

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



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de recherche en hydraulique appliquée et environnement Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r AROUSSI Lounis

M^r NEKKAR Lyes

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

RACCORDEMENT EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE ZEMMOURI W.DE BOUMERDES A PARTIR DE LA STATION DE DESSALEMENT DES EAUX DE MER DE CAP DJENET

Soutenu le **30 /06/2015** devant le jury composé de :

- Président : M^r ALLOUACHE. A
- Promoteur: M^r BEDJOU. A
- Examineur : M^r MERAH. F

Année universitaire 2014/2015

REMERCIEMENTS

Au terme de travail, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour achever ce modeste travail.

Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur M^r BEDJOU .A, pour son précieuse aide, son orientation et le temps qu'il nous a accordé pour notre encadrement.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury, qui ont acceptés de juger ce travail, les enseignants de département d'hydraulique qui ont donné de leur savoir, et l'ensemble de personnel de la "D.R.E" de Willaya de Boumerdes.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la mise en œuvre de ce modeste travail.



DEDICACES

*En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce
modeste travail à :*

*A mes parents les plus chers au monde qui m'ont encouragé et soutenu
tout le long de mon cursus.*

A mes très chers frères et sœurs.

A mon petit neveu et mes petites nièces.

A mon camarade Iyes et à toute sa famille.

A tous mes amis sans exception.



A toute la promotion d'hydraulique 2015.

L. LOUNIS



DEDICACES

*En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce
modeste travail à :*

*A mes parents les plus chers au monde qui m'ont encouragé et soutenu
tout le long de mon cursus.*

A mes très chers frères et ma sœur Samira et Nadia.

A tous mes amis sans exception.

A toute la promotion d'hydraulique 2015.

N. Lyes



Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de site	
I.1. Situation.....	2
I.2. Limites administratives.....	3
I.3. Données naturelles	3
I.3.1 topographie	3
I.3.2 Géotechnique et Sismicité	4
I.3.3. Climatologie	4
I.3.4. Hydrographie	4
I.4 Présentation et situation de Zemmouri chef-lieu.....	4
I.5 Situation hydraulique.....	5
I.5.1. Ressources en eaux	5
I.5.2 Schéma d'adduction et de stockage existant.....	6
Chapitre II : Estimation des besoins	
II.1.Evaluation de la situation démographique.....	8
II.2. Evaluation des besoins en eau.....	10
II.2.1 Besoins Domestiques	10
II.2.2 Détermination des Besoins des équipements aux différents horizons	11
II.2.2.1 Besoins scolaires.....	11
II.2.2.2 Besoins administratifs.....	12
II.2.2.3 Besoins socioculturels et économiques.....	13
II. 2.2.4 Besoins sanitaires	14
II.3. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	16
II.4. Variation de la consommation journalière	17
II.4.1. la consommation maximale et minimale journalière	17
A. la consommation maximale journalière	17
B. La consommation minimale journalière	17
II.5. Bilan (Ressources-Besoins).....	19
II.6. Proposition du nouveau système d'AEP de la zone d'étude.....	19
Conclusion	20
Chapitre III : Les réservoirs	
Introduction	22
III.1. Fonctions des réservoirs	22
III.2. Classification des réservoirs	22
III.3. Choix du site d'implantation.....	23
III .4. Choix du type de réservoirs	23
III .5. Fontaineries et équipements des réservoirs	24
III.5.1. La conduite d'adduction	24
III.5.2. Conduite de distribution	24
III.5.3. Conduite de trop plein	25
III.5.4. La conduite de vidange	25
III.5.5. Conduite de by-pass	25
III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	26
III.6. Calcul de la capacité des réservoirs	27

III.6.1. La méthode analytique	27
III.6.2. Méthode graphique	28
III.7. Dimensionnement des capacités de stockage de la zone étudiée	29
III.7.1. Détermination de la capacité du réservoir R1	29
III.7.2. Détermination de la capacité du réservoir R2	32
III.7.3. Détermination de la capacité du réservoir R3	35
Conclusion	37

Chapitre IV. Adduction et pompes

Introduction.....	38
IV.1. Type d'adduction	38
IV.1.1. Adduction par refoulement.....	38
IV.1.2. Adduction gravitaire.....	39
IV.2. Choix du tracé des conduites	39
IV.3.Choix du type des conduites	40
IV.4.	
IV.4.1. ROBINET VANNE	40
IV.4.2. VENTOUSES	41
IV.4.3. Vidange	41
IV.4.4. Les clapets	41
IV.4.5. vanne papillon	42
IV.5. Calculs hydrauliques des adductions en charge.....	42
IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite.....	42
IV.5.2.Calcul de la vitesse d'écoulement.....	43
IV.5.3. Détermination des pertes de charges	43
IV.5.3.1. Les pertes de charges linéaires H_L	43
IV.5.3.2. Les pertes de charges singulières H_S	43
IV.5.3.3. Calcul du coefficient des pertes de charges λ	44
IV.6. Les adduction par refoulement (Etude technico-économique).....	44
IV.6.1. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt	44
IV.6.2. Puissance absorbée par la pompe	45
IV.6.3. Energie consommée par la pompe.....	45
IV.6.4. Frais d'exploitation	45
IV.6.5. Frais d'amortissement	45
IV.7. Adduction par gravité.	46
IV.8. Dimensionnement des différents tronçons.....	46
IV.8.1. Adduction gravitaire.....	46
IV.8.1.1. Dimensionnement de la conduite C1 (R2000m3 vers les R2X500m3)	46
IV.8.1.2. Dimensionnement de la conduite C2 (R2000m3 El Bourd vers les R1).....	47
IV.8.1.3. dimensionnement de la conduite C3 (les R2X500m3 vers R2 de Zaatra)	48
IV.8.1.4. dimensionnement de la conduite C4 (R2X500m3 vers R3)	49
IV.8.1.5. dimensionnement de la conduite C5 (R2X300m3 vers 2X500m3).....	50
IV.8.1.5. Calcul de l'angle de fermeture des vannes	51
IV.8.2. Adduction par refoulement.....	52
IV.8.2.1 dimensionnement de la conduite C6 (Forage ZET 1R vers R (2X300 m3).....	52

IV.9. Choix de la pompe.....	54
IV.9.1. Définitions.....	54
IV.9.2 Le point de fonctionnement d'une pompe.....	54
A- Première variante (Réglage par la réduction du temps de pompage)	54
B- Deuxième variante (Le réglage par la modification de la vitesse de rotation)	55
C- Troisième variante (Le vannage)	56
IV.9.3. La cavitation	56
IV.9.4.Choix de pompe pour le forage (ZET 1R)	56
IV.9.3. Réalisation du point de fonctionnement.	57
Variante (1) .Réduction du temps de pompage.....	58
Variante (2). Variation de la vitesse de rotation.....	58
Conclusion.....	60

Chapitre V. Le réseau de distribution

Définition	61
V.1.Classification des réseaux de distribution	61
V.1.1 Réseaux ramifié	61
V.1.2.Les réseaux maillés.....	61
V.1.3.Réseaux étagés	61
V.1.4.Réseaux à alimentation distinctes	61
V.2.Conception d'un réseau de distribution.....	62
V.3. Choix du système de distribution	62
V.4. Principe de tracé d'un réseau maillé	62
V.5. Choix de type des tuyaux.....	62
V.6.Equipements et accessoires du réseau de distribution	63
V.6.1.Vannes d'isolement (robinets-vannes).....	63
V.6.2. Les décharge.....	63
V.6.3. les bouches et/ou poteau d'incendie.....	63
V.6.4. Bouches de lavage et d'arrosages	63
V.7. Les pièces spéciales de raccord.....	64
V.8.Dimensionnement du réseau de distribution.....	64
V.8.1.Les contraintes de dimensionnement	64
V.8.1.Calcul du réseau maillé	65
Loi des nœuds	65
Loi des mailles.....	65
-Principe de la méthode de HARDY-CROSS.....	65
- débit correctif.....	65
-Calcul des pertes de charges.....	65
V.8.2.Calcul des débits.....	65
A. Le débit de pointe.....	65
B. Le débit spécifique.....	66
C. Le débit de route.....	66
D. Calcul des débits aux nœuds	66
E. Détermination des débits aux tronçons (Débits de dimensionnement).....	66
V.9. présentation du logiciel EPANET.....	67

V.9.1 La capacité pour la modélisation hydraulique	67
V.9.2.Paramètre d'entrée du réseau.....	67
A. Les nœuds de demande.....	67
B. Les réservoirs.....	68
C. Les conduites.....	68
D. Les vannes.....	68
V.10. Dimensionnement de réseau	69
V.10.1. Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).....	69
V.10.1.1. Les résultats de la simulation du réseau.....	71
V.10.2. Vérification de réseau en cas de pointe +incendie.....	77
V.10.2.1. Les résultats de la simulation du réseau (cas de pointe+incendie).....	78
Conclusion	82

Chapitre VI. Pose et protection des conduire

Introduction.....	83
VI.1. Réalisation de tranchées.....	83
VI.1.1. Le tracé	83
VI.1.2. Exécution des tranchées	83
VI.2. Pose de canalisation	84
VI.2.1 La pose dans un terrain ordinaire.....	84
VI.2.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain	84
VI.3. Travaux spéciaux	85
VI.3.1 Traversée des routes	85
VI.3.2 Traversée de la voie ferrée	85
VI.3.3. traversées d'un cours d'eau	86
VI.4. Stabilisation des conduites	87
VI.5. Désinfection des conduites	87
VI.6. Essais hydraulique	87
VI.6.1. Essai sur la canalisation en place	87
VI.6.2. Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	87
V.6.3 Essai général du réseau	87
VI.7 Protection de la conduite contre le coup de bélier	89
VI.7.1.Définition	89
VI.7.2. Causes du coup de bélier	89
VI.7.3 Les risque dus aux coups de bélier	89
A. Risque de forte pression (surpression).....	89
B.Pression négative (dépression)	89
C. Fatigues des conduites	89
VI.7.4.Moyens de protection contre le coup de bélier.....	89
VI.7.4.1. Les volants d'inertie	90
VI.7.4.2. Les soupapes de décharge	90
VI.7.4.3.Les réservoirs d'air	90
VI.7.4.4.Les cheminées d'équilibre	91
VI.7.5.Calcul de la célérité d'ondes	92
VI.7.6.Valeur numérique du coup de bélier	92

VI.7.6.2 Cas de la fermeture brusque	93
- La surpression maximale	93
- La dépression maximale	93
VI.7.7 Calcul du coup de bélier pour la conduite de refoulement étudiée.....	94
Conclusion	94
VI.8 Conclusion générale.....	95

Liste des symboles

A : l'amortissement annuel(Annuité).

a : célérité de l'onde, (m/s).

ACL : agglomération chef lieux.

b : valeur maximale du coup de bélier en mètre de colonne d'eau (mce).

CR : cote de radier (m).

CTP : cote de trop plein (m).

CTN : cote de terrain naturel(m).

CT : court terme.

Dot : dotation journalière (l/j/h).

D : le diamètre de la conduite en (m).

E : Energie consommée par la pompe.

e : épaisseur de la conduite en (m).

e': Prix d'un Kw h (DA).

Fam : Faris d'amortissement (DA).

Fexp : Frais d'exploitation (DA).

g : Accélération de la pesanteur en (m)

Ha : hauteur d'aspiration en (m).

Hd : la dépression maximale (m)

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

HL : perte de charge linéaire(m)

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

HS : perte de charge singulière (m)

Hs : La surpression maximale (m).

HT : pertes de charge total (m).

Hv : pertes de charge à créer par la vanne (m).

H_v : hauteur au point désiré (m).

h_v : tension de vapeur d'eau pompée (m).

J : Pertes de charges par unité de longueur (m/m) ;

Jasp : pertes de charges à l'aspiration (m).

K : coefficient de rugosité équivalente (mm)

K' : Coefficient de pertes de charges.

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité minimale journalier.

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimale journalier.

L : Longueur de la conduite en (m).

l_i : La longueur de tronçon i (m).

L.T : long terme.

m : coefficient du talus en fonction de la profondeur de la tranchée

MT : moyen terme.

n : l'écart d'années entre les deux horizon.

N_i : Nombre d'habitant

NPSH_r : Charge nette minimale à l'aspiration requise donnée par le constructeur (m).

NPSH_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m).

P : Puissance de pompage (Kw).

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

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_r : Prix de revient d'un mètre linière de chaque conduite (DA / ml).

P₀ : Population de base (2008).

Q : débit transite dans la conduite en (m³/s).

Q_c : Débit concentré (l/s).

Q_n : Débit au nœud (l/s).

Q_{moy,j} : consommation moyenne journalière (m³/j).

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j).

Q_p : débit de pointe (l/s).

Q_r : débit de route (l/s).

Q_s : débit spécifique (l/s).

Q_t : Débit au tronçon (l/s).

Q_v : débit au point désiré (l/s).

R⁺_{max} : Résidu maximum positif (%).

R⁻_{max} : Résidu maximum négatif (%).

Re : Nombre de REYNOLDS.

T : Nombre d'heure de pompage (h).

t : taux d'accroissement.

v : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

V : Volume d'eau pompé (l/s)

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

V_T : Volume totale de réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3).

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau et de confort.

β_{max} : Coefficient qui dépend de nombre d'habitant.

μ : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

η : Rendement de la pompe (%).

λ : Coefficient de perte de charge de DARCY.

Θ : Angle d'ouverture de la vanne papillon.

Liste des figures

Figure(I.1) : situation de la zone d'étude.....	3
Figure (II.1) : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizon.....	9
Figure(III.1) : schémas général d'un réservoir semi-enterré.....	23
Figure (III.2) : Adduction avec chute libre.....	24
Figure (III.3) : Conduite de distribution.....	25
Figure (III.4) : Trop plein et vidange.....	25
Figure (III.5) : By-pass d'un réservoir.....	26
Figure (III.6) : Matérialisation de la réserve d'incendie par deux prises.....	26
Figure (III.7) : Matérialisation de la réserve d'incendie par siphon et évent.....	27
Figure (VI.1) : Profil d'une adduction par refoulement.....	38
Figure (VI.2) : Profil d'une adduction par gravité.....	39
Figure (IV.3) : Robinet- vanne.....	41
Figure (IV.4) : Ventouse.....	41
Figure IV.5 : Clapet.....	42
(Figure IV.6) : vanne papillon.....	42
Figure(IV.7) : Profil en long de tronçon C1 [R2000_R (2*500)].....	47
Figure(IV.8) : Profil en long de tronçon C2 [R2000_R1].....	48
Figure (IV.9) : Profil en long de tronçon C3[R (2*500_R2)].....	49
Figure(IV.10) : Profil en long de tronçon C4[R (2*500_R3)].....	50
Figure(V.12) : Profil en long de tronçon C5 [(R (2X300) _R (2X500)].....	51
Figure (IV.14) : Point de fonctionnement de la pompe.....	54
Figure (IV.15) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation	55
Figure (IV.16) : Courbes caractéristiques de la pompe.....	57
Figure (IV.17) : Recherche graphique du point homologue du point désiré.....	59
Figure(V.1) : La vanne d'isolement.....	63
Figure(V.2) : Le poteau d'incendie.....	63
Figure(V.3) : La bouche d'incendie	63
Figure(V.4) : les raccords des conduites en PEHD.....	64
Figure(V.5) : Etat des nœuds du réseau (cas de point).....	74
Figure(V.6) : Etat des arcs du réseau (cas de point).....	75
Figure (V.7) : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe+incendie).....	79
Figure (V.8) : Etat des arcs du réseau (cas de pointe+incendie).....	80
Figure (VI.01) : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.....	85
Figure (VI.02) : Pose de conduite dans un mauvais terrain.....	85
Figure (VI.03) : Schéma type de traversée d'une route.....	85
Figure (VI.04) : Pose de conduite traversée une voie ferrée.....	86
Figure (VI.5) : Traversée d'un cours d'eau.....	86
Figure (VI.6) Butée sur un coude horizontal.....	87
Figure (VI.7) : Butée sur un coude vertical.....	87
Figure (VI.8) : Soupape de décharge	90
Figure (VI.9) : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	91

Figure (VI.10) : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	91
Figure (VI.11) : Cheminée d'équilibre.....	92
Figure (VI.12) : Fermeture lente d'une vanne de sectionnement.....	93

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Caractéristique des forages.....	5
Tableau (I.2) : Caractéristique de la ressource superficielle de ZEMMOURI.....	6
Tableau (I.3): Récapitulatif de l'état des adductions et stockages existants.....	6
Tableau(II.1) : Population de la zone d'étude en 2008.	8
Tableau (II.2) : Evaluation de la population à différents horizons.....	9
Tableau (II.3) : Besoins domestiques à différents horizons.....	10
Tableau (II.4) : Besoins scolaire à différents horizons.....	11
Tableau (II.5) : Besoins administratifs à différents horizons.....	12
Tableau (II.6) : Besoins socioculturels et économiques aux différents horizons.....	13
Tableau (II.7) : Besoins sanitaire aux différents horizons.....	14
Tableau (II.8) : Récapitulatif des différents besoins en eau pour les différents horizons.....	15
Tableau (II.9) : Consommation moyenne journalière en tenant compte des fuites.....	16
Tableau (II.10) : Variation des débits journaliers à différents horizons.....	18
Tableau (II.11) : Ressources disponibles.....	19
Tableau (II.12) : Bilan (Ressource-Besoins).....	19
Tableau(III.1) : Valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitant.....	29
Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir R1.....	30
Tableau (III.3) : les paramètres de calcul de la capacité du réservoir R1.....	31
Tableau (III.4) : Détermination de la capacité du réservoir R2.....	33
Tableau (III.5) : les paramètres de calcul de la capacité du réservoir R2.....	34
Tableau (III.6) : Détermination de la capacité du R3.....	36
Tableau (III.7) : les paramètres de calcul de la capacité du réservoir R3.....	37
Tableau (IV.01) : Variation des pertes de charge de la conduite C1.....	46
Tableau (IV. 2) : calcul des pertes de charges de la conduite 2.....	47
Tableau (IV. 2) : calcul des pertes de charges de la conduite 2.....	47
Tableau(IV.4) : calcul des pertes de charge de la conduite C3.....	48
Tableau (IV.5) : calcul des pertes de charge de la conduite C4.....	49
Tableau (IV.06) : calcul des pertes de charge de la conduite C5.....	50
Tableau (IV.7) : détermination de l'angle de fermeture de la vanne pour chaque tronçon.....	52
Tableau (IV.08) : Calcul de la H_{mt} du tronçon C6 [ZET R1-R (2X300m3)].....	52
Tableau (IV.9) : calcul de frais d'exploitation.....	53
Tableau (IV.10) : calcul de frais d'amortissement.....	53
Tableau (IV.11): calcul de bilan.....	53
Tableau (VI.12) Tensions de vapeur de l'eau en fonction de la température.....	56
Tableau(IV.13) : les caractéristiques de la pompe.....	57
Tableau (IV.14) : Recherche du point homologue du point désiré de la pompe.....	58
Tableau (IV.15) : Calcul de la vitesse rotation pour la pompe.....	59

Tableau (V.1) : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).....	69
Tableau (V.2) : Les débits pour chaque tronçon (cas de pointe).....	71
Tableau (V.3) : Les diamètres obtenus après la simulation.....	72
Tableau (V.4) : Etat des nœuds du réseau (cas de point).....	73
Tableau (V.5) : Etat des tronçons du réseau (cas de pointe).....	74
Tableau (V.6) : Calcul de des débits aux nœuds en cas de (pointe +incendie).....	77
Tableau (V.7) : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe+incendie).....	78
Tableau (V.8) : Etat des tronçons du réseau (cas de point+incendie).....	79
	82
Tableau (V.9) : Les diamètres des conduites de la distribution.....	83
Tableau (VI.1): Choix du coefficient du talus.....	83
Tableau(VI.2) : Calcul de la dépression et surpression maximale tronçons (ZET 1R_2x300m3).....	94

***Introduction
générale***

Introduction

L'eau douce, indispensable à la vie et à toutes les activités économiques, est abondante à la surface de la terre. Mais sa répartition est géographiquement inégale et son accès est dans la plupart des cas difficile. La maîtrise de l'eau est un enjeu majeur pour le développement des sociétés humaines. Depuis l'Antiquité, l'être humain réalise des aménagements pour drainer, irriguer, ou assurer l'alimentation des populations.

