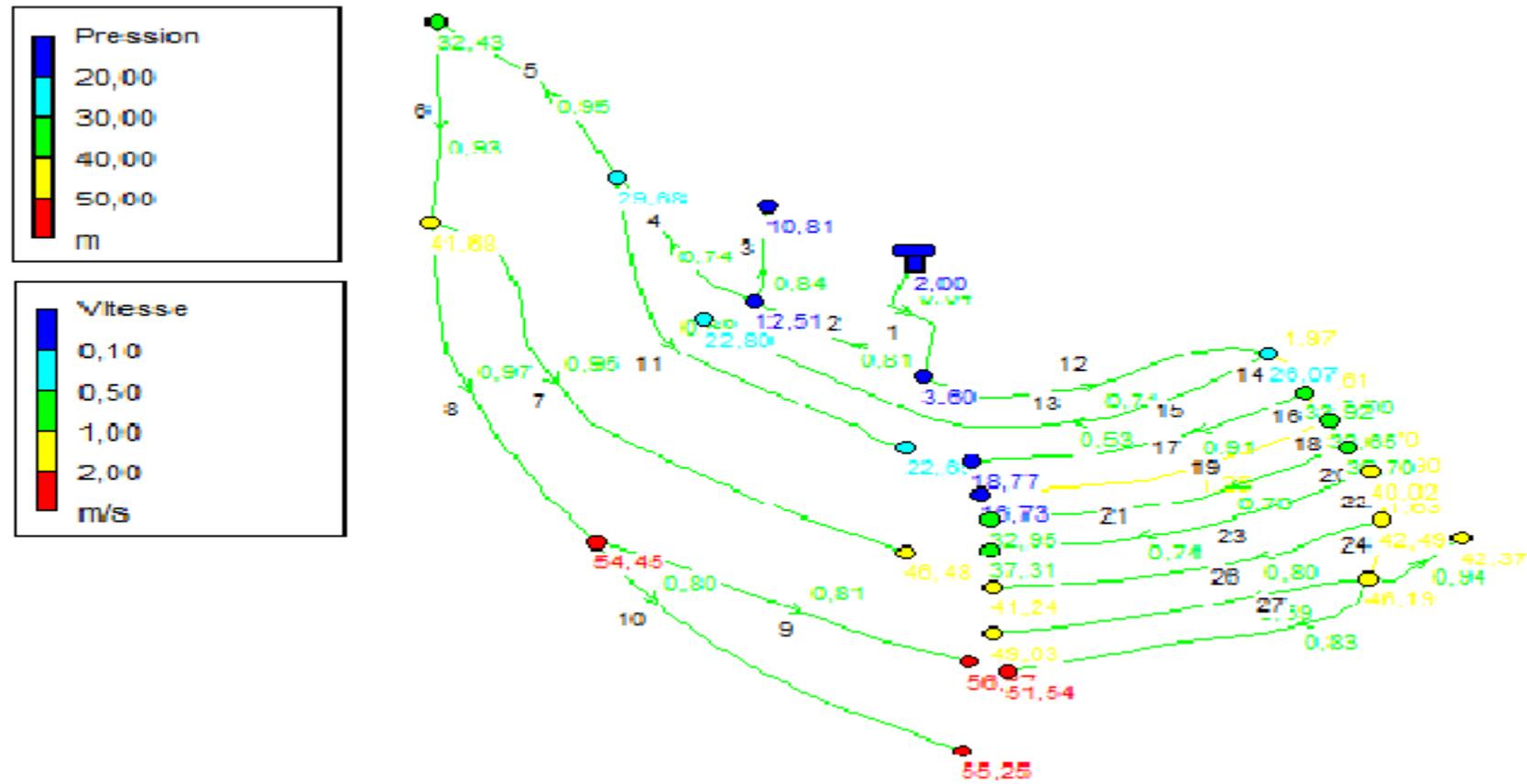


Figure (VI.6) : Pressions au niveau des nœuds du réseau du village de Thiouririne

VI.6.1. 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.7. Equipement du réseau de distribution

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

- A. **Robinets vannes** : ils sont placés au niveau de chaque nœud, ils permettent d'isoler les différents tronçons et de régler les débits.
- B. **Bouches ou pôteaux d'incendies** : ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 1 bar.
- C. **Clapets** : ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement.
- D. **Ventouses** : Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus haut du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.
- E. **Robinets de vidanges** : Ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

VI.7.1. Pièces spéciales de raccordement

- A. **Les tés** : permettent le raccordement de conduites de différents diamètres.
- B. **Les cônes** : Ce sont des convergents ou divergents qui permettent de raccorder des conduites de différents diamètres.
- C. **Les coudes** : Ils sont utilisés en cas de changement de direction.
- D. **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités du réseau de distribution servant d'obturateur final des tronçons.

VI.8. Conclusion

Pour assurer un bon système d'alimentation, les diamètres des tronçons sont déterminés en vérifiant l'acceptabilité des paramètres vitesses et pressions au niveau de ces mêmes tronçons et des nœuds concernés.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet d'alimentation en eau potable des six communes (Tazmalt, Boudjellil, Ighram, Ait-Melikeche, Ait R'zine et Ighil Ali) de la wilaya de Bejaia constitue une priorité à long terme. Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre cette problématique, où il s'est avéré nécessaire de projeter deux nouvelles chaînes d'adduction sur les deux rives du oued Sahel.

Après estimation des besoins pour les horizons futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme (Horizon 2050), qui sont de **55387.86 m³/j** soit **641 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 **38585.376 m³/j**, soit de **446.59 l/s**. Par conséquent, on a un déficit de **16802.484 m³/j** soit **194.47 l/s** 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 les communes d'études, nous avons projeté huit (08) réservoirs de transit, trois (03) réservoirs disposant de stations de reprise, trois (03) bâches de reprise.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement (05 conduites pour un total de 9 km), nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables en se basant sur les formules de Bress et Bonnin. Pour les conduites gravitaires (11 conduites pour un total de 29 km) on s'est appuyé sur les limites de vitesse (V_{max} et V_{min}) en fonction de la charge disponible et sur les pertes de charge.

Le catalogue CAPRARI nous a permis de choisir les pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, Pour la Station de pompage principale on a choisi six (06) pompes (PMS 150/8A), deux (02) groupes de pompes (PM150/ 7B) pour la station Taourirth Ouabla, deux (02) groupes de pompes (PM 150/ 3C), un (01) groupe de pompes (PM 100/ 3B) pour la station de reperise Boudjellil et trois groupes (03) de pompes (PM 150/8C) pour la station de reprise Ivounachene.

Après vérification, nous avons constaté que les tronçons SP Principale -R Handis, SR Taourirth Ouabla – R Taourirth Ouabla, SR Ivounachene - R Takorabt et SR Riquet - R Tigounatine 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 : 25 m³, 25 m³, 1 m³, 3 m³. Quant aux conduites gravitaire nous avons opté pour la fermeture lente de la vanne à fin de minimiser la valeur maximal du coup de bélier.

A l'aide du logiciel EPANET, nous avons simulé le fonctionnement du réseau de distribution du chef-lieu de la ville de Tazmalt après l'avoir dimensionné.