L'Algérie est parmi les pays africains qui ont vécu plus d'une décennie de sécheresse, ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités dont celles de la wilaya de **Boumerdes** à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

Le sujet que nous aborderons dans ce présent projet, consiste à élaborer une étude d'alimentation en eau potable de la commune de **Zemmouri** (Wilaya de Boumerdes) ; pour cela nous allons procéder comme suit :

1. Nous débuterons par la présentation de la commune et de la zone d'étude pour décrire les différentes situations : géographique, topographique, climatique et hydraulique du site.
2. Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux différents horizons futurs et établirons un bilan des (besoins_ ressources) pour évaluer le déficit à satisfaire.
3. Le troisième chapitre consistera à dimensionner les réservoirs et à comparer leurs capacités avec celles existantes, pour prévoir les volumes supplémentaires nécessaires, et faire face aux besoins futurs.
4. Dans le quatrième chapitre, nous passerons au :
 - ✓ Dimensionnement de la chaîne d'adduction par une étude technico-économique sur les conduites par refoulement et une étude technique sur les conduites par gravité.
 - ✓ choix de pompe la plus adéquate, répondant aux exigences du projet, en cherchant son point de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications.
5. Le cinquième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution de l'agglomération de chef lieu de la commune, en choisissant le système de distribution convenable.
6. Après avoir dimensionner les conduites, nous verrons dans le dernier chapitre :
 - ✓ Les différentes techniques de la pose de conduites.
 - ✓ La protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, dont nous étudierons les causes qui peuvent lui donner naissance, les différents dispositifs de protection et la valeur numérique du coup de bélier afin de placer des ouvrages de protection sur les tronçons concernés.

Chapitre I

Présentation du site

I. Présentation et situation de la commune

I.1. Situation

La commune de Zemmouri se situe au Nord de la wilaya de BOUMERDES, Son chef-lieu est l'agglomération de zemmouri, qui se positionne au centre de la commune. [1]

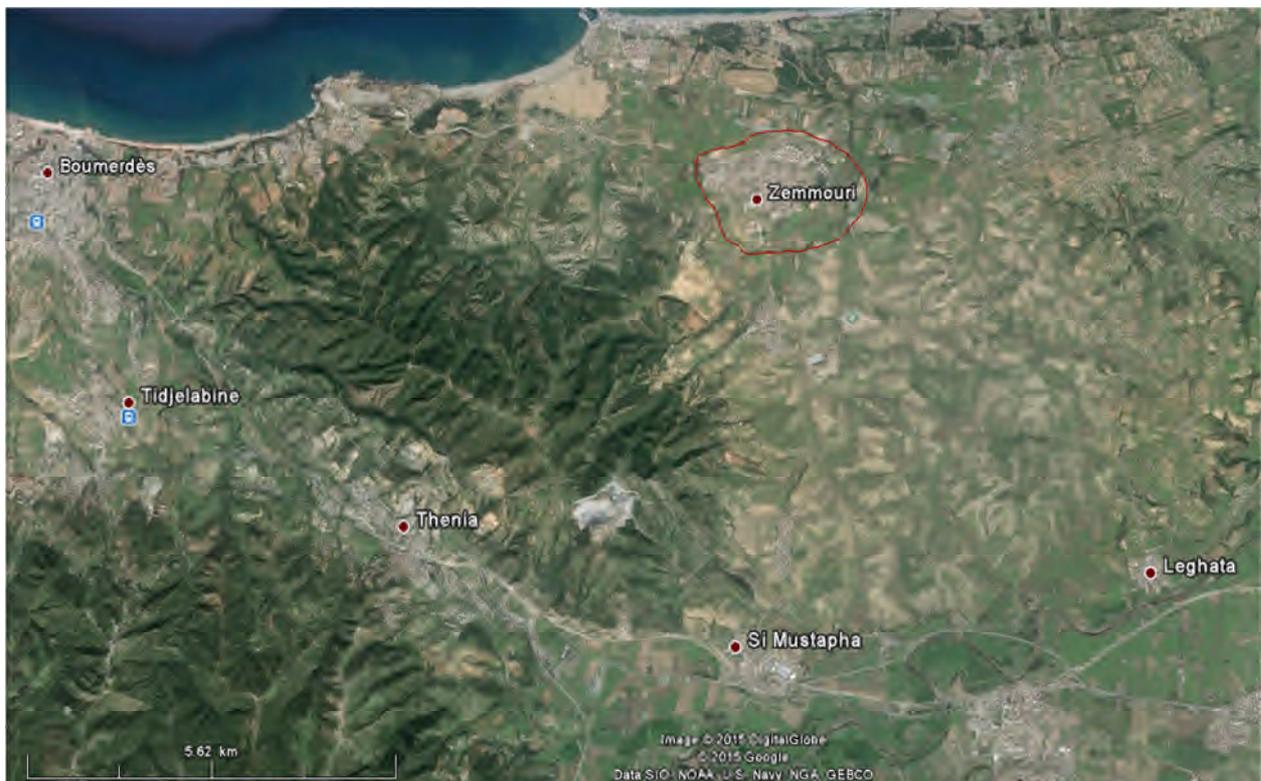
Le territoire de la commune de Zemmouri s'étend sur une superficie de 5050Ha.

I.2. Limites administratives

Cette portion territoriale de la wilaya de BOUMERDES se trouve limitée comme suit (Figure I.1) :

- ✓ Au Nord : Par la Mer Méditerranée
- ✓ A l'Est : Par la commune de LEGHATA
- ✓ Au Sud : Par la commune de SI MUSTAPHA
- ✓ A l'Ouest : Par la commune de THENIA

La commune de ZEMMOURI est traversée par la Route Nationale 24D reliant le chef lieu à la commune de SI MUSTAPHA et RN 24 desservant BOUMERDES à DELLYS via le littoral, elle dispose d'un réseau de chemins de wilaya permettant la communication des différentes localités de commune, tout en desservant les communes limitrophes (CW 220 ,CW 25) quant au reste du réseau de communication, il se compose de chemins vicinaux et de pistes carrossables reliant les différentes fractions de la zone éparse.



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

I.3. Données naturelles

I.3.1 topographie

La commune de ZEMMOURI est caractérisée par quatre grands ensembles topographiques distincts à savoir :

- ✓ Une zone montagneuse située au Nord Ouest de la commune dont l'altitude moyenne avoisine les 400 m.
- ✓ Une plaine littorale large de 1KM avec des pentes inférieures à 3%.
- ✓ Un ensemble de petites collines situées au Centre de la commune dont l'altitude varie entre 90 et 110 m.
- ✓ Et enfin, un cordon dunaire qui longe toute la côte.

I.3.2 Géotechnique et Sismicité

I.3.2.1 Cadre Géotechnique

L'étude des paramètres physico-mécaniques, obtenus à partir des investigations et essais géotechniques des formations géologiques, révèle des caractéristiques géotechniques moyennes à bonnes dans l'ensemble, exception faite des alluvions récentes. On peut donc distinguer quatre zones géotechniques dans notre secteur :

- ✓ la zone des sables rouges d'âge quaternaire présentant des caractéristiques géotechniques moyennes à bonnes, qui occupent la plus grande superficie dans la ville de ZEMMOURI.
- ✓ La zone des sables dunaires (sable fins à grossiers) d'âge quaternaire ayant de bonnes caractéristiques géotechniques avec une surface d'extension Est Ouest.
- ✓ La zone des formations alluvionnaires (au niveau des oueds) présentant des caractéristiques géotechniques mauvaises. Le tassement est le problème caractéristique de cette zone.
- ✓ La zone de la formation marneuse, altérée au sommet et saine à la base, présente des caractéristiques géotechniques bonnes dans l'ensemble. Cette formation marneuse se trouve souvent en profondeur au niveau de Zemmouri et en surface à Zaatra, elle est très homogène ce qui exclut tout tassement.

I.3.2.2 Cadre Sismique

La région d'Alger – Boumerdes, appartenant au segment central de la chaîne tellienne de l'Algérie du Nord, est caractérisée par une déformation tectonique africaine et eurasienne.

Une synthèse des données sismo-tectoniques de la région d'Alger -Boumerdes montre que notre zone d'étude se situe dans une région caractérisée par une activité néotectonique. Cette activité est témoignée par la présence de failles actives potentielles, telles que celles du sahel, de Thénia, la faille Sud mitidjienne, et celles supposées en mer.

Le zoning sismique établi par le R.P.A 2003 suite au séisme du 21 mai 2003 et qui a touché la région de Boumerdes et ses environs, situe la région de Zemmouri dans une zone de forte sismicité.

I.3.3. Climatologie

La zone d'étude de ZEMMOURI subit le climat méditerranéen, ce dernier est caractérisé par deux saisons distinctes, un hiver froid et humide et un été très chaud.

La pluviométrie atteint les 800 mm / an, quant aux vents, on note l'alternance de la brise de montagne avec celle de la vallée.

I.3.4. Hydrographie

La zone d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez riche, il se compose essentiellement de l'ensemble des oueds :

- ✓ Oued EL MERDJA au centre de la commune.
- ✓ Oued BOUDISSA à l'Est de la commune.
- ✓ Oued ZAATRA au Sud de la commune.

I.4 Présentation et situation de Zemmouri chef lieu

Le Chef lieu de la commune est l'agglomération de ZEMMOURI, elle se positionne au centre de la commune et elle se trouve limitée comme suit :

- ✓ Au Nord : Par Zemmouri El-Bahri (Agglomération secondaire).
- ✓ A l'Est : Par Cap Djenet.
- ✓ Au Sud : Par Zaatra (A.S).
- ✓ A l'Ouest : Par El-Kerma.

I.5 Situation hydraulique

I.5.1. Ressources en eaux

I.5.1.1. Eaux Souterraines

La ville de ZEMMOURI, s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau potable à partir de la ressource souterraine depuis longtemps. D'après les renseignements (A.P.C), trois forages ont été exploités :

- Forage SAHEL
- ZET 1R
- ZET 4

La situation de ces forages près des côtes littorales et leurs faibles profondeurs ont contribué à la dégradation de la qualité des eaux, le tableau suivant illustre les caractéristiques des forages.

Tableau (I.1) : Caractéristique des forages.

Forages	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	
Forage Sahel	---	---	En Arrêt	A cause de la Salinité
ZET4	---	---	En Arrêt	Mauvaise qualité physico chimique
ZET 1R	12	1036,8	En service	/

I.5.1.2. Eaux superficielles

La Wilaya de BOUMERDES a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT qui se trouve à l'Est de la ville de Tizi Ouzou.

La commune de ZEMMOURI est parmi celles qui bénéficient des eaux régularisées de ce barrage.

Le débit destiné pour le renforcement l'AEP de Zemmouri est donné par le tableau ci-dessous :

Tableau (I.2) : Caractéristique de la ressource superficielle de ZEMMOURI.

Ressources	Débit			Observation
	(m ³ /mois)	(m ³ /j)	(l/s)	
Barrage TAKSEBT	42970	1386	16,04	En service

I.5.2 Schéma d'adduction et de stockage existant

La figure (I.2) représente l'approvisionnement actuel en eau potable de la ville de Zemmouri, qui est comme suite :

- ✓ Une conduite d'adduction à écoulement gravitaire (ø400-fonte), sur un linéaire de 9400 ml relie les (2X1500 m³) de SI MUSTAPHA avec les deux réservoirs semi enterrés (2x500 m³) de Zemmouri.

- ✓ Une autre conduite d'adduction par refoulement (ø200-ACIER) à partir de forage (ZET 1R) permet d'alimenter les réservoirs (2x300 m³) de KOUDIET EL ARAIS, qui alimente en suite les réservoirs (2x500) par une adduction gravitaire (ø250-ACIER).
- ✓ Deux autres conduites d'adduction gravitaire à partir des réservoirs (2x500 m³) assurent l'alimentation des réservoirs 200 m³ et 150 m³ Respectivement de Zaatra et Zemmouri El Bahri.

Tableau (I.3): Récapitulatif de l'état des adductions et stockages existants.

Adductions	Matériaux	Diamètre (mm)	Linéaire (m)
2X1500 m ³ Si Mustapha – 2X500 m ³ Zemmouri	Fonte ductile	400	9400
Forage (ZET 1R) – 2X300 m ³ Koudiat El Arias	ACIER	200	2560
2X300 m ³ Koudiat El Arias – 2X500 m ³ Zemmouri	ACIER	250	6040
2X500 m ³ Zemmouri – 200m ³ ZAATRA	ACIER	300	2080
2X500 m ³ Zemmouri – 150m ³ Zemmouri El Bahri	ACIER	125	1870

Chapitre II

Estimation des besoins

Introduction

En vue d'établissement d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement des différentes catégories de consommateur existantes et de prendre en considération leurs évolutions à différents horizons au niveau de l'agglomération et d'avoir des normes de consommation unitaires, correspondantes à chaque type de consommateur.

II.1. Evaluation de la situation démographique

Notre étude, se base sur le résultat de recensement RGPH 2008, les orientations du plan d'urbanisation et les données collectées auprès de service statistique de l'APC de Zemmouri.

En 2008, la population de Zemmouri chef-lieu, Zaatra et Zemmouri El Bahri étaient comme le montre le tableau suivant (Source A.P.C).

Tableau(II.1) : Population de la zone d'étude en 2008.

localité	Zemmouri (A.C.L)	Zaatra	Zemmouri El Bahri
Nbre d'habitants	12650	3269	2769

Pour l'estimation de la population à un autre horizon, on utilise la formule de la croissance géométrique :

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

Où:

P_n : Population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population de base (2008).

t : taux d'accroissement. Est de 2,2 % selon la DRE de la wilaya de Boumerdes.

n : l'écart d'années entre les deux horizons.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.2) : Evaluation de la population à différents horizons.

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2015	court terme 2020	moyen terme 2030	long terme 2040
Taux d'accroissement (%)	----	2,2	2,2	2,2	2,2
Population Zemmouri (ACL)	12650	14732	16425	20418	25382
Population (Zemmouri El Bahri)	2749	3201	3569	4437	5519
Population(Zaatra)	3269	3807	4245	5276	6559
TOTAL	21870	25469	28396	35299	43885

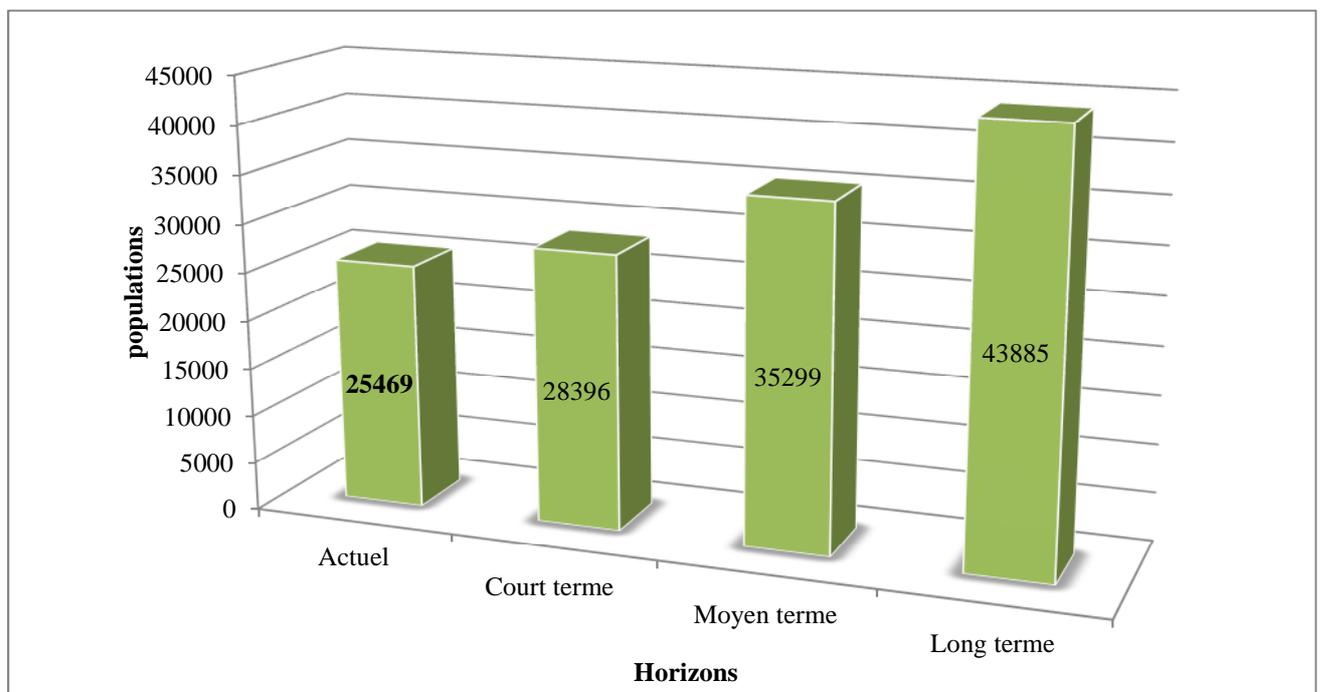


Figure (II.1) : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons.

II.2. Evaluation des besoins en eau

II.2.1 Besoins Domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{\text{Dot} \times N_i}{1000} (\text{m}^3/\text{j})$$

$Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière

Dot : dotation journalière (Dot = 200 l/j/hab)

N_i : Nombre d'habitant (hab)

Les besoins domestiques pour les différents horizons de calcul sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau (II.3) : Besoins domestiques à différents horizons.

	Horizons	Nbre .Habit (Habitant)	Dotation (L/j/h)	Débit moy j (m3/j)
Zemmouri(ACL)	Actuel (2015)	14732	200	2946.4
	Court terme (2020)	16425	200	3285
	Moyen terme(2030)	20418	200	4083.6
	Long terme (2040)	25382	200	5076.4
Zaatra	Actuel (2015)	3807	200	761
	Court terme (2020)	4245	200	849
	Moyen terme(2030)	5276	200	1055.2
	Long terme (2040)	6559	200	1311.8
Zemmouri El Bahri	Actuel (2015)	3201	200	640.2
	Court terme (2020)	3569	200	713.8
	Moyen terme(2030)	4437	200	887.4
	Long terme (2040)	5519	200	1103.8

II.2.2 Détermination des Besoins des équipements aux différents horizons

D'après les orientations de PDAU, les équipements existants et projetés sont comme suit.

II.2.2.1 Besoins scolaire

Tableau (II.4) : Besoins scolaire à différents horizons.

Agglomération	Type D'équipement	Horizon de projection	Nombre d'élèves	dotation (l/j)	Besoins (l/j)			
					2015	2020	2030	2040
ZEMMOURI (ACL)	-6 écoles - primaires	Existants	1605	10	16050	16050	16050	16050
	-2 C.E.M	-	1696	10	16960	16960	16960	16960
	-2 lycées	-	1200	15	18000	18000	18000	18000
	-1 crèche	-	330	10	3300	3300	3300	3300
	-1 crèche	Projeté(C.T)	100	10	-	1000	1000	1000
	-1 école primaire	Projeté(L.T)	220	10	-	-	-	2200
	-1 CEM	Projeté(L.T)	450	10	-	-	-	4500
TOTAL					54310	55310	55310	62010
ZAA TRA	-1 C.E.M	existant	400	10	4000	4000	4000	4000
	-1 école	existant	268	10	2680	2680	2680	2680
	-1 école	Projeté(M.T)	300	10	-	-	3000	3000
TOTAL					6680	6680	9680	9680
ZEMMOURI EL BAHRI	-1 école	Existants	348	10	3480	3480	3480	3480
	-1 école	Projeté(C.T)	400	10	-	4000	4000	4000
	-1 C.E.M	Projeté(M.T)	500	10	-	-	5000	5000
TOTAL					3480	7480	12480	12480

II.2.2.2 Besoins administratifs

Tableau (II.5) : Besoins administratifs à différents horizons

Agglomération	Type D'équipement	Horizon de projection	Nbre d'employ	dotation (l/j/empl)	Besoins (l/j)			
					2015	2020	2030	2040
ZEMMOURI (ACL)	-1 APC	Existe	32	10	320	320	320	320
	-1 PTT	-	8	10	80	80	80	80
	-1 P.CIVILE	-	35	10	350	350	350	350
	-1 C. téléphonique	-	8	10	80	80	80	80
	1Gendarmerie	-						
	-1 sureté urbaine	-	Estimé à150	10	1500	1500	1500	1500
	-1 G-Communale	-	Estimé à 50	10	500	500	500	500
	-1 bureau de poste	-	Estimé à100	10	1000	1000	1000	1000
	-1 Siege de BMPG	Projeté (C.T)	12	10	120	120	120	120
	-1 P.CIVILE	Projeté (C.T)	Estimé à200	10	-	2000	2000	2000
			40	10	-	400	400	400
TOTAL					3860	6260	6260	6260
ZAA TRA	-1 annexe APC	Existe	14	10	140	140	140	140
	-1 antenne PTT	-	4	10	40	40	40	40
TOTAL					180	180	180	180
ZEMMOURI EL BAHRI	-1 agence PTT	Existe	6	10	60	60	60	60
TOTAL					60	60	60	60

II.2.2.3 Besoins socioculturels et économiques

Tableau (II.6) : Besoins socioculturels et économiques aux différents horizons.

Agglomération	Type D'équipement	Horizon de projection	Nombre d'effectifs Ou Surface en (m ²)	dotation (l/j/effec) ou (l/j/m ²)	Besoins (l/j)			
					2015	2020	2030	2040
ZEMMOURI (ACL)	- 2 mosquées	Existe	3000	15	45000	45000	45000	45000
	-1 stade	-	150	5	750	750	750	750
	-1 salle polyvalente	-	250	5	1250	1250	1250	1250
	-1 bibliothèque	-	50	10	500	500	500	500
	-1 C.F.P.A	-	800	10	8000	8000	8000	8000
	-1 Maison de jeunes	Projeté(MT)	300	10	-	-	3000	3000
	-1centre commerciale	-	1000(m ²)	10	-	-	10000	10000
	-1 gare routière	-	1500(m ²)	10	-	-	15000	15000
TOTAL					55500	55500	83500	83500
ZAAIRA	-1 mosquée	existe	500	15	7500	7500	7500	7500
	-1salle polyvalente	-	120	5	600	600	600	600
	-1 salle de sport	Projeté(CT)	150	5	-	750	750	750
	-1 Maison de jeunes	Projeté(MT)	200	10	-	-	2000	2000
TOTAL					8100	8850	10850	10850
ZEMMOURI EL BAHRI	-1 mosquée	Existe	450	15	6750	6750	6750	6750
	-1centre de vacance	-	500	10	5000	5000	5000	5000
TOTAL					11750	11750	11750	11750

II. 2.2.4 Besoins sanitaire

Tableau (II.7) : Besoins sanitaire aux différents horizons.

Agglomération	Type D'équipement	Horizon de projection	Surface (m ²)	dotation (l/j/m ²)	Besoins (l/j)			
					2015	2020	2030	2040
ZEMMOURI A.C.L	-1 polyclinique	Existe	1000	10	10000	10000	10000	10000
	-1centre d'handicapés	-	800	10	8000	8000	8000	8000
	-1centre de santé	Projeté (C.T)	450	10	-	4500	4500	4500
	-1centre d'handicapés	Projeté (M.T)	800	10	-	-	8000	8000
TOTAL					18000	22500	30500	30500
ZAATRA	-1centre de santé	Existe	300	10	3000	3000	3000	3000
TOTAL					3000	3000	3000	3000
ZEMMOURI EL BAHRI	-1 centre de santé	Existe	250	10	2500	2500	2500	2500
TOTAL					2500	2500	2500	2500

Tableau (II.8) : Récapitulatif des différents besoins en eau pour les différents horizons.

	Agglomération	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins scolaire (m ³ /j)	Besoins socioculturels et économiques (m ³ /j)	Besoins sanitaire (m ³ /j)	TOTALE (m ³ /j)
2015	Zemmouri (A.C.L)	2946.4	3.86	54.31	55.5	18	3096.07
	ZAATRA	761.4	0.18	6.68	8.1	3	779.36
	Zemmouri el bahri	640.2	0.06	3.48	11.75	2.5	657.99
						TOTAL (m³/j)	4533.42
2020	Zemmouri (A.C.L)	3285	6.26	55.31	55.5	22.5	3424.57
	ZAATRA	849	0.18	6.68	8.85	3	867.71
	Zemmouri el bahri	713.8	0.06	7.48	11.75	2.5	735.29
						TOTAL (m³/j)	5027.57
2030	Zemmouri (A.C.L)	4083.6	6.26	55.31	83.5	30.5	4259.17
	ZAATRA	1055.2	0.18	9.68	10.58	3	1078.64
	Zemmouri el bahri	887.4	0.06	12.4	11.75	2.5	914.11
						TOTAL (m³/j)	6251.92
2040	Zemmouri (A.C.L)	5076.4	6.26	62.01	83.5	30.5	5258.67
	ZAATRA	1311.8	0.18	9.68	10.85	3	1335.51
	Zemmouri el bahri	1103.8	0.06	12.48	11.75	2.52040	1130.6
						TOTAL (m³/j)	7724.77

II.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Ceci afin de combler les fuites qui sont généralement dues aux raisons suivantes : les fuites dans les conduites du réseau d'alimentation en eau potable, la vétusté du réseau, au type de tuyau, la nature du terrain et la qualité d'entretien. Pour cela, il y a lieu de majorer la consommation moyenne journalière.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau suivant :

Tableau (II.9) : Consommation moyenne journalière en tenant compte des fuites.

horizon	Agglomération	Besoins totaux (m3/j)	Pertes en eau (m3/j)	Débit moyen majoré (m3/j)
2015	Zemmouri (A.C.L)	3096.07	619.214	3715.28
	Zaatra	779.36	155.872	935.232
	Zemmouri El Bahri	657.99	131.598	789.60
			TOTAL (m3/j)	5440,1
2020	Zemmouri (A.C.L)	3424.57	684.914	4109.50
	Zaatra	867.71	173.542	1041.25
	Zemmouri El Bahri	735.29	147.058	822.35
			TOTAL (m3/j)	5973,1
2030	Zemmouri (A.C.L)	4259.17	851.834	5111.00
	Zaatra	1078.64	215.728	1294.36
	Zemmouri El Bahri	914.11	182.822	1096.93
			TOTAL (m3/j)	7502,29
2040	Zemmouri (A.C.L)	5258.67	1051.734	6310.40
	Zaatra	1335.51	267.102	1611.61
	Zemmouri El Bahri	1130.6	226.12	1356.72
			TOTAL (m3/j)	9278,73

II.4. Variation de la consommation journalière

II.4.1. la consommation maximale et minimale journalière

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

A. la consommation maximale journalière :

$$K_{\max.j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy.j}}}$$

Avec :

Q max. j : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année

Kmax.j : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre (1,1 et 1,3).

Dans notre cas, on prend la valeur $K_{\max.j} = 1.3$

D'où :

$$Q_{\max.j} = k_{\max.j} \times Q_{\text{moy.j}}$$

B. La consommation minimale journalière :

$$K_{\min.j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}}$$

Avec :

Q min. j : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année

Kmin.j : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9

Dans notre cas on prendra la valeur moyenne : $K_{\min.j} = 0.8$

D'où :

$$Q_{\min.j} = k_{\min.j} \times Q_{\text{moy.j}}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (II.10) : Variation des débits journaliers à différents horizons.

	Agglomération	Débit moyen journalier (m3/j)	Débit max journalier (m3/j)	Débit min journalier (m3/j)
			$K_{max,j}=1.3$	$K_{min,j}=0.8$
2015	Zemmouri (ACL)	3715.28	4829.864	2972.22
	Zaatra	935.232	1215.80	748.18
	Zemmouri el bahri	789.60	1026.48	631.68
	TOTAL (m3/j)		7072,144	4352,08
2020	Zemmouri ACL	4109.50	5342.53	3287.6
	Zaatra	1041.25	1353.62	833
	Zemmouri el bahri	822.35	1069.05	657.88
	TOTAL (m3/j)		7756.2	4778,48
2030	Zemmouri ACL	5111.00	6644.3	4088.8
	Zaatra	1294.36	1682.66	1035.48
	Zemmouri el bahri	1096.93	1426.00	877.54
	TOTAL (m3/j)		9752,96	6001,82
2040	Zemmouri ACL	6310.40	8203.52	5048.32
	Zaatra	1611.61	2095.09	1289.28
	Zemmouri el bahri	1356.72	1763.73	1085.37
	TOTAL (m3/j)		12062,34	7422,97

II.5. Bilan (Ressources-Besoins)

Le bilan entre les ressources disponibles et les besoins estimés de la zone d'étude peut nous renseigner sur les déficits à combler.

D'après les informations recueillies auprès de la D.R.E de Boumerdes, les ressources alimentant la zone concernée par l'étude sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (II.11) : Ressources disponibles

Sources	Débit (m3/j)	Débit (l/s)
ST (SI MUSTAPHA)	1386	16,04
FORAGE (ZET 1R)	1036,8	12
TOTAL	2422.8	28.4

Le tableau ci-dessous résume les résultats de comparaisons entre les ressources disponibles et les besoins de la zone.

Tableau (II.12) : Bilan (Ressource-Besoins)

Horizon	Actuel 2015	court terme 2020	moyen terme 2030	long terme 2040
Production (m3/j)	2422.8	2422.8	2422.8	2422.8
Q max j (m3/j)	7072.13	7843	9752.99	12050.6
Déficit (m3/j)	-4649.33	-5420.8	-7330.19	-9627.8
Déficit (l/s)	-52.93	-62.74	-84.84	-111.43

Il ressort de ce tableau que la zone d'étude souffre actuellement d'un déficit en eau de l'ordre de 4649.33 (m3/j) et à long terme (2040) ce déficit sera de l'ordre de 9627.8 (m3/j), [111.43 (l/s)].

II.6. Proposition du nouveau système d'AEP de la zone d'étude

Vu le manque énorme en eau potable dont souffre la zone de l'étude (déficit de l'ordre de 9627.8 m3/j en 2040), Les services de la DRE de la wilaya de Boumerdes ont décidé de combler ce déficit par le renforcement en eau de la station de dessalement des eaux de mer de Cap-Djenet.

Ainsi, le nouveau système d'AEP de la zone de l'étude peut se résumer comme suit :

1. Le chef lieu de la commune sera alimenté exclusivement par les eaux de la station de dessalement par l'intermédiaire d'un réservoir de stockage à projeter

qui est alimenté par un réservoir existant d'une capacité de 2000m³ au lieu dit (El-Bourd).

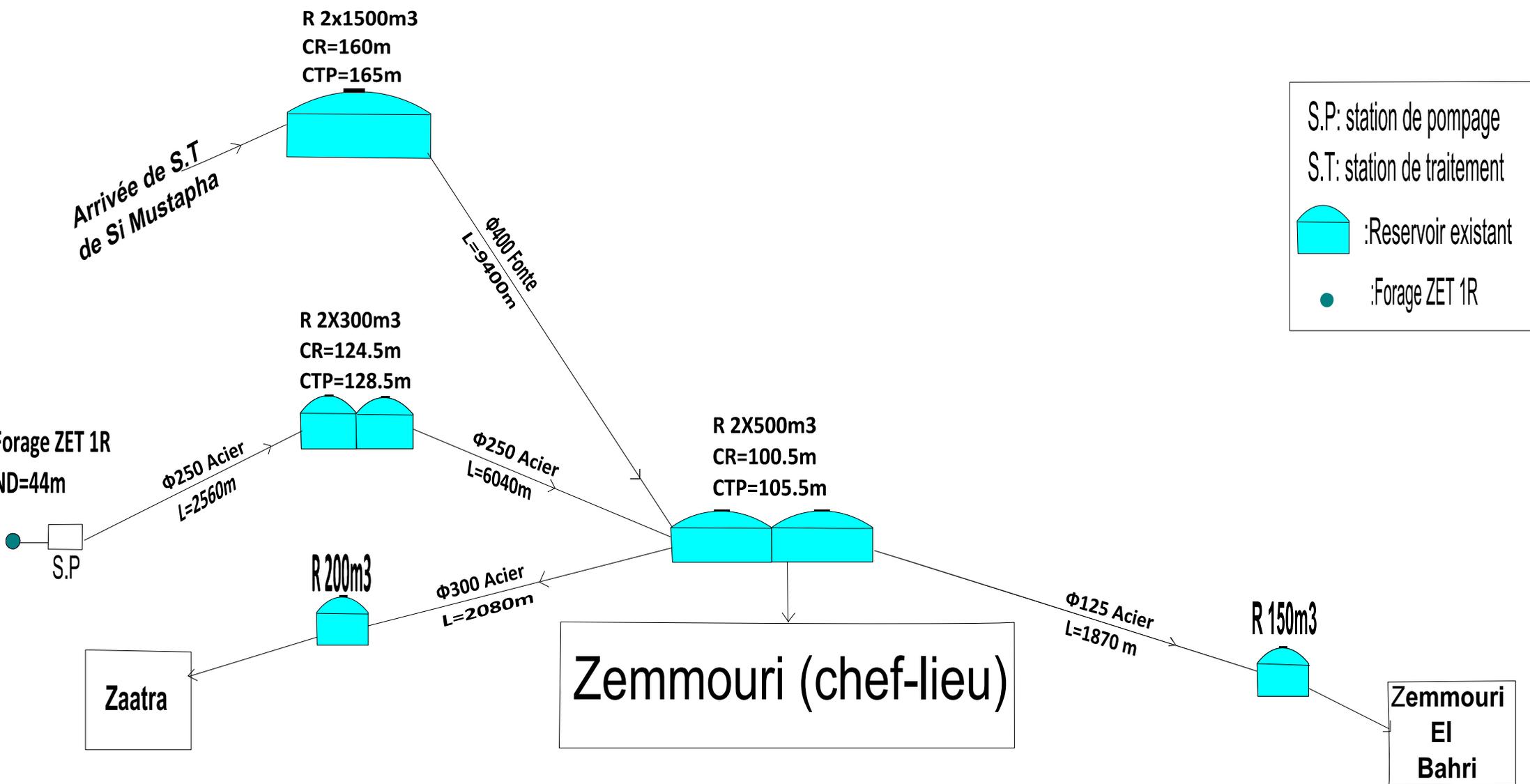
2. Réserver les eaux du barrage de Takasbet, d'un débit de 1386 (m³/j), Et les eaux de forage ZET 1R d'un débit de 1036.8 (m³/j) pour l'AEP des deux zones secondaires (Zaatra et Zemmouri El Bahri), en plus d'une partie qui sera amenée du réservoir 2000m³ d'El-Bourd (arrivée de la station de dessalement des eaux de mer).

La figure (II.2) résume le schéma global du système d'AEP à étudier.

Conclusion

D'après les résultats obtenus ,on constate que l'ensemble des agglomérations (Zemmouri chef lieu, Zemmouri El Bahri et Zaatra), présente un déficit énorme en eau potable d'ordre de 9627.8 m³/j [111.43 (l/s)] à l'horizon de 2040, et la capacité de stockage des réservoirs existants (2X500) n'est pas suffisante pour répondre aux besoins en stockage actuels, à court, à moyen et à long terme.