Pour finir, cette étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises durant notre formation d'hydraulicien, et nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme référence.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

[1] www.wikipedia.org

[2] Données fournies par le bureau d'étude N.DEHDOUH

[3] **FRANCOIS, G.B.**, Distribution et Collecte des Eaux, Deuxième Edition. Presses internationales polytechnique. Ecole polytechnique de Montréal, 2000.

[4] **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.

[5] **MOUSSI, M. et KELLAS, N.**, Raccordement des villages de la commune de FRIKAT à partir de la conduite de transfert Koudiet Acerdoune-Ouadhias Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de TIZI OUZOU, 2010.

[6] **AMARA, L.**, Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristiques. Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2010.

[7] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine. Tome II, Edition Eyrolles, 1979.

[8] **BENAHMED, L. et CHIBOUT, L.**, 2008-2009, « Etude du transfert SETIF-HODNA système Est TABLOUT-DRAA DISS. Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2009.

[9] **OUARET, Y. et MAAFRI, O.**, Etude de transfert pour le renforcement de l'A.E.P. de CONSTANTINE à partir du barrage de BENI-HAROUN. Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2006.

[10] **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.

[11] Catalogue de **PAM** pour les diamètres et leurs prix de revient des conduites en fonte.

[12] Logiciel **CAPRARI**.

[13] Catalogue de STPM CHIALI, Tube PEHD Eau Potable, 2015.

[14] **YOUBI, S. et ALLOUNE, N.**, Renforcement de l'A.E.P de la Rive gauche de la commune d'AMIZOUR Wilaya de Béjaia à partir du barrage de Tichy Haff . Mémoire de Fin d'Etude d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2010.

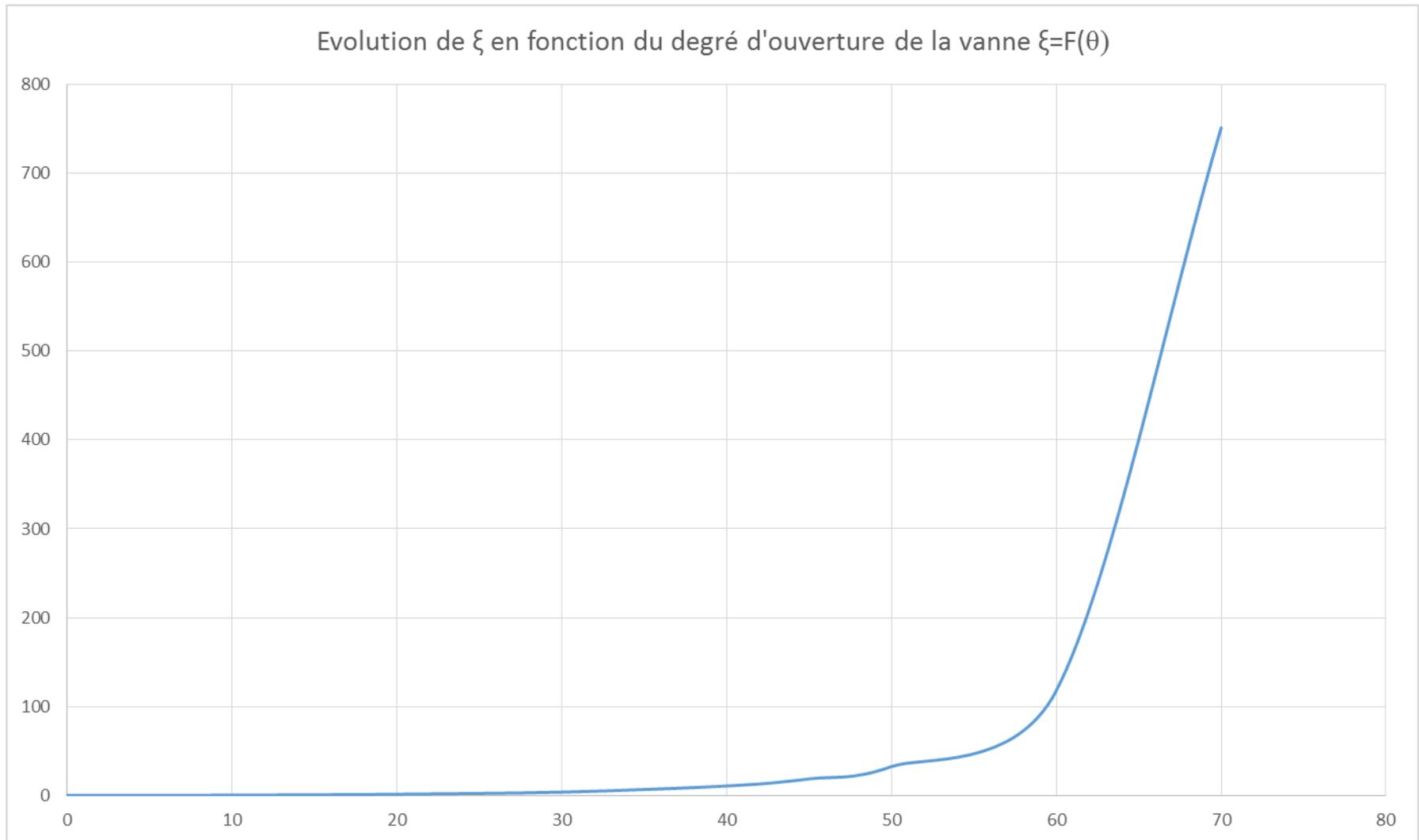
[15] **OUABA, A. et BOUDAUD, A.**, Etude du Transfert Hodna-SETIF système Ouest « IGHIL EMDA-MAHOUANE », Mémoire de Fin d'Etude de Master, Université de BEJAIA, 2014.

ANNEXES

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) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne en fonction de son degré d'ouverture



Annexe(3) : calcul du réservoir d'air de la conduite SR Taourirth Oubla- R-Taourirth Ouabla

Données adduction	
Le débit Q(m3/s)	0,253
La longueur (m)	630
Le diamètre (m)	0,6
L'épaisseur(mm)	9,9
Coéfic K	0,6

Résultats de calcul	
La vitesse V0 (m/s)	0,895
La Section (m²)	0,2827
Célérité a (m/s)	1075,937
Période θ (s)	1,171
Z0 (H0+10) (m)	208
a/g	109,678
B (Bélier) (m)	98,1400
Bmax (m)	296,1400
Bmin (m)	99,8600