La prochaine étape de notre travail, consiste donc à la vérification et le calcul des capacités de stockage nécessaires pour la zone de l'étude.



S.P: station de pompage
 S.T: station de traitement
 :Reservoir existant
 :Forage ZET 1R

Figure(I.2) : Schémas d'adduction et de stockage existants.

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker l'eau. Ils sont le lieu de transition entre l'adduction et la distribution

On va essayer dans ce chapitre de dimensionner le réservoir projeté R1, et de renforcer la capacité de stockage pour les agglomérations Zaatra et Zemouri El Bahri par la projection de deux réservoirs R2 et R3 si cela est nécessaire.

III.1. Fonctions des réservoirs

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples. Ils interviennent notamment dans :

- ✓ La régulation de l'apport et de la consommation d'eau,
- ✓ La régulation de la pression,
- ✓ La simplification de l'exploitation,
- ✓ La distribution de l'eau vers les abonnés.
- ✓ La lutte contre les incendies.

Par conséquent, Ils doivent être :

- ✓ Etanches,
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau,
- ✓ Protégés contre toute contamination de l'eau,
- ✓ Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température,
- ✓ La réserve d'incendie.

III.2. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon

a) Leurs positions par rapport au sol

- ✓ Enterrés,
- ✓ Semi-enterrés,
- ✓ Surélevés (châteaux d'eau).

b) Leurs formes

- ✓ Circulaires,
- ✓ Carrées et rectangulaires,
- ✓ De forme quelconque.

c) La nature du matériau de construction

- ✓ Les réservoirs métalliques,
- ✓ Les réservoirs en maçonnerie,
- ✓ Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

III.3. Choix du site d'implantation

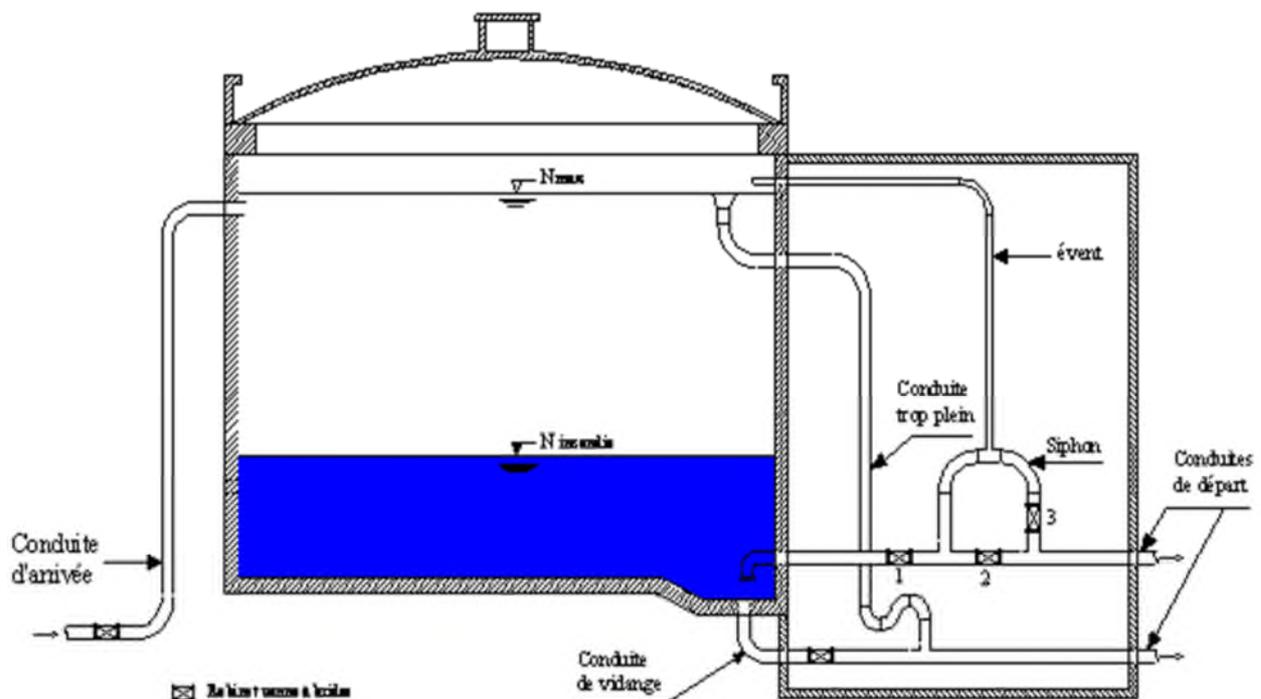
L'implantation des réservoirs dépend des données topographiques et de la nature du terrain. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- ✓ Trouver la côte minimale d'implantation (assurant l'arrivée d'eau avec une pression satisfaisante dans les points les plus hauts de la zone à desservie).
- ✓ Il doit être plus proche de l'agglomération (économie), en tenant compte des possibilités de fondation du terrain.
- ✓ Il doit être construit sur des terrains stables et solides.

III .4. Choix du type de réservoirs

Notre choix s'est porté sur les réservoirs semi enterré circulaire [figure (III.1)].vu les avantages suivants :

- ✓ L'étanchéité est assurée.
- ✓ L'étude architecturale est simplifiée.
- ✓ L'économie sur les frais de construction.
- ✓ La conservation de l'eau se fait à une faible variation de la température.



Figure(III.1) : schémas général d'un réservoir semi-enterré

III .5. Fontainerie et équipement des réservoirs [5]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- ✓ D'une conduite de départ ou de distribution.
- ✓ D'une conduite de vidange.
- ✓ D'une conduite de trop plein.
- ✓ D'une conduite by-pass dans certains cas.
- ✓ D'un système de matérialisation des réserves d'incendie.

Toutes ces conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

III.5.1. La conduite d'adduction

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

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

L'adduction s'effectue par sur verse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.

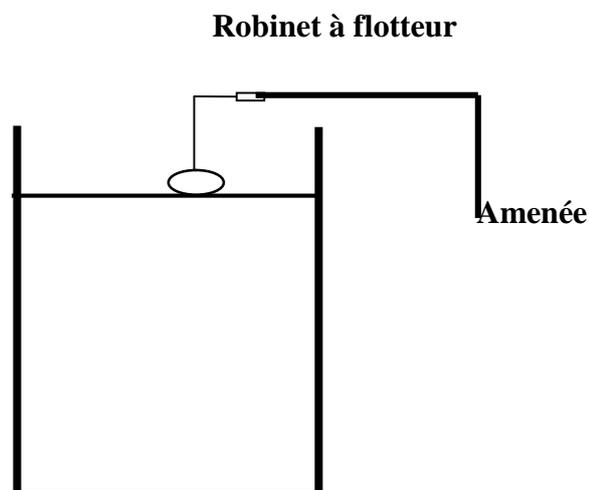


Figure (III.2): Adduction avec chute libre.

III.5.2. Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra se situer autant que possible à l'opposé de l'arrivée. Le départ de la conduite

de distribution s'effectue de 0,5 m à 0,2 m au-dessus du radier, en vue d'éviter des boues et des sables éventuellement déposés sur le radier [Figure (III.3)],

Cette conduite est équipée d'une vanne permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

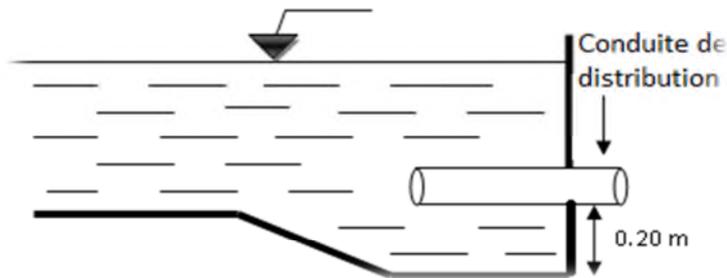


Figure (III.3): Conduite de distribution.

III.5.3. Conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité de débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage. Pour éviter la pollution et l'introduction d'insectes ou des moustiques, la conduite de trop plein sera aménagée par un joint hydraulique constitué d'un siphon.

III.5.4. La conduite de vidange

La conduite de vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein.

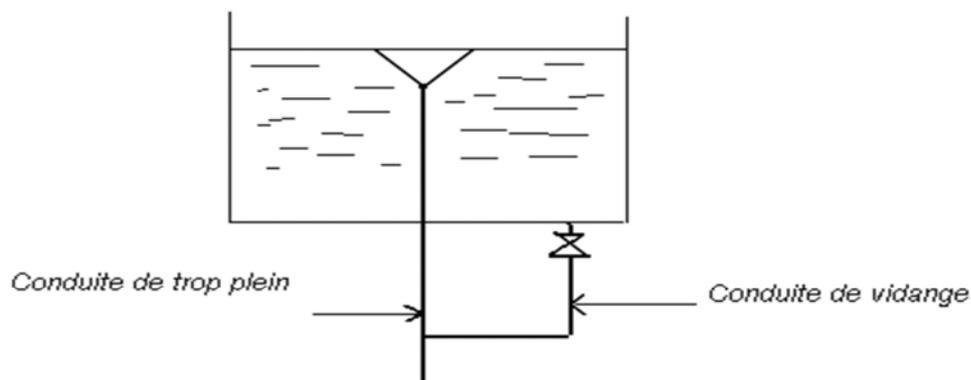


Figure (III.4): Trop plein et vidange.

III.5.5. Conduite de by-pass

Le by-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir. [Figure(III.5)].

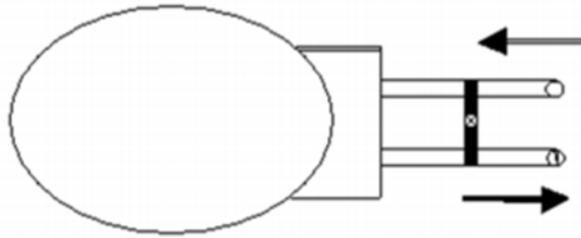


Figure (III.5): By-pass d'un réservoir.

III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie [5]

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

✓ Le système à deux prises

- En temps normal, la vanne d'incendie est fermée, et la vanne de vidange est ouverte,
- En cas d'incendie, la vanne d'incendie est ouvert, [Figure (III.6)].

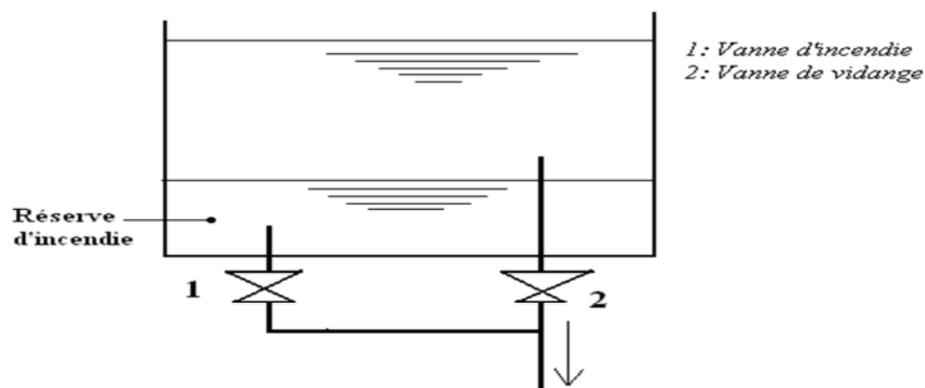


Figure (III.6): Matérialisation de la réserve d'incendie par deux prises.

✓ Le système à siphon

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas, l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la côté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre. [Figure (III.7)].

La vanne 2 (vanne incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

- En temps normal, 1et 3 sont ouvertes et 2 fermée,
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

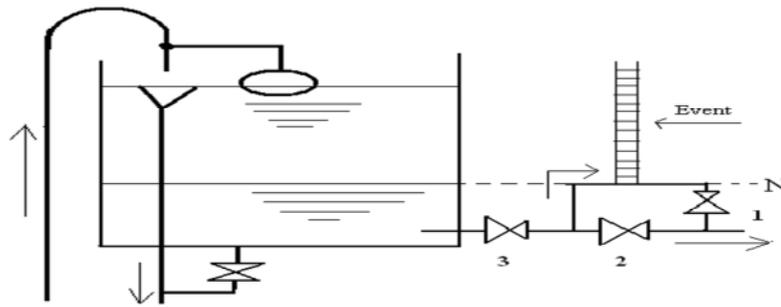


Figure (III.7): Matérialisation de la réserve d'incendie par siphon et événement.

III.6. Calcul de la capacité des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations du débit à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part du régime de distribution.

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure ; la valeur maximale trouvée représente le volume de stockage.

Le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- ✓ Méthode analytique.
- ✓ Méthode graphique.

III.6.1. La méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max} * Q_{maxj} / 100 \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(III.1)}$$

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

Q_{maxj} : Consommation maximale journalière (m³/j).

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

• Détermination de la valeur de P_{max}

Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} , on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante :

$$K_{max} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad \text{(III.2)}$$

- ✓ La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir Annexe I)
- ✓ On répartit ensuite le débit de pompage le long de la journée.
- ✓ La différence entre l'apport et la distribution, pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- ✓ On détermine ensuite le résidu dans le réservoir par le cumul des déficits et surplus.

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (\text{III.3})$$

R^+_{max} : Résidu maximum positif (%).

R^-_{max} : Résidu maximum négatif (%).

III.6.2. Méthode graphique

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction de temps.

Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (\text{III.4})$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est:

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (\text{III.5})$$

V_T : Volume totale de réservoir.

V_{max} : Volume maximal de stockage.

V_{inc} : Volume d'incendie (120m³).

III.7. Dimensionnement des capacités de stockage de la zone étudiée

III.7.1. Détermination de la capacité du réservoir R1

Le réservoir R1 se situe à proximité du réservoir 2000m³ (El Bord) sur une cote de 115m .IL assure une distribution pour la population du chef lieu par le système gravitaire.

On à

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau et de confort, il est compris entre (1.2 ; 1.4),

On le prend $\alpha_{max} = 1,3$

β_{max} : Coefficient qui dépend de nombre d'habitants donné par le tableau suivant :

Tableau(III.1) : Valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants.

Nbr d'habitants X 1000	≤1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	≥1000
β_{max}	2.00	1.80	1.60	1.50	1.4	1.30	1.20	1.15	1.10	1.03	1.00

Par interpolation on détermine la valeur de β_{max} :

Donc : $\beta_{max} = 1.162$ et $K_{max} = 1,3 * 1,162 = 1.510$

Donc on prend $K_{max} = 1.5$ (D'après l'annexe I).

Tableau (III.2) : Détermination de la capacité du réservoir R1.

Heures	Apport (%)	Apport (m ³ /h)	Distribution (%)	Distribution (m ³ /h)	Surplu s (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4.166	341,81	1,50	123,05	2,667		2,67
01-02	4.166	341,81	1,50	123,05	2,667		5,33
02-03	4.166	341,81	1,50	123,05	2,667		8,00
03-04	4.166	341,81	1,50	123,05	2,667		10,67
04-05	4.166	341,81	2,50	205,09	1,667		12,33
05-06	4.166	341,81	3,50	287,12	0,667		13,00
06-07	4.166	341,81	4,50	369,16		0,333	12,67
07-08	4.166	341,81	5,50	451,19		1,333	11,33
08-09	4.166	341,81	6,25	512,72		2,083	9,25
09-10	4.166	341,81	6,25	512,72		2,083	7,17
10-11	4.166	341,81	6,25	512,72		2,083	5,08
11-12	4.166	341,81	6,25	512,72		2,083	3,00
12-13	4.166	341,81	5,00	410,18		0,833	2,17
13-14	4.166	341,81	5,00	410,18		0,833	1,33
14-15	4.166	341,81	5,50	451,19		1,333	0,00
15-16	4.166	341,81	6,00	492,21		1,833	-1,83
16-17	4.166	341,81	6,00	492,21		1,833	-3,67
17-18	4.166	341,81	5,50	451,19		1,333	-5,00
18-19	4.166	341,81	5,00	410,18		0,833	-5,83
19-20	4.166	341,81	4,50	369,16		0,333	-6,17
20-21	4.166	341,81	4,00	328,14	0,167		-6,00
21-22	4.166	341,81	3,00	246,11	1,167		-4,83
22-23	4.166	341,81	2,00	164,07	2,167		-2,67
23-24	4.166	341,81	1,50	123,05	2,667		0,00
Total	100	8203.52	100				

D'après le (Tableau III.2) on a :

$$P_{max} = |13| + |-6.17| = 19.17$$

$$V_{max} = P_{max} * Q_{maxj} / 100 = 19.17 * 8203.52 / 100$$

$$V_{max} = 1572.6 \text{ m}^3$$

Donc:

$$V_T = V_{max} + V_{inc} = 1572.6 + 120$$

$$V_T = 1692.6 \text{ m}^3$$

Afin de normaliser la capacité du réservoir, on prendra un volume de 2000 m³.

Les résultats sont réunis dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III.3) : les paramètres de calcul de la capacité du réservoir R1.

Réservoir	Q_{maxj} (m ³ /j)	α_{max}	β_{max}	K_{max}	P_{max} (%)	V_{inc} (m ³)	V_{max} (m ³)	V_T (m ³)	Volume Standard (m ³)
R1	8203.52	1, 3	1.510	1.5	19.17	120	1572.6	1692.6	2000

Après avoir déterminé la capacité de réservoir, on calcule ses dimensions à l'aide de la formule suivante:

$$\emptyset_R = \sqrt{4.V / \pi.h} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

\emptyset_R : Diamètre du réservoir (m)

V : Volume du réservoir (m³)

h : Hauteur de l'eau dans le réservoir, tel que : $4\text{m} \leq h \leq 6\text{m}$

On prend: $h = 5\text{m}$.

D'où :

$$\emptyset_R = \sqrt{4 * 2000 / 3,14 * 5}$$

$$\emptyset_R = 22.57\text{m}.$$

On adopte pour un diamètre de $\emptyset_R = 23.00\text{m}$

III.7.2. Détermination de la capacité du réservoir R2

Le réservoir de **R2** se situe sur une cote de 76m, il assure une distribution pour la population du Zaatra.

On a :

$$\alpha_{max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1,386$$

$$K_{max} = 1,3 * 1,386 = 1.8018$$

Donc on prend $K_{max} = 1.8$; (D'après l'annexe I).

Tableau (III.4) : Détermination de la capacité du réservoir R2.

Heures	Apport (%)	Apport (m ³ /h)	Distribution (%)	Distribution (m ³ /h)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4.166	87.24	0,9	18,85	3,266		3.266
01-02	4.166	87.24	0.9	18,85	3,266		6.532
02-03	4.166	87.24	0.9	18,85	3,266		9.798
03-04	4.166	87.24	1	20,95	3,166		12.964
04-05	4.166	87.24	1.35	28,28	2,816		15.78
05-06	4.166	87.24	3.85	80,66	0,316		16.096
06-07	4.166	87.24	5,2	108,94		1,034	15.062
07-08	4.166	87.24	6,2	129,89		2,034	13.028
08-09	4.166	87.24	5,5	115,22		1,334	11.694
09-10	4.166	87.24	5,85	122,56		1,684	10.01
10-11	4.166	87.24	5	104,75		0,834	9.176
11-12	4.166	87.24	6,5	136,18		2,334	6.842
12-13	4.166	87.24	7,5	157,13		3,334	3.508
13-14	4.166	87.24	6.7	140,37		2,534	0.974
14-15	4.166	87.24	5.35	112,08		1,184	-0.21
15-16	4.166	87.24	4.65	97,42		0,484	-0.694
16-17	4.166	87.24	4,5	94,27		0,334	-1.028
17-18	4.166	87.24	5,5	115,22		1,334	-2.362
18-19	4.166	87.24	6.3	131,99		2,134	-4.496
19-20	4.166	87.24	5.35	112,08		1,184	-5.68
20-21	4.166	87.24	5	104,75		0,834	-6.514
21-22	4.166	87.24	3	62,85	1,166		-5.348
22-23	4.166	87.24	2	41,90	2,166		-3.182
23-24	4.166	87.24	1	20,95	3,166		-0.016
Total	100	2095.09	100				

D'après le (Tableau III.4) on a :

$$P_{max} = |16.096| + |-6.514| = 22.61$$

$$V_{max} = P_{max} * \frac{Q_{maxj}}{100} = 22.61 * 2095.09 / 100$$

$$V_{max} = 473,679\text{m}^3$$

Donc:

$$V_T = V_{max} + V_{inc} = 473.679 + 120$$

$$V_T = 593,679\text{m}^3$$

Afin de normaliser la capacité du réservoir, on prendra un volume de 600 m^3 .

Les résultats sont réunis dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III.5) : les paramètres de calcul de la capacité du réservoir R2.

Réservoir	Q_{maxj} (m^3/j)	α_{max}	β_{max}	K_{max}	P_{max} (%)	V_{inc} (m^3)	V_T (m^3)	V_{max} (m^3)	Volume Standard (m^3)
R2	2095.09	1, 3	1 ,386	1.8	22.6	120	593,679	473,679	600

La capacité de réservoir à implanter sera donc la différence entre le besoin en stockage et le stockage existant : $R=600-200= 400 \text{ m}^3$

Après avoir déterminé la capacité de réservoir, on calcule ses dimensions

On prend: $h = 4\text{m}$.

Donc :

$$\emptyset_R = \sqrt{4.400 / 3,14.4}$$

$$\emptyset_R = 11.28\text{m}.$$

On adopte pour un diamètre de $\emptyset_R = 12\text{m}$.

Heures	Apport (%)	Apport (m ³ /h)	Distribution (%)	Distribution (m ³ /h)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
--------	------------	----------------------------	------------------	----------------------------------	-------------	-------------	------------

III.7.3. Détermination de la capacité du réservoir **R3**

Le réservoir de **R3** se situe sur une cote de 56m assure une distribution pour la population du Zemmouri El Bahri.

On à :

$$\alpha_{max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{max} = 1,42$$

$$K_{max} = 1,3 * 1,42 = 1.846$$

Donc on prend $K_{max} = 1.8$ (D'après l'annexe I)

:

00-01	4.166	73.47	0,9	15,87357	3,266		3.266
01-02	4.166	73.47	0.9	15,87357	3,266		6.532
02-03	4.166	73.47	0.9	15,87357	3,266		9.798
03-04	4.166	73.47	1	17,6373	3,166		12.964
04-05	4.166	73.47	1.35	23,810355	2,816		15.78
05-06	4.166	73.47	3.85	67,903605	0,316		16.096
06-07	4.166	73.47	5,2	91,71396		1,034	15.062
07-08	4.166	73.47	6,2	109,35126		2,034	13.028
08-09	4.166	73.47	5,5	97,00515		1,334	11.697
09-10	4.166	73.47	5,85	103,178205		1,684	10.01
10-11	4.166	73.47	5	88,1865		0,834	9.176
11-12	4.166	73.47	6,5	114,64245		2,334	6.842
12-13	4.166	73.47	7,5	132,27975		3,334	3.508
13-14	4.166	73.47	6.7	118,16991		2,534	0.974
14-15	4.166	73.47	5.35	94,359555		1,184	-0.21
15-16	4.166	73.47	4.65	82,013445		0,484	-0.694
16-17	4.166	73.47	4,5	79,36785		0,334	-1.028
17-18	4.166	73.47	5,5	97,00515		1,334	-2.362
18-19	4.166	73.47	6.3	111,11499		2,134	-4.496
19-20	4.166	73.47	5.35	94,359555		1,184	-5.68
20-21	4.166	73.47	5	88,1865		0,834	-6.514
21-22	4.166	73.47	3	52,9119	1,166		-5.348
22-23	4.166	73.47	2	35,2746	2,166		-3.182
23-24	4.166	73.47	1	17,6373	3,166		-0.016
Total	100	2095.09	100				

Tableau (III.6) : Détermination de la capacité du R3.

D'après le (Tableau III.5) on a :

$$P_{max} = |16.096| + |-6.514| = 22.61$$

$$V_{max} = P_{\%max} * Q_{maxj} / 100 = 22.61 * 1763.73 / 100$$

$$V_{max} = 398.77 \text{ m}^3$$

Donc:

$$V_T = V_{max} + V_{inc} = 398.77 + 120$$

$$V_T = 518.77 \text{ m}^3$$

Afin de normaliser la capacité du réservoir, on prendra un volume de 600 m^3 .

Les résultats sont réunis dans le tableau ci-dessous :

Tableau (III.7) : les paramètres de calcul de la capacité du réservoir R3.

Réservoir	Q_{maxj} (m^3/j)	α_{max}	β_{max}	K_{max}	P_{max} (%)	V_{inc} (m^3)	V_T (m^3)	V_{max} (m^3)	Volume Standard (m^3)
R3	1763	1,3	1,42	1.8	22.61	120	518.77	398.77	600

La capacité de réservoir à implanter sera donc la différence entre le besoin en stockage et le stockage existant : $R=600-150=450 \text{ m}^3$.

On prend $R=500 \text{ m}^3$

Après avoir déterminé la capacité de réservoir, on calcule ses dimensions

Donc :

$$\emptyset_R = \sqrt{4.500 / 3,14.4}$$

On prend: $h = 4\text{m}$.

$$\emptyset_R = 12.62\text{m}.$$

On adopte pour un diamètre de $\emptyset_R = 13\text{m}$.

Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons déterminé le volume des différents réservoirs ainsi que leurs démentions (hauteurs et diamètres), pour garantir une alimentation continue en eau des différentes agglomérations.

Après avoir calculé les capacités de stockage des réservoirs, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adduction dans le chapitre qui suit.

Chapitre IV

Adduction et pompage

Introduction.

L'adduction est définie comme étant le transport de l'eau sur des longues distance à partir du lieu de prélèvement, qui peut être une source naturelle, une station de traitement, et/ou une station de dessalement les eaux de mer, vers les réservoirs de stockage ou de distributions.

IV.1. Type d'adduction

On distingue généralement deux types d'adductions :

IV.1.1. Adduction par refoulement

Dans ce type d'adduction, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Les pompes assurant le refoulement doivent être choisies de telles façons qu'elles fournissent un débit (Q) et une charge calculée selon l'emplacement du réservoir.

Le schéma ci-dessous présente ce type d'adduction :

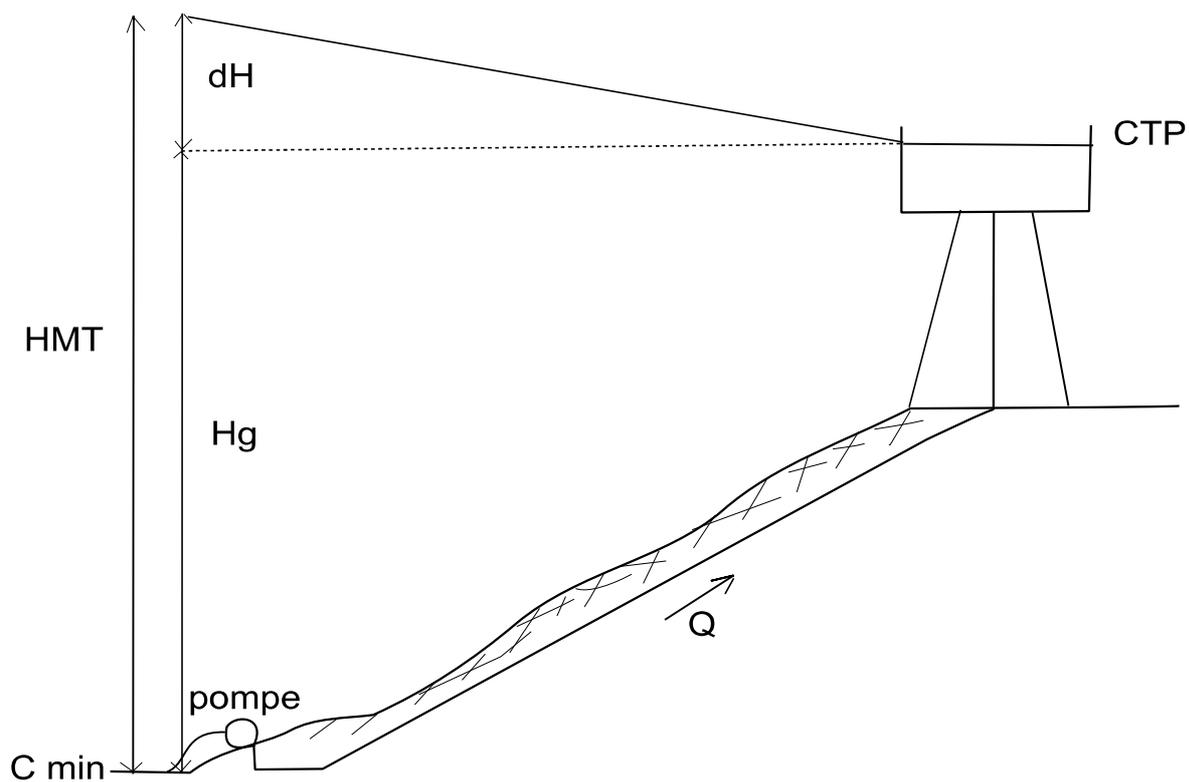


Figure (VI.1) : Profil d'une adduction par refoulement.

IV.1.2. Adduction gravitaire

Dans ce type d'adduction, l'écoulement d'eau s'effectue sous l'effet de la pesanteur, donc la cote de départ de la source est supérieure à la cote d'arrivée du réservoir, ainsi que la charge disponible doit être suffisante pour que l'eau arrive au réservoir.

La figure ci-dessous schématise ce cas d'adduction :

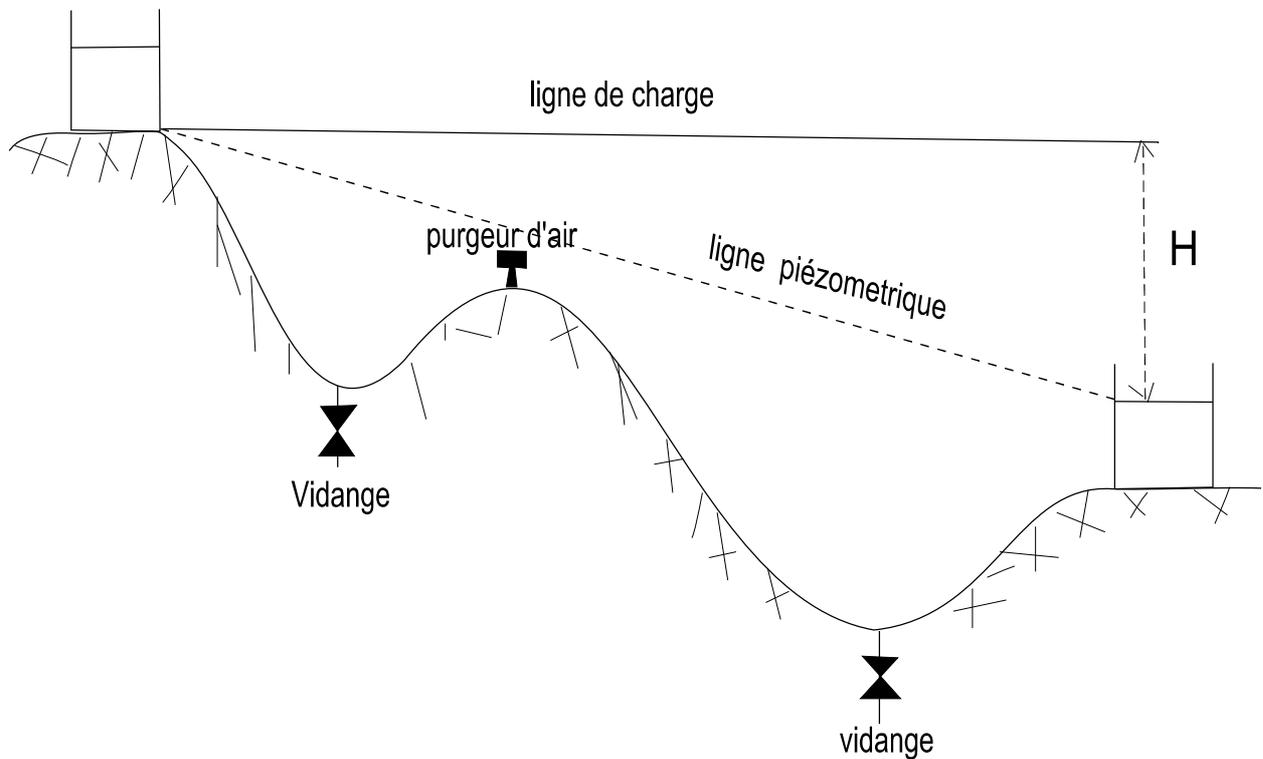


Figure (VI.2) : Profil d'une adduction par gravité.

IV.2. Choix du tracé des conduites

Pour faire le choix de tracé d'adduction, on doit tenir compte de certaines exigences d'ordre techniques et économiques telles que :

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible, pour avoir le coût économique de réalisation le plus faible.
- ✓ Un profil en long régulier que possible pour éviter les contre pentes qui induisent des éclatements des conduites, à cause de la création des poches d'air.
- ✓ Eviter autant que possible les obstacles (routes, voies ferrés, oueds ...) qui nécessitent la construction d'ouvrages de protections des conduites spéciaux et coûteux.
- ✓ Il est préférable de suivre les accotements, Des routes ou des pistes, pour faciliter le transport du matériel. la pose des conduites et son exploitation (faciliter l'accès pour l'entretien, la réparation, et faciliter la détection des fuites..).

IV.3. Choix du type des conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, on dispose de différents types de conduites. En Algérie les matériaux de conduites les plus utilisés sont :

- ✓ Conduites en acier,
- ✓ Conduites en fonte (ductile, grise),
- ✓ Conduites en PVC (chlorure de polyvinyle).
- ✓ Conduites en PEHD (polyéthylène haute densité).

Les critères à respecter pour faire le choix du type des conduites sont :

- ✓ Le diamètre économique ;
- ✓ La pression supportée;
- ✓ Les pertes des charges ;
- ✓ La nature du terrain ;
- ✓ Le prix et la disponibilité sur le marché (le coût de transport);
- ✓ La durée de vie ;
- ✓ La résistance aux phénomènes physiques et chimiques ;

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD et ceci pour diverses raisons :

- ✓ Les caractéristiques de terrain : faibles pentes, et agressivité de sol.
- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- ✓ Disponibilité sur le marché
- ✓ Ductilité et flexibilité, la ductilité inhérente au PEHD permet aux conduites d'absorber les impacts, les vibrations et les contraintes causées par les mouvements de sol.
- ✓ Une grande résistance aux phénomènes de la corrosion : il ne rouille pas, ne se pique pas, ne se corrode pas, son épaisseur n'est pas modifiée par aucune corrosion chimique ou électrique provenant du milieu environnant.
- ✓ Réponse favorable aux normes de potabilité.
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C).
- ✓ Résistance aux coups de bélier, la nature de la matière utilisée limite les efforts des coups de bélier par un effet d'amortissement rapide.
- ✓ Étanchéité, le mode d'assemblage du PEHD (soudage par électro-fusion, et soudage bout à bout) confère au réseau une étanchéité quasiment parfaite.

IV.4. Equipements de l'adduction [6]

IV.4.1. Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

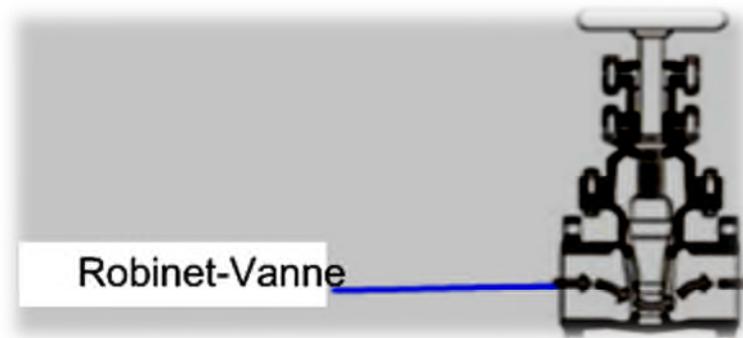


Figure (IV.3) : Robinet- vanne

IV.4.2. Ventouses

Afin d'évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau, et qui s'accumule aux points hauts des conduites du réseau, on installe des ventouses sur les conduites en ces points. Ces dernières nous permettent l'évacuation de l'air qui s'accumule dans la conduite sans pertes inutiles en eau.



Figure (IV.4): Ventouse

IV.4.3. Vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas des canalisations pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoins. Ces robinets doivent être facilement accessibles pour faciliter la tâche.