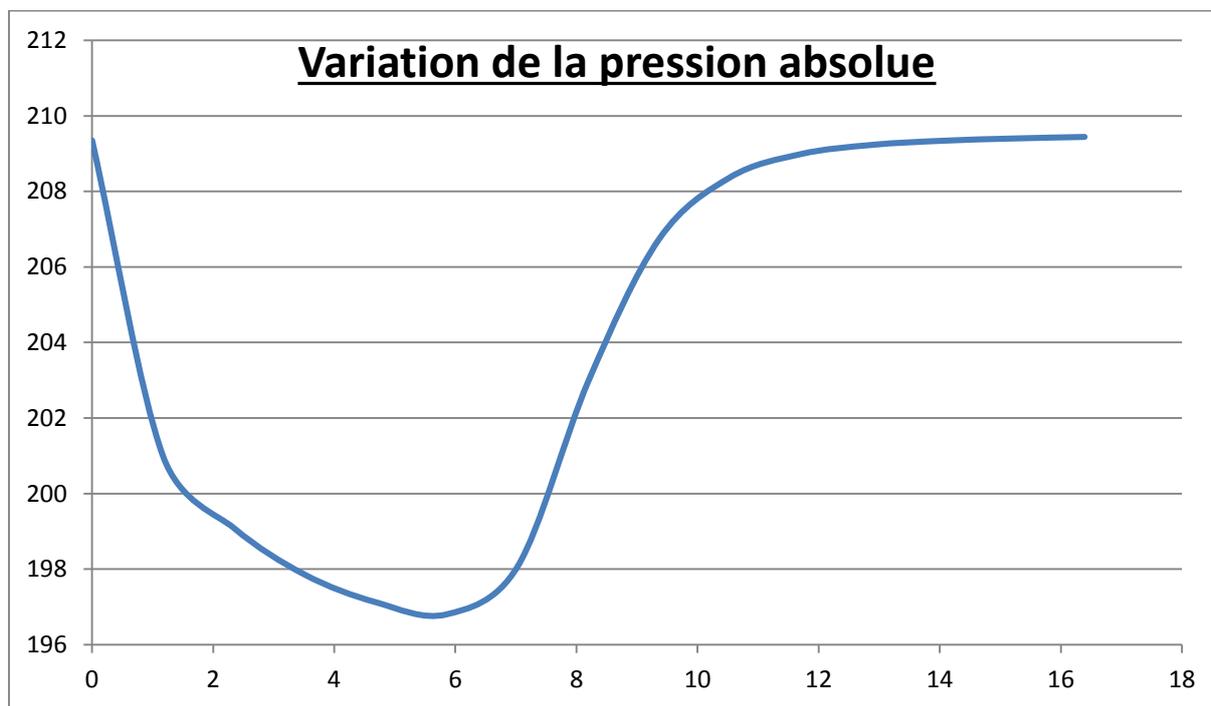
Résultats Reservoir d'air	
Volume U0	20
Umax	20,900
Umin	20,000

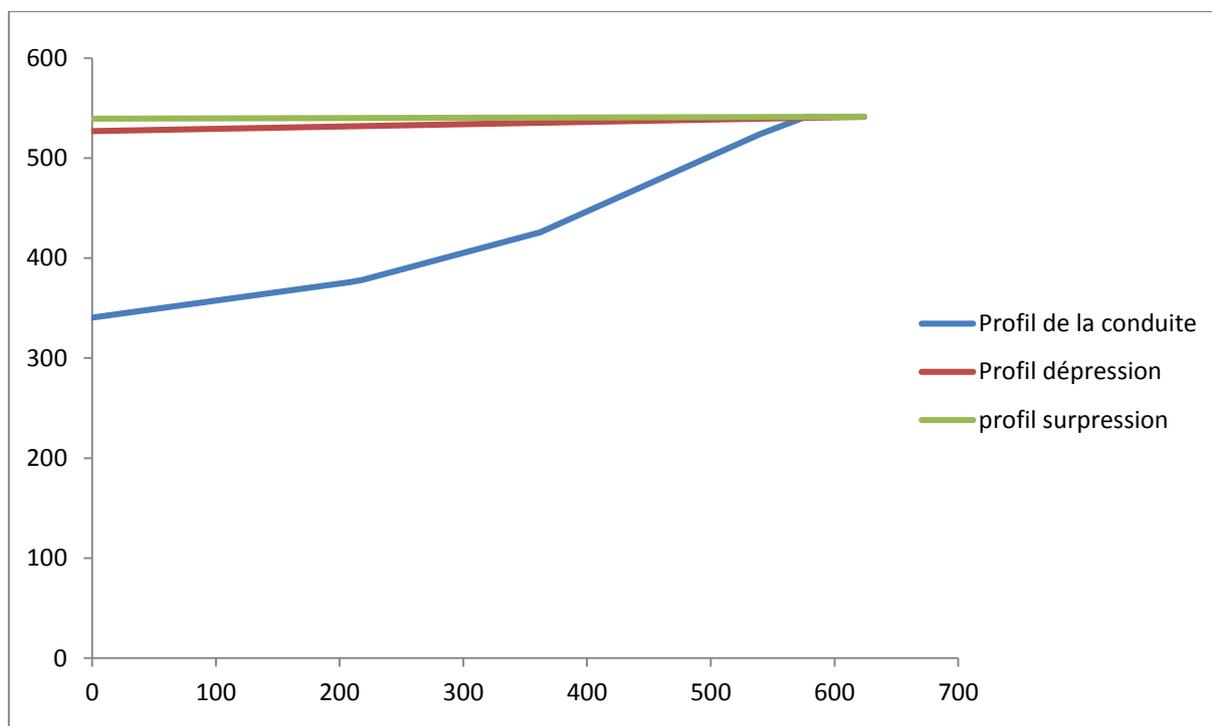
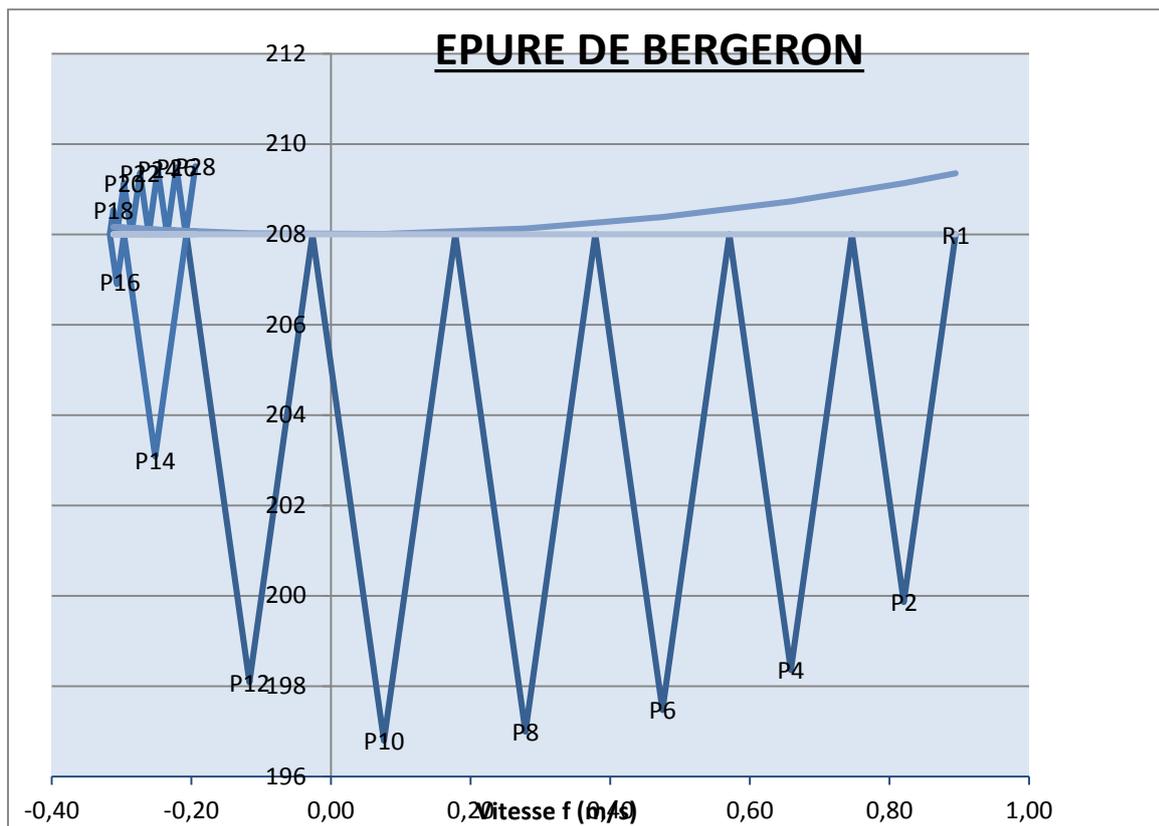
Données du réservoir d'air			
Valeur de k	16,61	Valeur de C	0,45
Valeur de k'	28,13	Valeur de C'	2,05