IV.4.4. Les clapets

Ce sont des dispositifs qui ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On doit obligatoirement équiper la conduite de refoulement à la sortie de la pompe dans la station de pompage. (Voir la figure ci-après) :

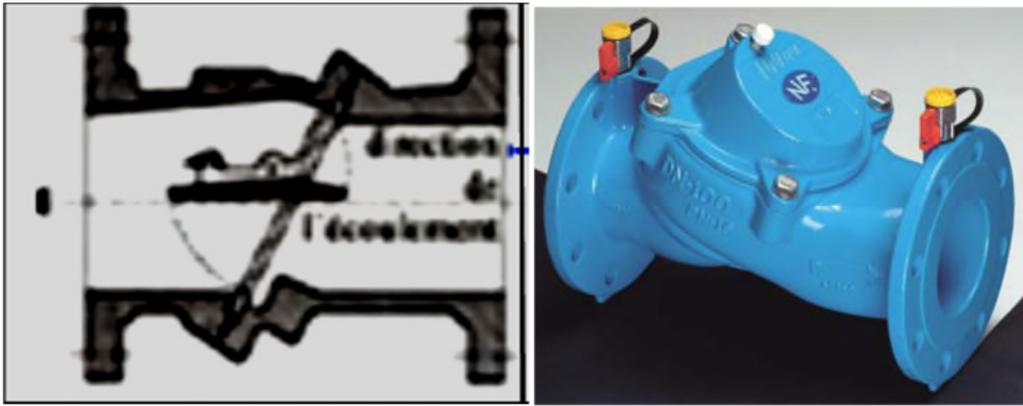


Figure IV.5 : Clapet

IV.4.5. vanne papillon

Appareil de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible, il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en reptation, un disque obturateur appelé papillon voir (figure IV.6)



(Figure IV.6) : vanne papillon

IV.5. Calculs hydrauliques des adductions en charge

Dans les deux types d'adduction par refoulement et gravitaire, les écoulements sont en charge, les paramètres communs de calcul dans ce cas sont :

IV.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules utilisées pour le calcul du diamètre sont :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (IV.01)

- Formule de BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q}$ (IV.02)

Avec :

D : le diamètre de la conduite en (m).

Q : le débit transite dans la conduite en (m³/s).

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés.

IV.5.2. Calcul de la vitesse d'écoulement

La vitesse de l'eau dans la conduite est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (IV.3)$$

Avec :
 v : Vitesse d'écoulement en (m/s);
 Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s) ;
 D : Diamètre de la conduite en(m).

IV.5.3. Détermination des pertes de charges

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations. Les pertes de charges sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'à la singularité (vannes, coudes, tés, clapets et raccords), elles se présentent sous deux formes :

- ✓ Les pertes de charges linéaires.
- ✓ Les pertes de charges singulières.

IV.5.3.1. Les pertes de charges linéaires H_L

On peut définir la perte de charge linéaire J (en m) par l'expression universelle de « DARCY-WEISBACH »

$$HL = J * L = + \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = \frac{8 * \lambda * L}{\pi * g * D^5} * Q^2 \quad (IV.4)$$

Avec :

J : Pertes de charges par unité de longueur en (m/m) ;
L : Longueur de la conduite en (m) ;
λ : Coefficient de perte de charge de DARCY : Il dépend de la rugosité de la conduite et de la nature du régime d'écoulement ;
D : Diamètre de la conduite en(m) ;
v : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

IV.5.3.2. Les pertes de charges singulières H_s

Ce sont estimées à 15% de perte de charge linéaire

Donc $H_s = 0.15 * H_L$

Et les pertes de charge totale égale à la somme des pertes de charge linéaire et singulière

Où $H_T = H_L + H_s = H_L + 0.15 * H_L$

Donc

$$H_T = 1.5 * H_L$$

IV.5.3.3. Calcul du coefficient des pertes de charges λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges λ , on utilise la formule de **COLEBROOK White** suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{D \times 3.71} \right) \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

K : coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les conduites en PEHD : $K=0.01 \rightarrow \Phi < 200\text{mm}$; $k=0.02 \rightarrow \Phi > 200\text{mm}$

Re : Nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{V D}{\mu} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

μ : Viscosité cinématique de l'eau.

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

IV.6. Les adduction par refoulement (Etude technico-économique)

Elle consiste à déterminer le diamètre de la conduite le plus économique, et le choix de ce diamètre repose sur deux critères.

- ✓ Techniquement, le diamètre de la canalisation doit pouvoir transiter le débit demandé à une vitesse acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.5m/s, et 2m/s, et assurant une pression de service compatible avec celle de la conduite. En effet une vitesse inférieure à 0.5m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficile à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts.

D'autre part les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croît, cavitation et bruits possible, plus risque de fuite.

- ✓ Economiquement, Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient le plus minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

IV.6.1. Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle est égale à la hauteur géométrique plus la somme des pertes de charges, elle est déterminée comme suit :

$$\text{H}_{\text{mt}} = \text{H}_g + \text{H}_T \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

H_{mt} : Hauteur manométrique totale en m ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

H_T : Perte de charge totale (m) ;

IV.6.2. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante:

$$P = \frac{\rho \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV.10)$$

Avec :

P : en (kw)

Q : Débit refoulé (m³/s) ;

η : Rendement de la pompe (%) on le prend égal à 70%.

IV.6.3. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P * T * 365 \quad (IV.11)$$

Avec :

T : Nombre d'heure de pompage (h)

P : Puissance de pompage (Kw).

IV.6.4. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E * e' \quad (IV.12)$$

Avec : **E** : Energie consommée par la pompe (Kw h);

e' : Prix d'un Kw h, selon le tarif fixé par la SONELGAZ : **e' = 4.67 DA / Kw h**

IV.6.5. Frais d'amortissement

$$F_{amt} = Pr * L * A \quad (IV.13)$$

Avec :

P_r : Prix de revient d'un mètre linéaire de chaque conduite (DA / ml). (Voir annexe 2)

L : longueur de la conduite

A : l'amortissement annuel(Annuité)

Où :

$$A = \left[\frac{i}{(i+1)^n - 1} \right] + i \quad (IV.14)$$

i : taux d'annuité, on le prend égal à 8 % ;

n : nombre d'année d'amortissement (25 ans).

Donc A =0.0937

IV.7. Adduction par gravité.

Dans le cas des adductions gravitaires, la hauteur géométrique H_g définie par la différence entre les plans d'eau des deux réservoirs doit être supérieure aux pertes de charges H_T créées par la conduite lors de l'écoulement.

$$H_g \geq H_T \quad (IV.15)$$

On pose:

$$H_v = H_g - H_T$$

Avec:

H_v : pression d'entrée d'eau dans le réservoir.

IV.8. Dimensionnement des différents tronçons

IV.8.1. Adduction gravitaire

IV.8.1.1. Dimensionnement de la conduite C1 (R2000m3 El bord vers les R2X500m3)

- ✓ Le débit : $Q = 0.0164 \text{ m}^3/\text{s} = 16.4 \text{ l/s}$;
- ✓ La longueur de tronçon : 1620m.
- ✓ La cote de réservoir (2000) : CR=172.5m
- ✓ La cote d'arrivée des deux réservoirs jumelés (R2X500m3) : CTP=105.5m.
- ✓ La hauteur géométrique entre les deux réservoirs : $H_g = 67\text{m}$

$$D1 = \sqrt{Q} = 128 \text{ mm}$$

$$D2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 192 \text{ mm}$$

Avec ($D1$, $D2$) sont des diamètres intérieurs.

Le Diamètre économique est compris entre 128mm et 192mm et d'après la gamme des diamètres disponible, on peut prendre les diamètres : 125, 160, 200 et 250mm.

Les pertes de charge produites en fonction des diamètres choisis, sont calculées dans le tableau suivant :

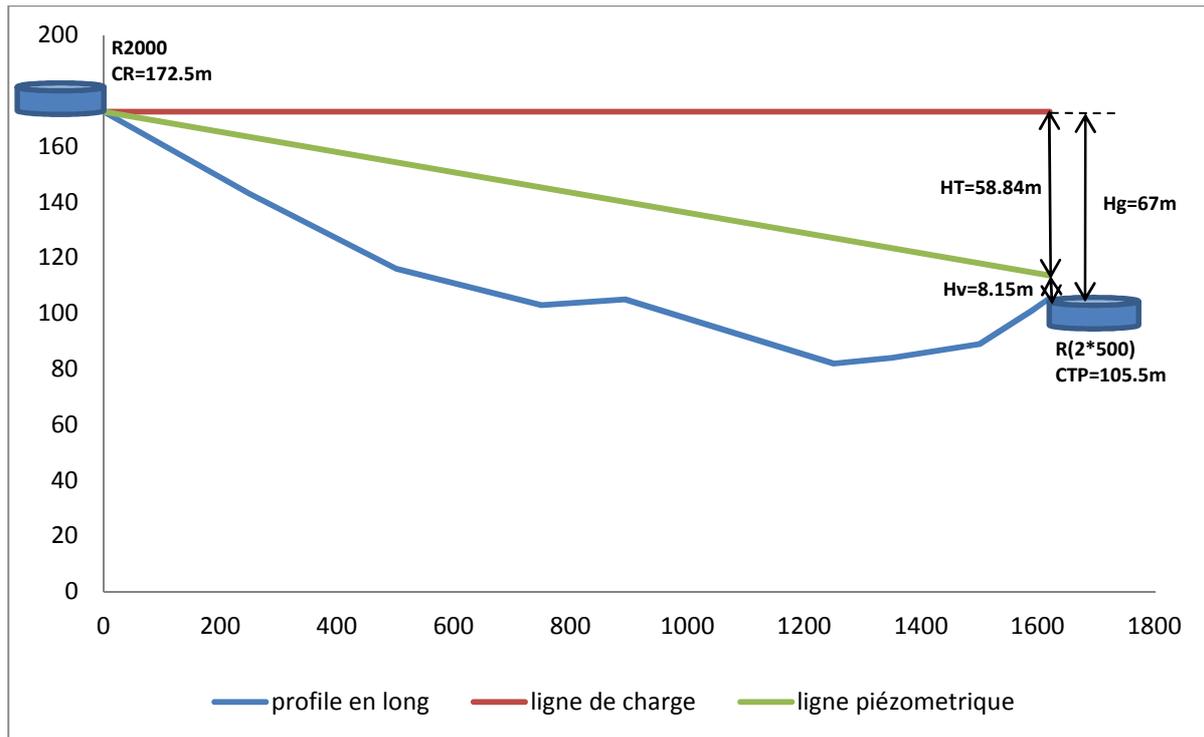
Tableau (IV.01) : Variation des pertes de charge de la conduite C1.

Φ (mm)	v (m/s)	Re	K (mm)	λ	HL(m)	HT(m)	Hv (m)
125	2,000	204419,96	0,02	0,01655	53,494	58,843	8,157
160	1,221	159722,63	0,02	0,01715	16,144	17,759	49,241
200	0,781	127700,00	0,02	0,01810	5,566	6,123	60,877
250	0,499	102110,07	0,02	0,01876	1,886	2,074	64,926

On remarque que trois diamètres vérifient la condition sur les vitesses.

Le diamètre $\Phi 125$, semble le plus favorable puisqu'il crée des pertes de charges $H_T = 58.843\text{(m)}$ proche de la hauteur géométrique H_g (67m), et la vitesse d'écoulement $v = 2.000 \text{ (m/s)}$.

Les résultats de calcul sont schématisés dans la figure ci-dessous.



Figure(IV.7) : Profil en long de tronçon C1 [R2000_R (2*500)].

IV.8.1.2. Dimensionnement de la conduite C2 (R2000m3 El Bourd vers les R1).

- ✓ Le débit : $Q = 0,09494815 \text{ m}^3/\text{s} = 94.94815 \text{ l/s}$.
- ✓ La longueur de tronçon : 638m.
- ✓ La cote de réservoir (El bourd) : CR=172.5m
- ✓ La cote d'arrivée de réservoir R1: CTP=118.5m.
- ✓ La hauteur géométrique entre les deux réservoirs : $H_g = 54\text{m}$.

$$D1 = \sqrt{Q} = 30814\text{mm},$$

$$D2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 4622\text{mm}$$

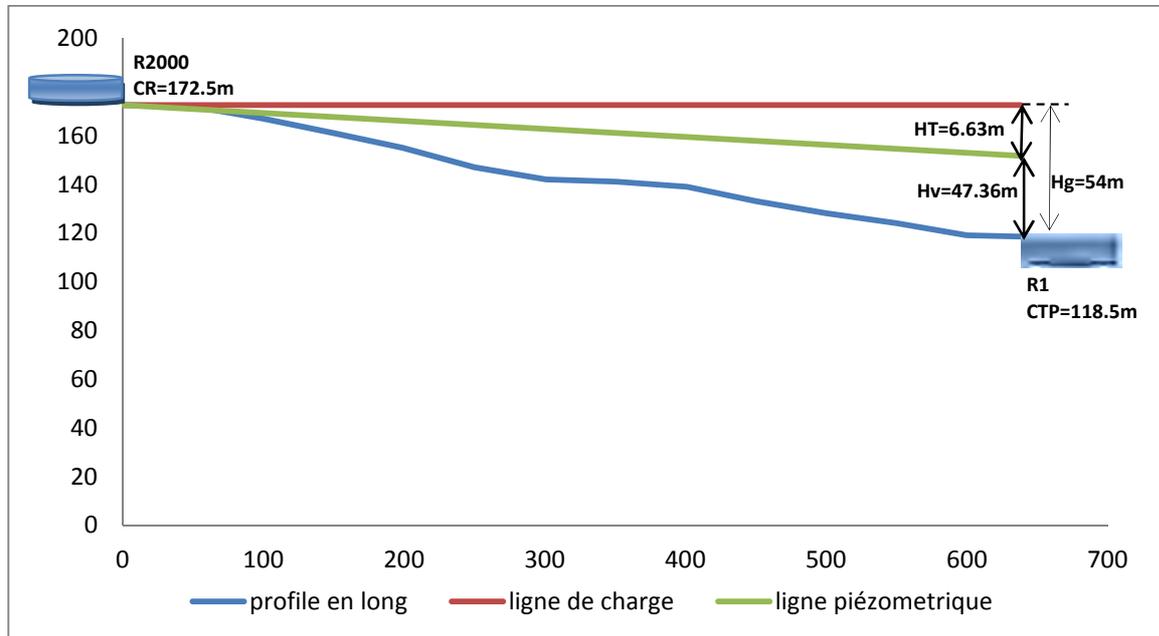
Le Diamètre économique est compris entre 315 et 630mm d'après la gamme des diamètres disponible, (250,315, 400, et 500mm).

Les pertes de charge produites dans la conduite en fonction du diamètre, sont calculées dans le tableau suivant :

Tableau (IV. 2) : calcul des pertes de charges de la conduite 2.

Φ (mm)	v (m/s)	Re	K (mm)	λ	HL(m)	HT(m)	Hv (m)
250	2,889	591168,40	0,02	0,01423	18,875	20,762	33,238
315	1,820	469173,99	0,02	0,01444	6,034	6,637	47,363
400	1,128	369435,11	0,02	0,01482	1,874	2,061	51,939
500	0,722	295584,20	0,02	0,01528	0,633	0,697	53,303

On opte pour le diamètre $\Phi 315\text{mm}$. Avec une vitesse $v = 1.820$ (m/s). Et $HT = 6.637$ (m)
 Les résultats de calcul sont schématisés dans la figure ci-dessous.



Figure(IV.8) : Profil en long de tronçon C2 [R2000_R1].

IV.8.1.3. dimensionnement de la conduite C3 (les R2X500m3 vers R2 de Zaatra) :

- ✓ Le débit : $Q = 0.0242487 \text{ m}^3/\text{s} = 24.2487 \text{ l/s}$.
- ✓ La longueur de tronçon : 2080m.
- ✓ La cote de réservoir (R2X500m3): $CR = 100.5\text{m}$
- ✓ La cote d'arrivée de réservoir: $CTP = 78.5\text{m}$.
- ✓ La hauteur géométrique entre les deux réservoirs : 22m

$$D1 = \sqrt{Q} = 11572\text{mm}$$

$$D2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 23558\text{mm}$$

Les diamètres économiques sont compris entre 160 et 315mm d'après la gamme des diamètres disponible (160.200.250 et 315mm).

Les résultats sont calculés dans le tableau ci-après :

Tableau(IV.4) : calcul des pertes de charge de la conduite C3.

Φ (mm)	v (m/s)	Re	K (mm)	λ	HL(m)	HT(m)	Hv (m)
160	1,806	236162,83	0,02	0,01601	42,310	46,541	-24,541
200	1,154	188814,78	0,02	0,01692	14,605	16,066	5,934
250	0,738	150978,00	0,02	0,01744	4,921	5,414	16,586
315	0,465	119821,95	0,02	0,01811	1,608	1,769	20,231

On opte pour le diamètre $\Phi=200$ mm, avec une vitesse acceptable $v =1.154$ (m/s),
Et $HT= 16.066$ (m).

Les résultats de calcul sont schématisés dans la figure ci-dessous.

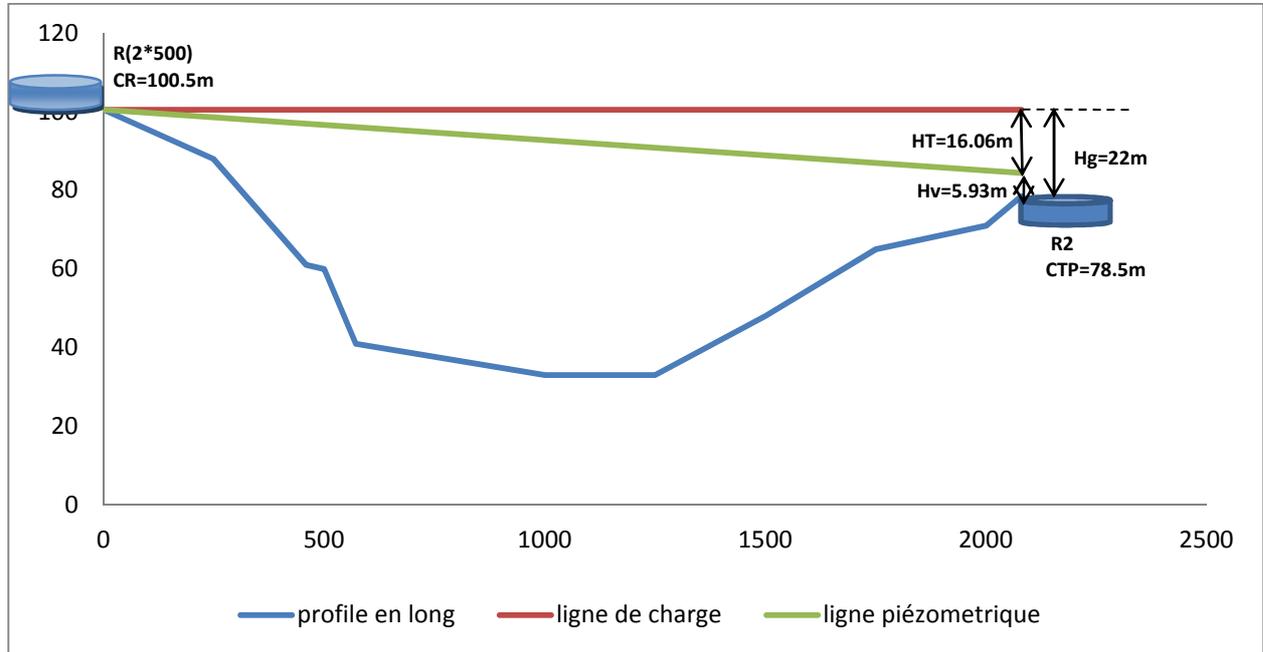


Figure (IV.9) : Profil en long de tronçon C3[R (2*500_R2)].