m	0,347	
m'	0,205	
d Tyèr (m)	0,160	1,444
Dtubulre (m)	0,250	11,196

Résultats des pressions	
Surpression	1,444
Dépression	11,196

Temps	AU	U	Z	Vitesse Tub	$\Delta h1, \Delta h2$	$Z_1 - \Delta h1, \Delta h2$	Perte ch ref	$Z_1 - [\Delta h1 - \delta, \Delta h2 + \delta]$	Vf lu graphe	Désination point	Vitesse moy Vm	Vf choisie	f
0	0	20	209,3484	0	0	209,34839	1,34839	208	0,89	1R			
1,1711	0,2840	20,2840	205,2563	13,6344	4,2637	200,9926	1,13411	199,859	0,821	2P	0,858	0,8206	0,000
2,3421	0,2449	20,5289	201,8364	10,9444	2,7472	199,0891	0,73075	198,358	0,658	4P	0,740	0,6587	0,000
3,5132	0,1876	20,7165	199,2819	7,8889	1,4274	197,8545	0,37968	197,475	0,475	6P	0,567	0,4748	0,000
4,6843	0,1246	20,8412	197,6154	4,6239	0,4904	197,1250	0,13044	196,995	0,278	8P	0,376	0,2783	0,000
5,8554	0,0586	20,8998	196,8400	1,2586	0,0363	196,8036	0,00966	196,794	0,076	10P	0,177	0,0758	0,000
7,0264	-0,0069	20,8929	196,9305	3,2959	1,1350	198,0655	0,02313	198,089	-0,117	12P	-0,021	-0,1172	0,000
8,1975	-0,0610	20,8319	197,7386	7,0819	5,2403	202,9789	0,10678	203,086	-0,252	14P	-0,184	-0,2518	0,000
9,3686	-0,0925	20,7394	198,9741	8,6234	7,7698	206,7439	0,15832	206,902	-0,307	16P	-0,279	-0,3066	0,000
10,5397	-0,1024	20,6371	200,3571	8,7596	8,0172	208,3744	0,16336	208,538	-0,312	18P	-0,309	-0,3115	0,000
11,7107	-0,1007	20,5364	201,7338	8,3334	7,2561	208,9899	0,14785	209,138	-0,297	20P	-0,304	-0,2963	0,000
12,8818	-0,0944	20,4419	203,0396	7,6987	6,1929	209,2325	0,12619	209,359	-0,274	22P	-0,285	-0,2737	0,000
14,0529	-0,0864	20,3555	204,2478	6,9828	5,0947	209,3425	0,10381	209,446	-0,248	24P	-0,261	-0,2483	0,000
15,2239	-0,0778	20,2777	205,3455	6,2310	4,0567	209,4022	0,08266	209,485	-0,222	26P	-0,235	-0,2215	0,000
16,3950	-0,0688	20,2089	206,3255	5,4629	3,1182	209,4436	0,06354	209,507	-0,194	28P	-0,208	-0,1942	0,000

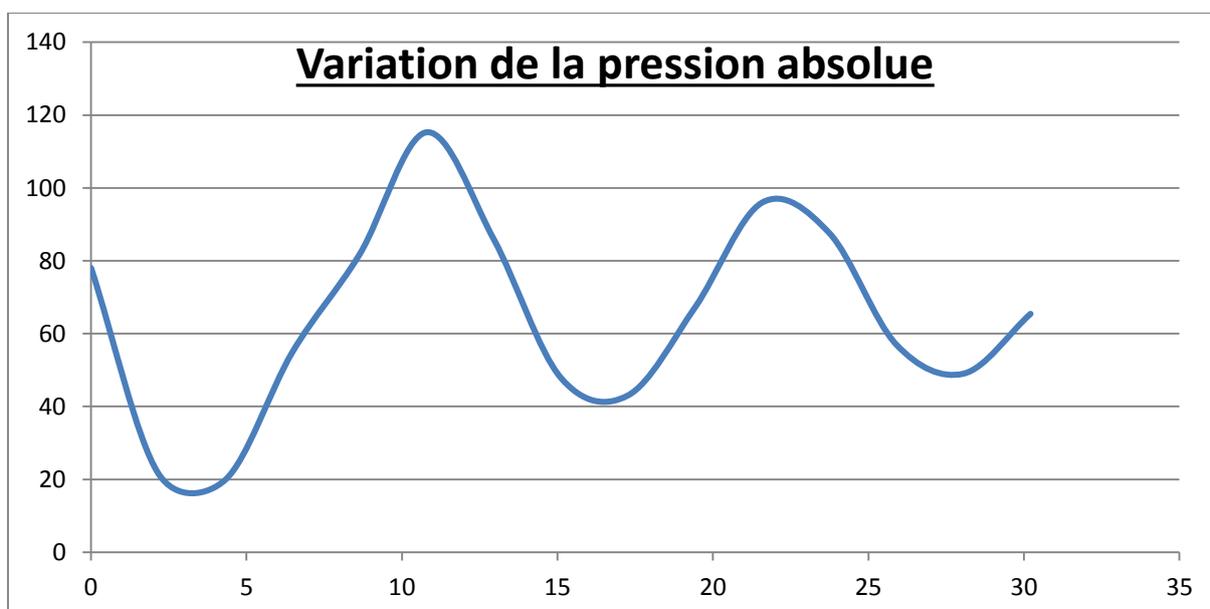


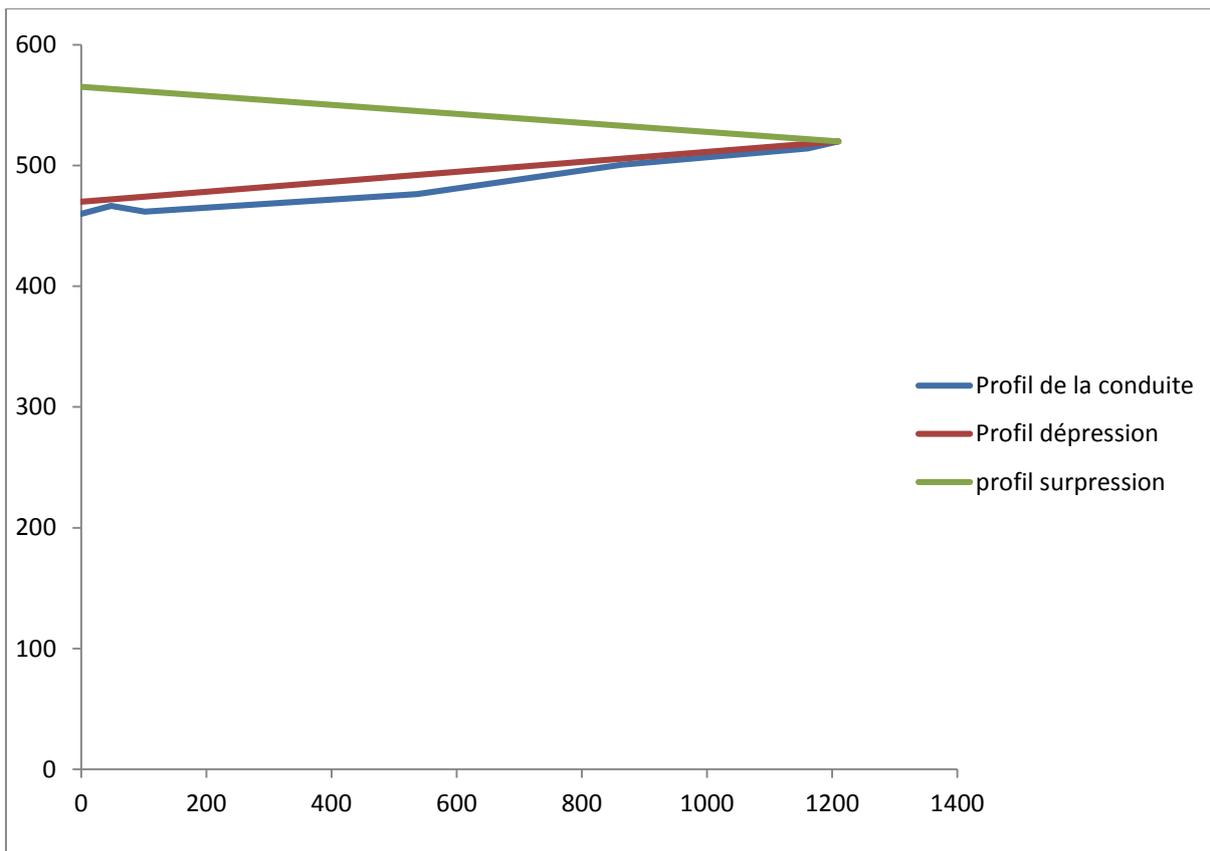
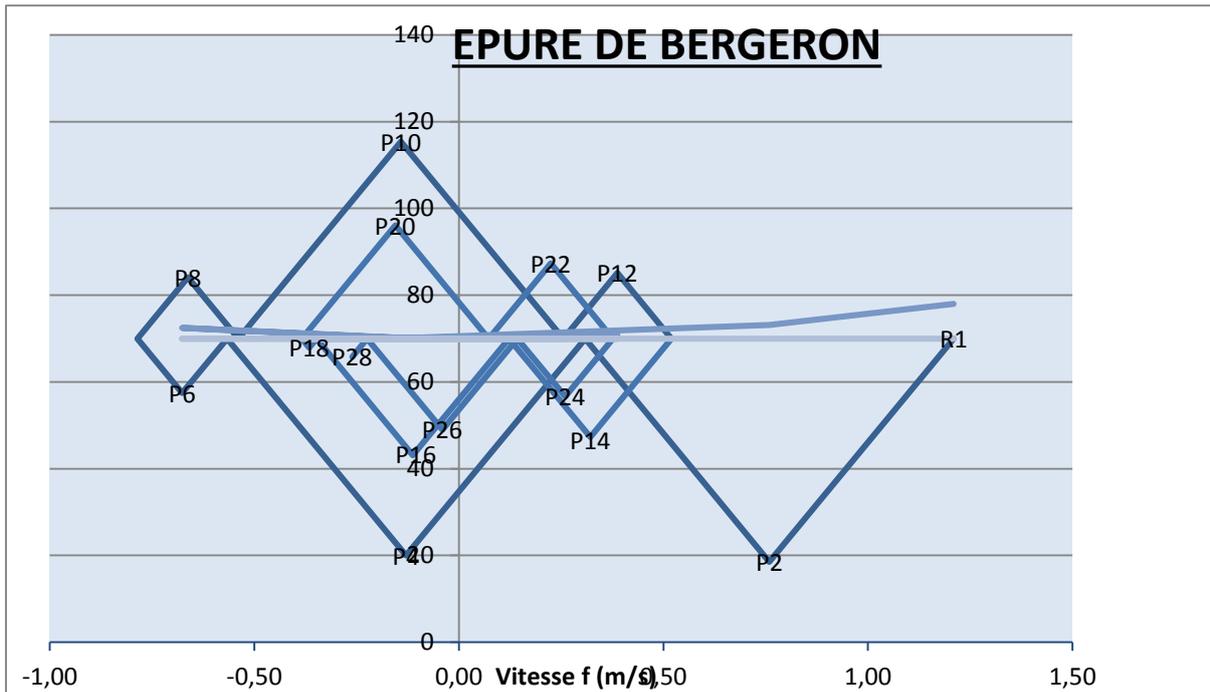


Annexe(4) : calcul du réservoir d'air de la conduite SR Ivounachene- R Takourabt

Données adduction		Résultats de calcul		Résultats Reservoir d'air		Données du réservoir d'air	
Le débit Q(m ³ /s)	0,152	La vitesse V0 (m/s)	1,21	Volume U0	0,2	Valeur de k	15,62
La longueur (m)	1210	La Section (m ²)	0,1257	Umax	0,552	Valeur de C	0,3
Le diamètre (m)	0,4	Célérité a (m/s)	1121,460	Umin	0,153	Valeur de k'	26,45
L'épaisseur(mm)	8,1	Période ° (s)	2,158			Valeur de C'	1,8
Coéfic K	0,6	Z0 (H0+10) (m)	70	Résultats des pressions			
H g	60	a/g	114,318	Surpression	45,269	m	0,455
		B (Bélier) (m)	138,2766	Dépression	50,116	m'	0,269
		Bmax (m)	198,2766			d Tyèr (m)	0,110
		Bmin (m)	-78,2766			Dtubulre (m)	0,150
							45,269
							50,116