IV.8.1.4. dimensionnement de la conduite C4 (R2X500m3 vers R3) :

- ✓ Le débit : $Q= 0.020078 \text{ m}^3/\text{s} = 20.0078 \text{ l/s}$.
- ✓ La longueur de tronçon : 1870m.
- ✓ La cote de réservoir (R2X500m3): $CR=100.5\text{m}$
- ✓ La cote d'arrivée de réservoir: $CTP=58.5\text{m}$.
- ✓ La hauteur géométrique entre les deux réservoirs : 42m

$$D1 = \sqrt{Q} = 141.7\text{mm},$$

$$D2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 212.5\text{mm},$$

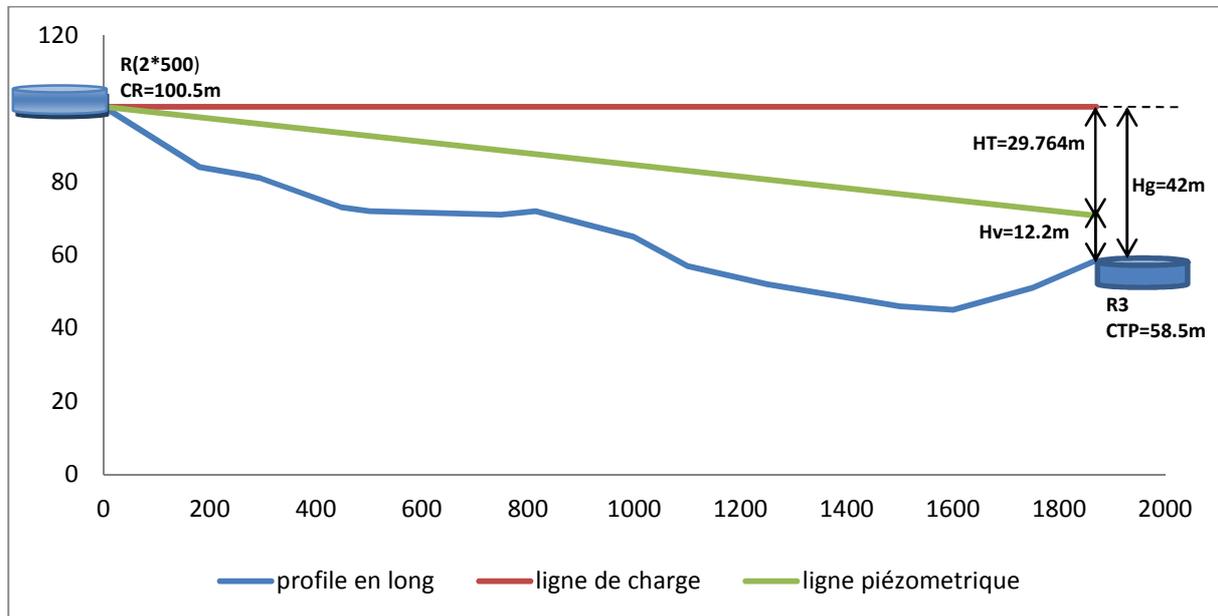
Diamètre économique est compris entre 125 et 250mm, La gamme des diamètres disponible : (160,200, 250 et 315mm).

Les résultats sont calculés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.5) : calcul des pertes de charge de la conduite C4

Φ (mm)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ	HL(m)	HT(m)	Hv (m)
160	1,495	195552,05	0,02	0,01661	27,058	29,764	12,236
200	0,956	156346,02	0,02	0,01754	9,330	10,263	31,737
250	0,611	125015,68	0,02	0,01815	3,157	3,472	38,528
315	0,385	99217,25	0,02	0,01891	1,035	1,139	40,861

On opte pour le diamètre, $\Phi=160$ mm, avec une vitesse acceptable $v=1.495$ (m/s),
Et $HT= 29.764$ (m). Les résultats de calcul sont schématisés dans la figure ci-dessous.



Figure(IV.10) : Profil en long de tronçon C4[R (2*500_R3)].

IV.8.1.5. dimensionnement de la conduite C5 (R2X300m3 vers 2X500m3)

- ✓ Le débit : $Q= 0.012\text{m}^3/\text{s} = 12.00$ l/s.
- ✓ La longueur de tronçon : 6040m.
- ✓ La cote de réservoir (R2X300m3): $CR=124.5\text{m}$
- ✓ La cote d'arrivée de réservoir (R2X500m3): $CTP=105.5\text{m}$.
- ✓ La hauteur géométrique entre les deux réservoirs (2X300m3) : $Hg=19\text{m}$.

$$D1 = \sqrt{Q} = 10954\text{mm}$$

$$D2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 16432\text{mm}$$

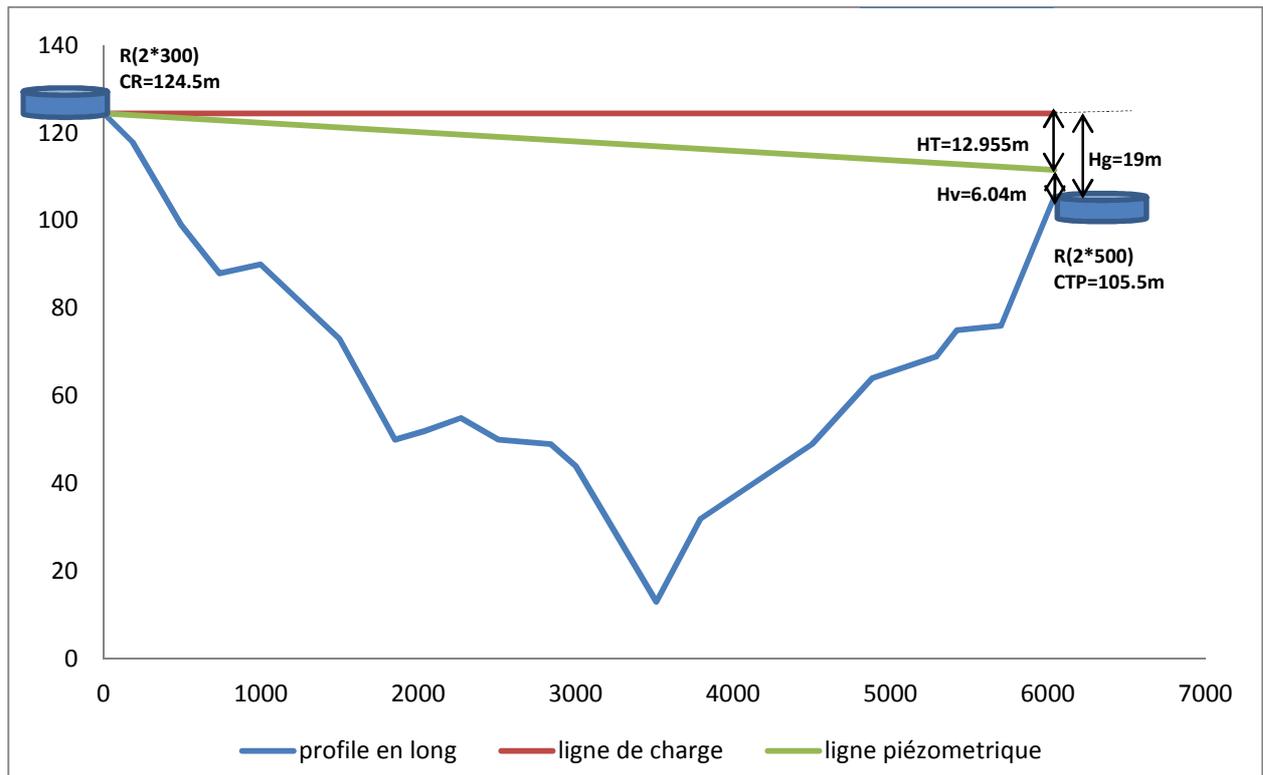
Diamètre économique est compris entre 125 et 250 mm, D'après la gamme des diamètres disponible (125.160.200 et 250mm).

Les résultats sont calculés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.06) : calcul des pertes de charge de la conduite C5

Φ (mm)	V (m/s)	Re	K (mm)	λ	HL(m)	HT(m)	Hv (m)
125	1,464	149575,58	0,02	0,01747	112,735	124,008	-105,008
160	0,894	116870,22	0,02	0,01819	34,173	37,590	-18,590
200	0,571	93439,02	0,02	0,01919	11,777	12,955	6,045
250	0,365	74714,68	0,02	0,01996	4,005	4,405	14,595

On opte pour le diamètre, $\Phi=200\text{mm}$, avec une vitesse acceptable $v=0.571$ (m/s),
Et $HT= 12.955$ (m). Les résultats de calcul sont schématisés dans la figure ci-après.



Figure(V.12) : Profil en long de tronçon C5 [(R (2X300))_R (2X500)].

Remarques

1. En analysant les profils en long de chaque tronçon, nous remarquons que la ligne piézométrique ne coupe pas le profil en long de la conduite (TN),
2. Pour garder les mêmes débits et les mêmes vitesses dans les tronçons avec les diamètres choisis on utilise des vannes papillons.

Ce choix est fait pour les raisons suivantes :

- ✓ Possibilité de travailler avec des grands débits (grands diamètre).
- ✓ Facilité de manipulation.

IV.8.1.5. Calcul de l'angle de fermeture des vannes [6]

$$K' = H_v * \frac{2 * g}{v^2}$$

Avec : **H_v** : Perte de charge créée par la vanne ;

K' : Coefficient de pertes de charges ;

Et : $H_v = H_g - H_T$

A partir du graphe et tableau d'évolution de coefficient de singularité K' d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture (voir l'annexe 3), les valeurs des angles de fermetures des vannes sont données dans le tableau suivant :

Tableau (IV.7) : détermination de l'angle de fermeture de la vanne pour chaque tronçon.

Tronçons	Hv (m)	V (m/s)	K' (m)	θ^0
C1	8,157	2	40,010	10,82
C2	47,363	1,82	280,540	62,57
C3	5,934	1,154	87,425	54,42
C4	12,236	1,495	107,413	58,76
C5	6.045	0.571	363.767	63.88

IV.8.2. Adduction par refoulement.

IV.8.2.1 dimensionnement de la conduite C6 (Forage ZET 1R vers le réservoir (2X300 m3) de Koudiet El Arrais).

- ✓ Le débit : $Q = 0.012 \text{ m}^3/\text{s} = 12 \text{ l/s}$
- ✓ La longueur de tronçon : 2560m
- ✓ Le niveau dynamique de forage: $ND = 44\text{m}$
- ✓ La cote arrivé de (RX300m3): $CTP = 128.5\text{m}$
- ✓ La hauteur géométrique ($H_g = CTP - ND$) : $H_g = 128.5 - 44 = 84.5\text{m}$
- ✓ Le diamètre :

$$D = \sqrt{Q} \quad D = 109.54\text{mm}$$

$$D = 1,5 \cdot \sqrt{Q} \quad D = 164.31\text{mm}$$

Les calculs des différents paramètres de ce tronçon, pour la détermination du bilan économique ainsi que le diamètre économique sont regroupés dans les tableaux ci-dessous:

Tableau (IV.08) : Calcul de la H_{mt} du tronçon C6 [ZET R1-R (2X300m3)].

Φ (mm)	V (m/s)	Re	K(m)	λ	HL(m)	HT(m)	HMT(m)
110	2,264	203821,65	0,02	0,01675	124,583	137,041	221,541
125	1,756	179490,69	0,02	0,01706	67,182	73,901	158,401
160	1,072	140244,25	0,02	0,01777	20,377	22,415	106,915
200	0,685	112126,82	0,02	0,01873	7,018	7,720	92,220

Tableau (IV.9) : calcul de frais d'exploitation.

Φ (mm)	prix (kWh)	E(KWh)	prix (DA/kWh)	Frais d'exploitation
110	41,727679	304612,056	4,67	1422538,3
125	29,8350531	217795,888	4,67	1017106,8
160	20,1376016	147004,492	4,67	686510,977
200	17,3697349	126799,065	4,67	592151,632

Tableau (IV.10) : calcul de frais d'amortissement.

Φ (mm)	L(m)	Cu (Da/MI)	C tronçon (Da)	Annuité	Frais d'amortissement
110	2560	1832,42	4690995,2	0,0937	439546,25
125	2560	2350,34	6016870,4	0,0937	563780,756
160	2560	3841,34	9833830,4	0,0937	921429,908
200	2560	6032,34	15442790,4	0,0937	1446989,46

Tableau (IV.11): calcul de bilan.

Φ (mm)	frais d'exploitations(DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan total (DA)
110	1422538,3	439546,25	1862084,55
125	1017106,8	563780,756	1580887,55
160	686510,977	921429,908	1607940,89
200	592151,632	1446989,46	2039141,09

D'après les résultats obtenus dans le tableau du bilan ci-dessus, on remarque que le diamètre le plus économique est 125 mm, avec un bilan minimal de 1580887,55 (DA).

Donc, on optera pour ce diamètre puisque il représente aussi une vitesse acceptable qui est égale à 1.756 (m/s).

L'étude technico-économique précédente, nous a permis de déterminer les diamètres économiques à adopter pour tous les conduites d'adduction. [Voir figure(IV.13)].

Une fois le diamètre de la conduite d'adduction est choisi ; la hauteur manométrique totale (Hmt) de ce tronçon est connue, il nous reste à choisir la pompe qui assure le refoulement de l'eau de Forage ZET 1R vers les réservoirs jumelées 2*300m³.

IV.9. Choix de la pompe.

IV.9.1. Définitions

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. Le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

IV.9.2 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection entre les deux courbes caractéristiques ; La courbe caractéristique Hauteur-Débit de la pompe considérée $H_p=f(Q)$, et la courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe $H_c=f(Q)$, (figure (IV.11)).

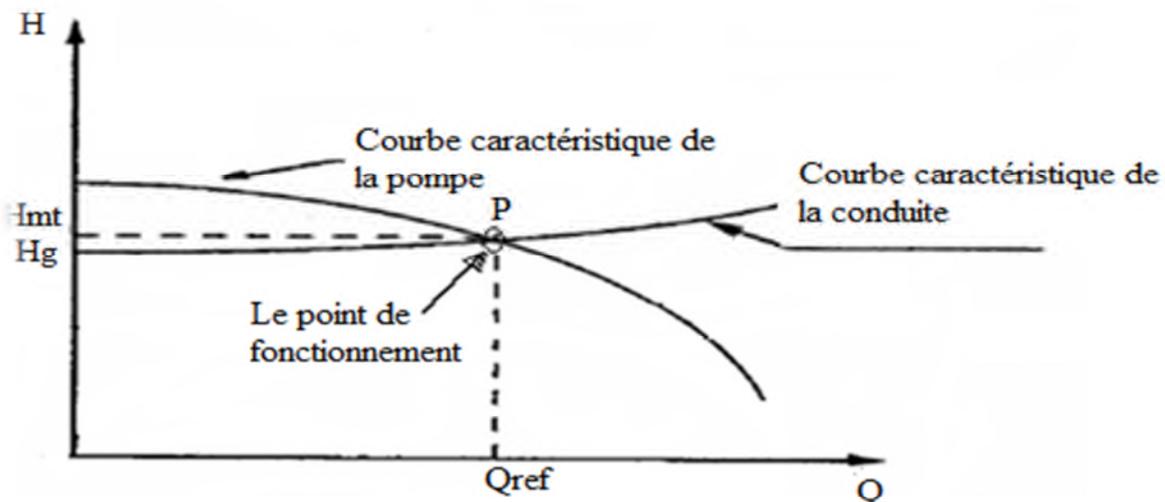


Figure (IV.14) : Point de fonctionnement de la pompe

Souvent, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point que l'on désire avoir (débit demandé et hauteur demandée), il ya lieu de prévoir des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées. Parmi ces modifications on peut citer les variantes suivantes :

A- Première variante (Réglage par la réduction du temps de pompage)

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit. Pour conserver le même volume pompé, On a le volume d'eau qui entre dans le réservoir pendant un temps de pompage :

T : Temps de pompage, pour notre cas **20 h**.

$$V = 20 Q_1$$

Dans cette variante on cherche le nouveau temps de pompage (T_2), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit (Q_2) donné par la pompe.

Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2$$

Donc le nouveau temps de pompage (T_2) est donné par :

$$T_2 = T_1 \cdot \frac{Q_1}{Q_2}$$

B- Deuxième variante (Le réglage par la modification de la vitesse de rotation)

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

La valeur du facteur (a') est donnée par la formule suivante :

$$a' = \frac{H_1}{Q_1^2}$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1 (H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V (Q_v, H_v)$ de P_1 , voir la (Figure (IV.12)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N_1}{N_v} = \left(\frac{Q_1}{Q_c} \right)^2 = \frac{H_1}{H_v}$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N_v \left(\frac{Q_1}{Q_c} \right)^2 = N_v \frac{H_1}{H_c}$$

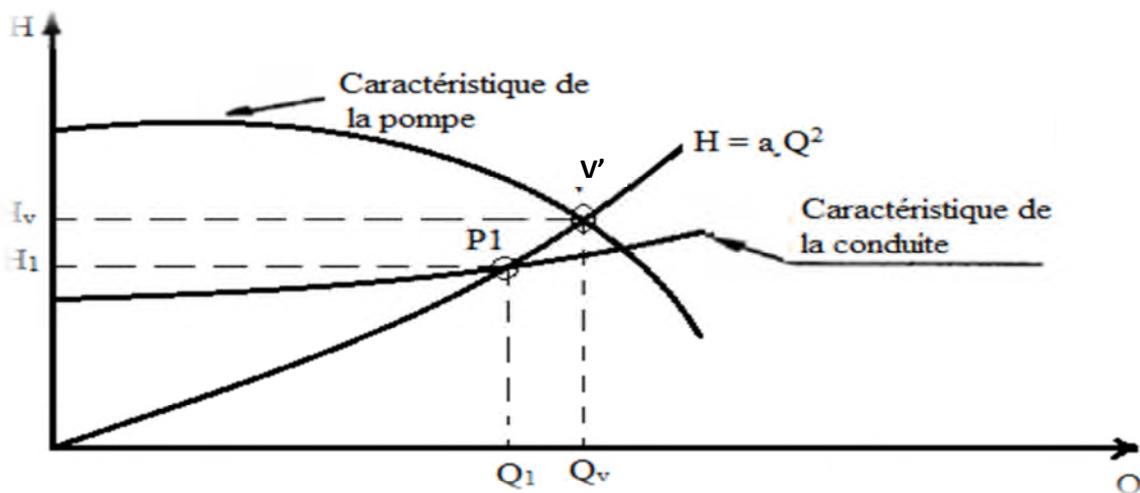


Figure (IV.15) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

C- Troisième variante (Le vannage)

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré.