Temps	ΔU	U	Z	Vitesse Tub	$\Delta h_1, \Delta h_2$	$Z + \Delta h_1 \Delta h_2$	Perte ch ref	$Z + -[\Delta h_1 - 6, \Delta h_2 + 6]$	Vf lu graphe	Désination point	Vitesse moy Vm	Vf choisie	f
0	0	0,2	77,9941	0	0	77,9940597	7,99406	70	1,21	1R			
2,1579	0,2669	0,4669	23,7993	11,8589	2,1504	21,6489	3,14827	18,501	0,759	2P	0,984	0,7591	0,000
4,3158	0,0854	0,5523	18,8123	3,4185	1,0721	19,8844	0,09129	19,976	-0,129	4P	0,315	-0,1293	0,000
6,4737	-0,1092	0,4431	25,6069	17,8849	29,3458	54,9527	2,49887	57,4516	-0,676	6P	-0,403	-0,6763	0,000
8,6316	-0,1815	0,2616	53,5587	17,5232	28,1708	81,7295	2,39881	84,1283	-0,663	8P	-0,669	-0,6626	0,000
10,7895	-0,1091	0,1525	113,9776	3,7520	1,2915	115,2692	0,10998	115,379	-0,142	10P	-0,402	-0,1419	0,000
12,9474	0,0332	0,1858	86,4937	6,0471	0,5591	85,9346	0,8186	85,116	0,387	12P	0,123	0,3871	0,000
15,1053	0,0960	0,2818	48,2693	5,0131	0,3843	47,8850	0,5626	47,3224	0,321	14P	0,354	0,3209	0,000
17,2632	0,0283	0,3100	42,2227	2,9773	0,8133	43,0359	0,06925	43,1052	-0,113	16P	0,104	-0,1126	0,000
19,4211	-0,0648	0,2452	58,6369	9,6668	8,5731	67,2100	0,73002	67,94	-0,366	18P	-0,239	-0,3655	0,000
21,5790	-0,0707	0,1745	94,4173	4,1182	1,5559	95,9732	0,13249	96,1057	-0,156	20P	-0,261	-0,1557	0,000
23,7369	0,0093	0,1837	87,8273	3,4961	0,1869	87,6404	0,27362	87,3668	0,225	22P	0,034	0,2238	-0,001
25,8948	0,0657	0,2494	57,2520	4,0576	0,2517	57,0002	0,36858	56,6316	0,260	24P	0,242	0,2597	0,000
28,0527	0,0297	0,2791	48,9071	1,0742	0,1059	49,0130	0,00902	49,022	-0,041	26P	0,110	-0,0406	0,000
30,2106	-0,0409	0,2382	61,0595	6,9044	4,3735	65,4330	0,37241	65,8054	-0,261	28P	-0,151	-0,2611	0,000





Annexe(5) : calcul du réservoir d'air de la conduite *SR Riquet- R Tigounatine*

Données adduction	
Le débit Q(m ³ /s)	0,289
La longueur (m)	1710
Le diamètre (m)	0,5
L'épaisseur(mm)	9
Coéfic K	0,6

Résultats de calcul	
La vitesse V0 (m/s)	1,47
La Section (m ²)	0,1963
Célérité a (m/s)	1095,725
Période ^o (s)	3,121
Z0 (H0+10) (m)	242
a/g	111,695
B (Bélier) (m)	164,3995
Bmax (m)	396,3995
Bmin (m)	67,6005

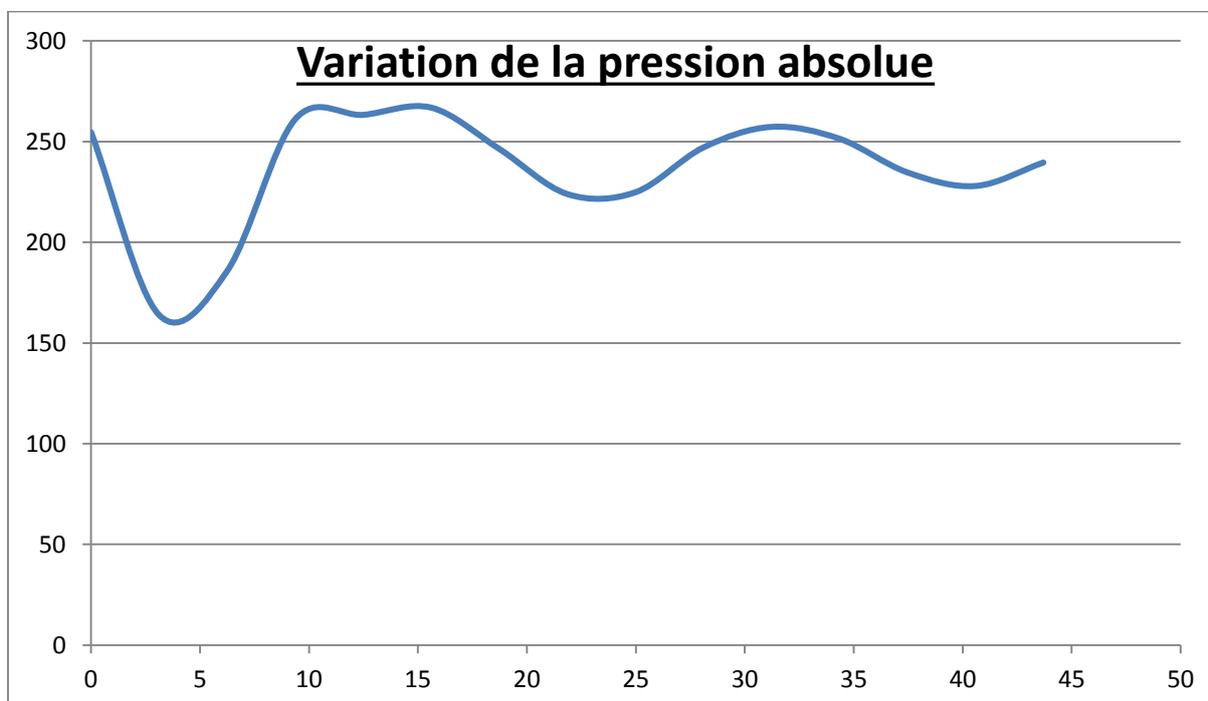
Résultats Reservoir d'air	
Volume U0	2
Umax	2,761
Umin	1,934

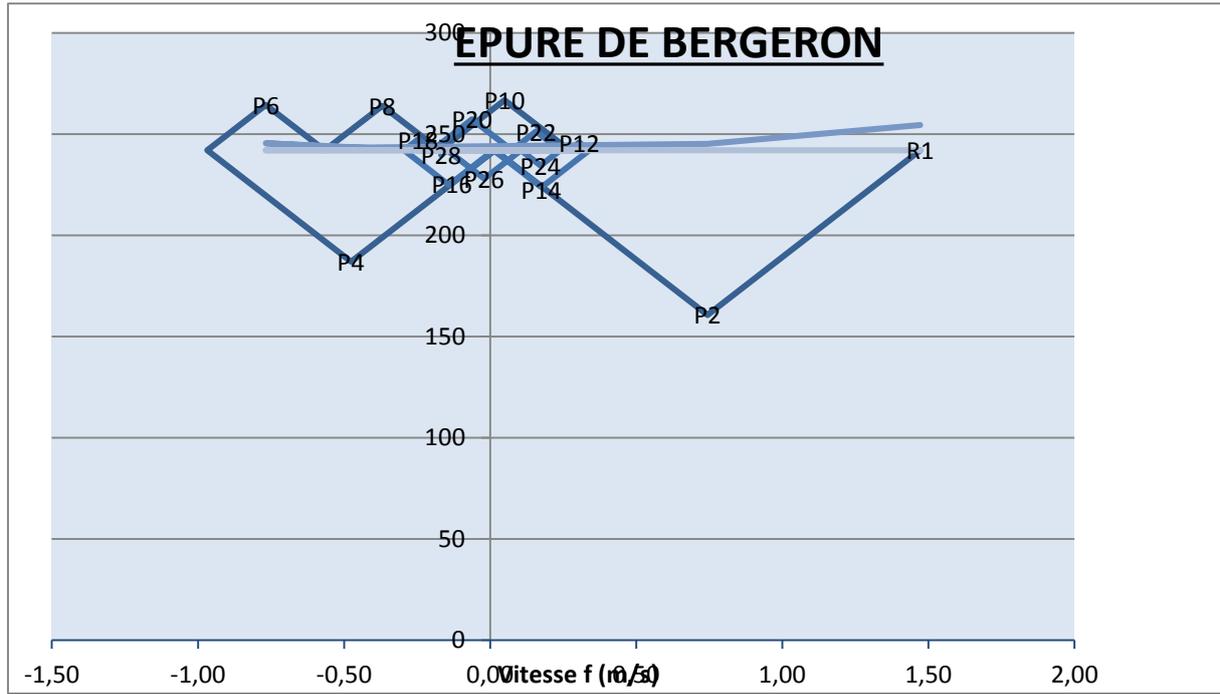
Données du réservoir d'air			
Valeur de k	17,48	Valeur de C	0,6
Valeur de k'	29,59	Valeur de C'	2,34

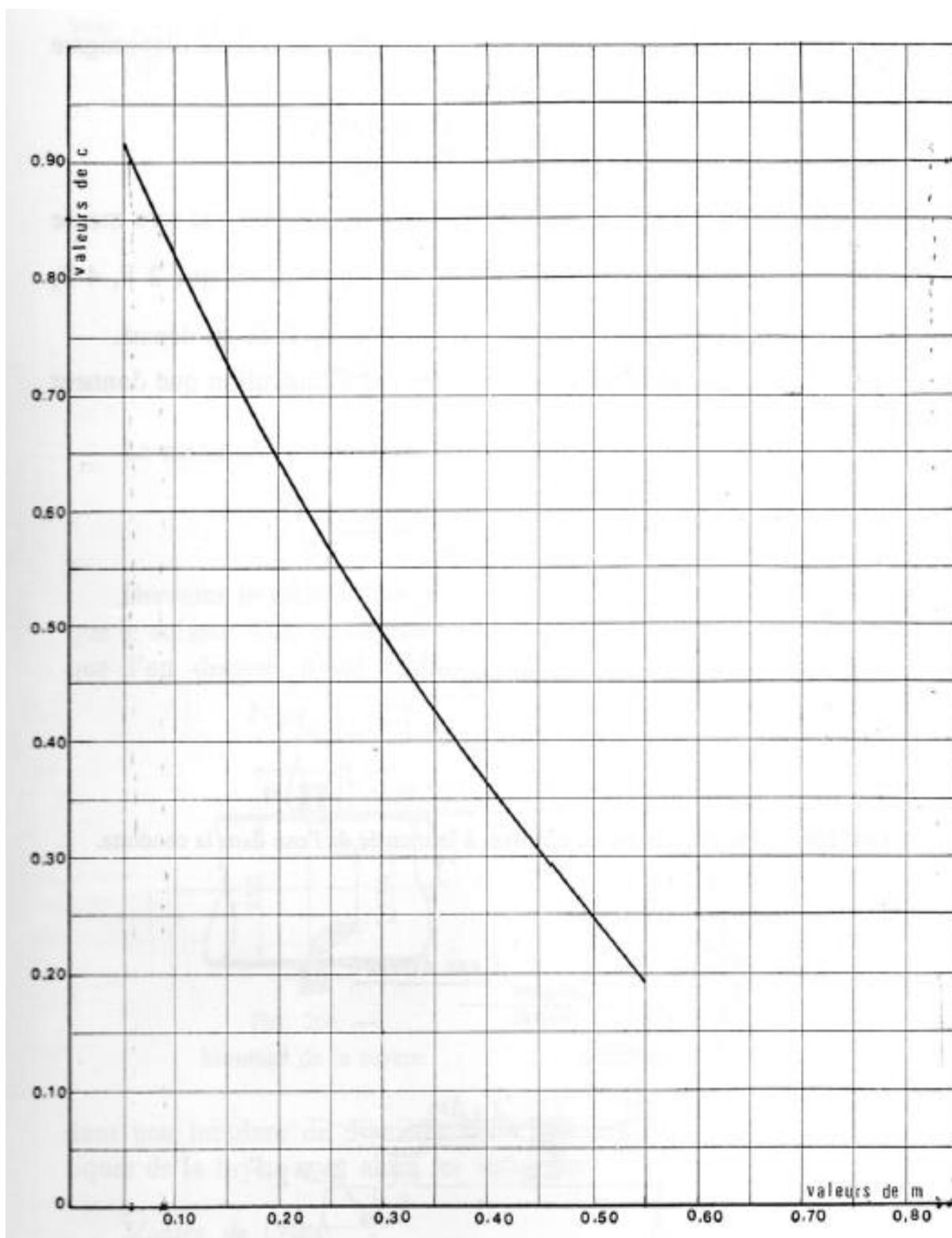
m	0,229	
m'	0,135	
d Tyèr (m)	0,130	24,791
Dtubulre (m)	0,250	78,116

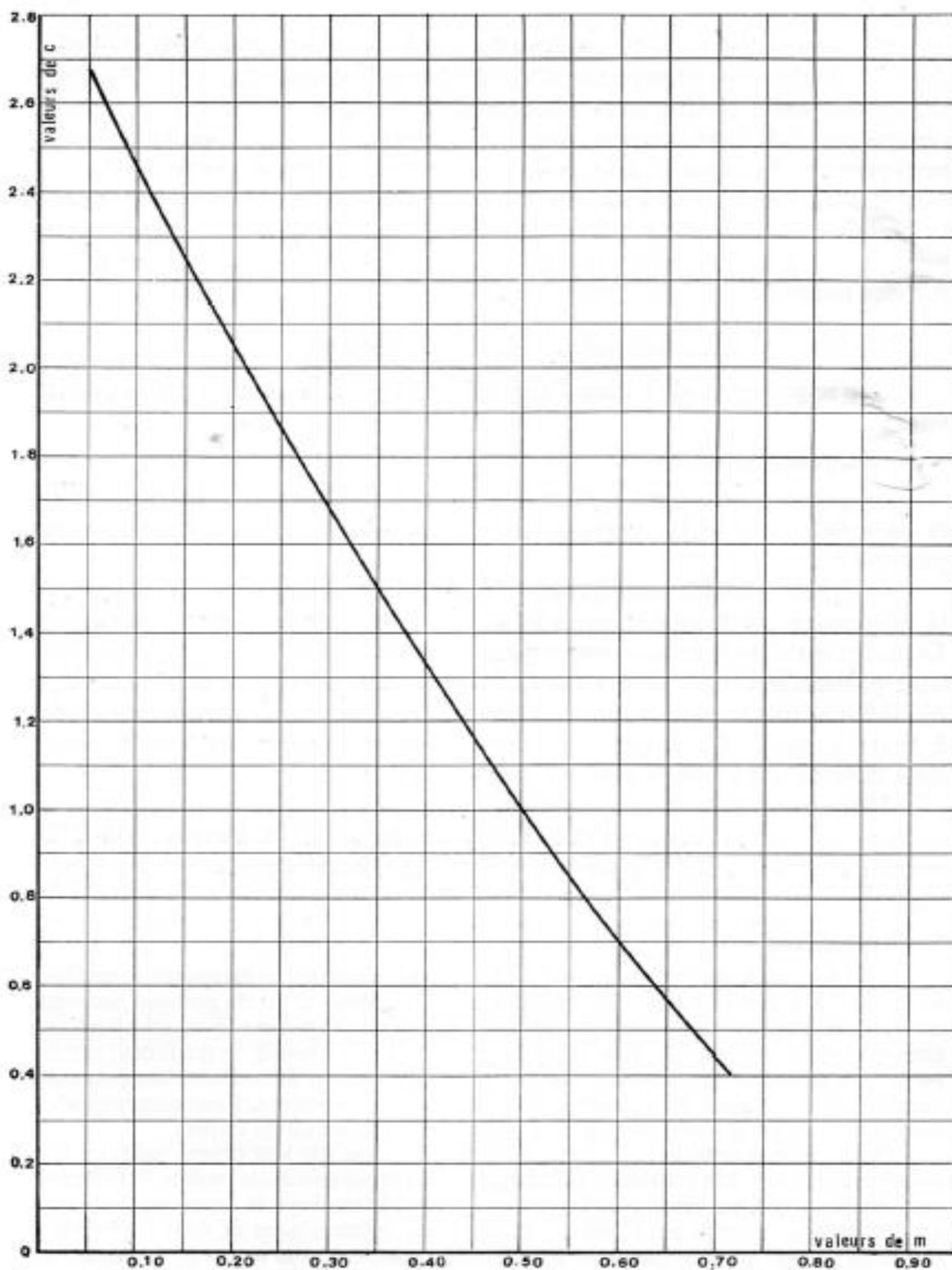
Résultats des pressions	
Surpression	24,791
Dépression	78,116

Temps	ΔU	U	Z	Vitesse Tub	$\Delta h_1, \Delta h_2$	$Z + \Delta h_1 \Delta h_2$	Perte ch ref	$Z + [\Delta h + \delta, \Delta h_2 + \delta]$	Vf lu graphe	Désination point	Vitesse moy Vm	Vf choisie	f
0	0	2	254,5244	0	0	254,524429	12,5244	242	1,47	1R			
3,1212	0,6790	2,6790	169,0522	13,0006	5,1687	163,8835	3,19884	160,685	0,744	2P	1,108	0,7438	0,000
6,2424	0,0820	2,7610	162,0631	14,0879	23,6707	185,7338	1,31084	187,045	-0,476	4P	0,134	-0,4762	0,000
9,3637	-0,3811	2,3798	199,5288	22,7113	61,5180	261,0468	3,40675	264,454	-0,767	6P	-0,622	-0,7676	0,000
12,4849	-0,3482	2,0316	248,9915	10,9211	14,2250	263,2165	0,78775	264,004	-0,369	8P	-0,568	-0,3691	0,000
15,6061	-0,0979	1,9338	266,8138	0,8685	0,0231	266,7908	0,01427	266,776	0,050	10P	-0,160	0,0497	0,000
18,7273	0,1085	2,0423	247,1800	5,3206	0,8657	246,3143	0,53578	245,778	0,305	12P	0,177	0,3044	-0,001
21,8486	0,1474	2,1897	224,2040	3,0702	0,2883	223,9158	0,1784	223,737	0,176	14P	0,241	0,1757	0,000
24,9698	0,0106	2,2003	222,6934	4,1738	2,0777	224,7711	0,11506	224,886	-0,141	16P	0,017	-0,1411	0,000
28,0910	-0,1187	2,0816	240,6726	7,2874	6,3338	247,0064	0,35075	247,357	-0,246	18P	-0,194	-0,2463	0,000
31,2122	-0,0944	1,9871	256,8330	1,8287	0,3989	257,2318	0,02209	257,254	-0,062	20P	-0,154	-0,0618	0,000
34,3334	0,0293	2,0165	251,6171	2,7531	0,2318	251,3853	0,14346	251,242	0,158	22P	0,048	0,1575	0,000
37,4547	0,1013	2,1177	234,9348	3,0229	0,2795	234,6553	0,17295	234,482	0,173	24P	0,165	0,1730	0,000
40,5759	0,0467	2,1645	227,8658	0,6061	0,0438	227,9096	0,00243	227,912	-0,020	26P	0,076	-0,0205	0,000
43,6971	-0,0575	2,1069	236,6235	4,9487	2,9208	239,5443	0,16175	239,706	-0,167	28P	-0,094	-0,1673	0,000





Annexe (6) : valeurs du coefficient dans un diaphragme c

Annexe (7) : valeurs du coefficient dans un diaphragme c'

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études présente un projet d'alimentation en eau potable des six communes sud de la wilaya de Béjaia (Tazmalt, Ighram, Ait-Mellikeche, Boudjellil, Ait-R'Zine et Ighil Ali.), et la distribution du chef-lieu de la ville de Tazmalt. Le tracé commence de la station de traitement Tichy-Haf jusqu'à un réservoir tampon (Handis), de là, il se subdivise en deux adductions, le long des deux rives du oued Sahel (rive droite et rive gauche) sur un linéaire de 37.5 km. 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 du chef-lieu de Tazmalt.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier, distribution.

Abstract

The present memory presents a water supply project of the six departement of south Béjaia (Tazmalt, Ighram, Ait-Mellikeche, Boudjellil, Ighil Ali and Ait-R'Zine), and distribution of Tazmalt's chief town. The route starts from the Tichy-Haf treatment plant to a buffer tank (handis) above, where it is divided into two supply, along both banks of the Oued Sahel (right bank and left bank) on a linear of 37.5km. After estimating future water needs, we proceeded to the sizing of tanks and transmission mains. 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 Tazmalt's chief-town.

Keywords: Potable water alimentation, tanks, water supply, pumps, water hammer, distribution.

ملخص

مذكورة نهاية الدراسة تكمن في مشروع امداد مياه الشرب لستة بلديات في جنوب ولاية بجاية و تزويد مدينة تازمالت بمياه الشرب يبدأ التمديد من محطة المعالجة "تيشي هاف" حتى خزان "حانديس" الذي بدوره يزود ضفتي واد الساحل (الضفة اليمنى و اليسرى) على امتداد 37.5 كلم بعد تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية قمنا بتحجيم انابيب النقل و خزانات المياه وكذلك تم اختيار المضخات المناسبة تمت دراسة المطرقة المائية على كل القنوات وكذا حمايتها من هذه الظاهرة في الاخير تم تحجيم شبكة توزيع المياه لمدينة تازمالت

الكلمات

المضخات, شبكة توزيع المياه, المطرقة المائية.