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ajoutant aussi la diminution du rendement de la pompe.

IV.9.3. La cavitation [5]

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal.

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Le calcul de la $NPSH_d$ se fait en utilisant l'équation de BERNOULLI :

- $NPSH_d = (P_0/W) + H_a - (J_{asp} + h_v)$: Pour une aspiration en charge.
- $NPSH_d = (P_0/W) - H_a - (J_{asp} + h_v)$: Pour une aspiration en dépression.

Avec :

H_a : hauteur d'aspiration en (m).

J_{asp} : pertes de charges à l'aspiration en (m).

h_v : tension de vapeur d'eau pompée en (m).

$\frac{P_0}{w}$: Pression au plan d'eau en (m.c.e).

Tableau (VI.12) Tensions de vapeur de l'eau en fonction de la température.

T(C°)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h_v	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.80	10.30

IV.9.4.Choix de pompe pour le forage (ZET 1R)

- ✓ Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :
 - Le débit véhiculé : $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s} = 14.4 \text{ l/s}$ (pendant 20h).
 - La hauteur géométrique : $H_g = 84.5\text{m}$

- Les pertes de charge : $HT = 73.901\text{m}$.
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 158,4005\text{ (m)}$.

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (E8S50/10A) dont les caractéristiques sont les suivantes (Voir annexe 4) :

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans le graphe ci-après :

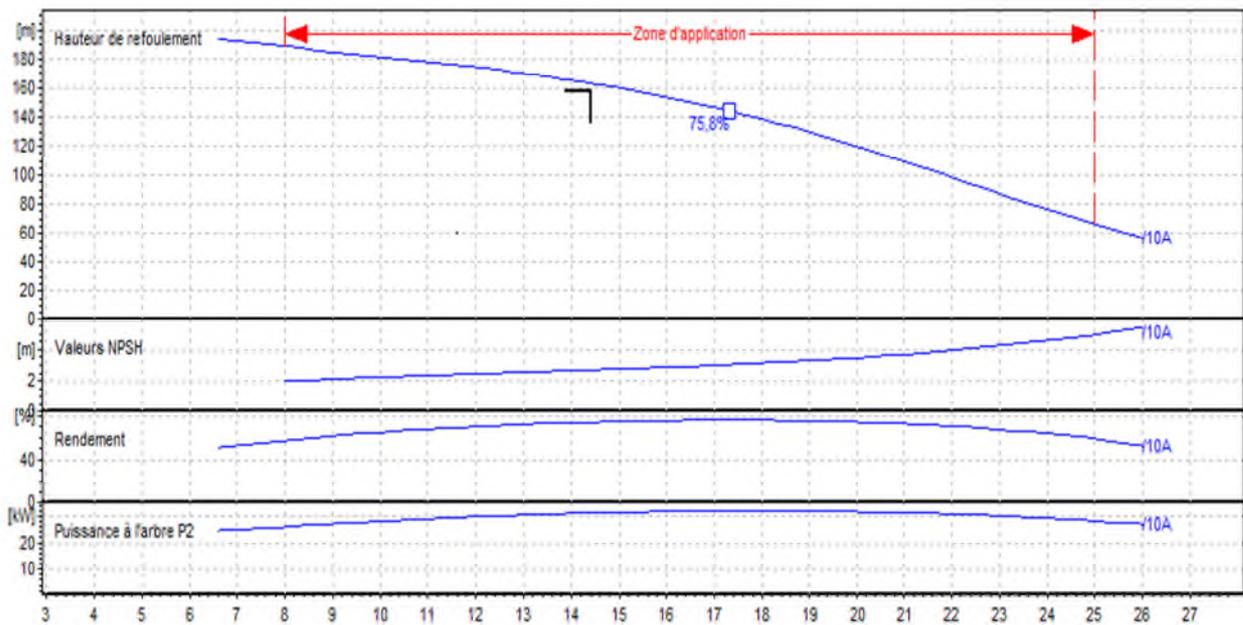


Figure (IV.16) : Courbes caractéristiques de la pompe.

Les caractéristiques de la pompe choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau(IV.13) : les caractéristiques de la pompe.

Station	Type de la pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement(%)	NPSHr (m)
ZET 1R	E8S50/10A	2900	74.2	2.71

- ✓ Le point de fonctionnement P1 (14.7 l/s, 162 m).
- ✓ Le point désiré P (14.4l/s, 158.40m).

IV.9.3. Réalisation du point de fonctionnement

Après l'analyse de courbe caractéristiques de pompe choisie, on constate que Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point que l'on désire avoir, des modifications doivent être apportées.

Variante (1) : Réduction du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage qui sera :

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où, T = 20 \times \frac{14.4}{14.7} = 19.592 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0144 \times 162}{0.742}$$

$$D'où : P = 30,84 \text{ KW}$$

Variante (2) : Variation de la vitesse de rotation.

Pour obtenir le point homologue, il suffit de tracer la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par l'expression

$$H = a' Q^2.$$

Donc la valeur du facteur (a') est :

$$a' = \frac{H_{mt}}{Q^2} = \frac{159}{(14.4)^2} = 0,76678241$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.14) : Recherche du point homologue du point désiré de la pompe.

Q (l/s)	3	6	8	10	12	13	14	15	18
Hp(m)	209	196	189	182	174	170	165	160	139
H=a'.Q² (m)	6,901	27,604	49,074	76,678	110,417	129,586	150,289	172,526	248,438

Les résultats obtenus dans le tableau (IV.14) ci-dessus sont représentés dans la figure ci-après :

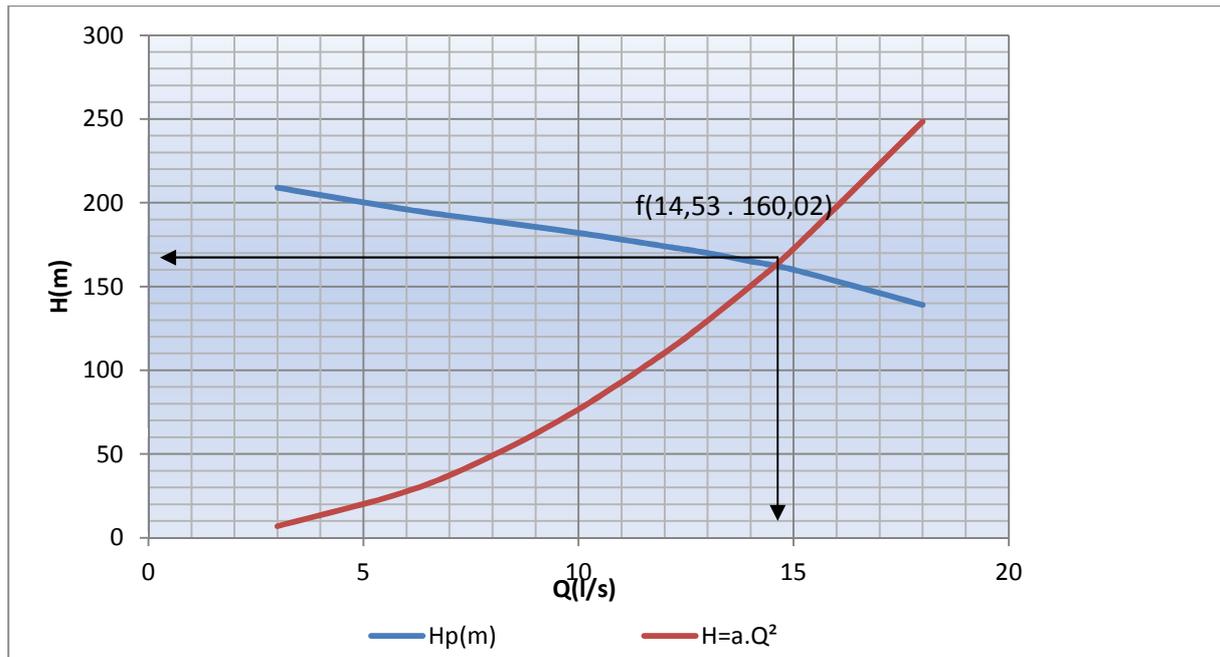


Figure (IV.17) : Recherche graphique du point homologue du point désiré.

D’après la figure ci-dessus, le point homologue recherché pour la pompe est :

f (14.53 l/s, 160.02 m).

Le calcul de la vitesse de rotation recherchée pour la pompe est représentée dans le tableau suivant :

Tableau (IV.15) : Calcul de la vitesse rotation pour la pompe.

Station	Débit du projet (l/s)	Débit au point homologue (l/s)	Hmt du projet (m)	Hmt au point homologue (m)	Vitesse de rotation N1 (tr/mn)	Vitesse de rotation désirée N2 (tr/mn)
ZET 1R	14.4	14.53	159	160.02	2900	2874

La puissance absorbée sera donc :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0144 \times 160.02}{0.742}$$

D’où : **P = 30,499 kw.**

Variante(3) : Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d’étouffement égale à :

$h = H^? - H_1 = 163 - 162 = 1 \text{ m.}$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0144 \times 163}{0.742}$$

D'où : **P = 30.0323 kw.**

✓ Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une puissance minimale.

Remarque :

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont placées à 1 m au-dessous du niveau dynamique des forages, donc elles travaillent en charge et par conséquent il n'y a pas de problème de cavitation. [8].

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les conduites d'adduction.

-Cinq (5) tronçons par gravité de dimension : $\Phi 125$, $\Phi 160$, deux tronçons $\Phi 200$, et $\Phi 315$. Avec des vitesses acceptables comprises entre (0.571 et 2 m/s).

- Un tronçon par refoulement de dimension : $\Phi 160$, Avec une vitesse de (1.072m/s).

Le forage doit être équipé d'une pompe immergée de type E8S50/10A. Avec une pompe de secours en cas de panne.

Chapitre V

Le réseau de distribution

Définition

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés. Généralement l'eau sort du réservoir par une seule conduite maitresse, et sur laquelle sont branchées des conduites secondaires. Si l'agglomération est importante, il est préférable de prévoir plusieurs conduites maitresses.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression compatible avec la hauteur des immeubles, afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

V.1.Classification des réseaux de distribution [5]

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- ✓ Le réseau maillé ;
- ✓ Le réseau ramifié ;
- ✓ Le réseau étagé ;
- ✓ Le réseau à alimentation distinctes.

V.1.1 Réseaux ramifié

Ils sont utilisés en général dans les zones rurales ; l'eau est distribuée dans les conduites d'un seul cheminement possible, Ils présentent l'avantage d'être économiques, mais ils manquent de sécurité et de souplesse, en cas de rupture cas d'accident sur la conduite principale, toute la partie avale sera privée d'eau.

V.1.2.Les réseaux maillés

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, il présente une solution plus adéquate grâce à sa sécurité et sa souplesse d'utilisation, il est permet d'une alimentation en retour (plusieurs sens possible). Mais il est plus coûteux par rapport au réseau ramifié.

V.1.3.Réseaux étagés

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas, (les normes de pressions ne sont pas respectées), En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, Alimenté par le premier pour régulariser la pression dans le réseau.

V.1.4.Réseaux à alimentation distinctes

Les réseaux à alimentation distinctes distribuent l'eau est joue le rôle de double alimentation ; l'un pour l'eau potable destinée a tous les besoins domestiques, et l'autre pour l'eau non potable réservée à l'usage industriel, lavage et arrosage des rues et plantation.

V.2. Conception d'un réseau de distribution

Il y a Plusieurs facteur qui influent sur la conception du réseau, les plus important sont :

- ✓ L'emplacement des consommateurs ;
- ✓ Le relief et l'urbanisation de la région ;
- ✓ Le souci d'assurer un service souple et régulier.

V.3. Choix du système de distribution

Pour notre projet, le système de distribution à étudier concerne le Chef lieu de la commune de Zemmouri. Sur les traces du réseau de distribution existant, un nouveau réseau maillé sera conçu pour prendre en charge les insuffisances de l'ancien et améliorer le service rendu aux abonnés. L'alimentation de ce nouveau réseau sera exclusivement à partir du réservoir projeté (R1).

V.4. Principe de tracé d'un réseau maillé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- ✓ Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée des route, de ravine ...etc.) ;
- ✓ Eviter les zones rocheuses ;
- ✓ Choisir le lien de consommation principale ;
- ✓ Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau ;
- ✓ Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.

V.5. Choix de type des tuyaux

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD (PN10), en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente:

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité.

V.6. Equipements et accessoires du réseau de distribution

Ce sont, en général des éléments auxiliaires qui sont installés dans le réseau pour faciliter l'exploitation et l'entretien de ce dernier. Parmi ces accessoires nous pouvons citer:

V.6.1. Vannes d'isolement (robinets-vannes)

Dans la conception du réseau nous avons prévu l'installation des vannes d'isolements. Ces vannes serviront à mettre hors service des tronçons dans le but de faciliter l'exploitation du réseau et d'effectuer de travaux de nettoyage et de réparation en privant d'eau le plus petit territoire possible.



Figure(V.1) : La vanne d'isolement.

V.6.2. Les décharge

Ce sont des robinets disposés aux points bas de la canalisation, pour en permettre la vidange de la quantité de l'eau qui est resté dans le réseau.

V.6.3. les bouches et/ou poteau d'incendie

Elles permettent le branchement immédiat des engins d'extinction des incendies, elles sont installées sur les canalisations maitresses du réseau.

Les poteaux d'incendie peuvent être à deux ou trois bouches selon l'importance du débit à assurer et doivent être munis d'une bouche pouvant être adaptée à une motopompe. La source d'alimentation doit permettre d'assurer le débit défini pendant au moins 2 heures.



Figure(V.2) : Le poteau d'incendie



Figure(V.3) : La bouche d'incendie

V.6.4. Bouches de lavage et d'arrosages

- ✓ Les bouches de lavage sont utilisées pour le nettoyage des rues et caniveaux.
- ✓ Les bouches d'arrosages, généralement elles sont placées dans les jardins publics, elles permettent d'arroser les espaces verts.

V.7. Les pièces spéciales de raccord

Ils permettent de raccorder une conduite principale avec une conduite secondaire.

- ✓ **Les cônes** : Ce sont des convergents qui permettent les raccordements des conduites présentant des diamètres différents.
- ✓ **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.
- ✓ **Les raccords à un seul et ou plusieurs emboitements** : Deux ou trois ou quatre emboitement permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents .il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer. Voir la figure ci-après.



Figure(V.4): les raccords des conduites en PEHD

V.8.Dimensionnement du réseau de distribution

V.8.1.Les contraintes de dimensionnement

Le dimensionnement du réseau de distribution, consiste à déterminer les dimensions (diamètres) des canalisations véhiculant les débits nécessaires (débit de pointe) pour satisfaire les abonnés, en vérifiant les deux conditions suivantes :

- ✓ Les vitesses d'écoulement doivent être comprises entre 0.5m/s et 1.5m/s.
- ✓ Les pressions de service aux niveaux des abonnés de 1bar à 60bar (10 à 60 m).

V.8.1. Calcul du réseau maillé

Un réseau maillé, bien plus intéressant pour l'exploitation, est plus compliqué à calculer. Il comprend des nœuds, et des mailles, c'est –à-dire des ensembles de branches formant un circuit fermé. La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de HARDY-CROSS, qui se repose sur les deux lois de KIRCHOFF.

1. **Loi des nœuds** : la somme des débits qui arrivent à un nœud est égale à la somme des débits qui en partent ;
2. **Loi des mailles** : la somme algébrique des pertes de charges (ou de pression) le long d'une maille orientées dans un sens arbitraire est nulle.

-Principe de la méthode de HARDY-CROSS

La Méthode consiste tout à fixer pour chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement tout en respectant la première loi. Le diamètre étant fixé, on calcul les pertes de charges.

Les pertes de charges sont évidemment affectées du signe qui aura été choisi pour les débits puisque les pertes de charges augmentent dans le sens de l'écoulement on prend comme ses positif, le sens donné par les aiguilles d'une montre.

La deuxième loi n'étant pas vérifiée du premier coup, il devient nécessaire de modifier les débits supposés jusqu'à satisfaction de cette loi.

- débit correctif

Le débit de correction pour une maille donnée (à ajouter ou à retrancher) est donné par la relation

$$\text{suivante} \quad \Delta Q = \frac{\sum j_i}{2 \cdot \sum j_i / Q_i} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

$\sum j_i$: Somme algébrique des pertes de charge dans une maille donnée en (m).

Q_i : Débit au tronçon 'i'.

-Calcul des pertes de charges (voir chapitre IV)

V.8.2. Calcul des débits

A. Le débit de pointe

C'est le débit correspondant à la consommation maximale horaire. C'est avec ce débit qu'on dimensionne le réseau de distribution.

On a :

Le débit maximal journalier est : $Q_{max.j} = 8203.52 \text{ m}^3/\text{j}$

Pour un régime de consommation correspondent à $k_{max} \cdot h = 1.5$, La valeur maximale de (p) est prise égale à 6.25% (voir Annexe I).

Le débit de pointe ce calcul par :

$$Q_{max.h} = \frac{(p \cdot Q_{max.j})}{100} \quad (IV.2)$$

$$Q_{max.h} = (6.25 \times 8203.52) / 100 = 512.72 \text{ m}^3/\text{h} = Q_p = 142.42 \text{ (l/s)}.$$

Où :

$$Q_{max.h} = Q_p : \text{Débit de pointe (m}^3/\text{s)} ;$$

B. Le débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum l_i} \quad (V.3)$$

Ou :

Q_p : Débit de pointe

l_{ij} : La longueur de tronçon i,j

$$\sum l_i = 11132.66 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Q_s = 0.012793 \text{ (l/s/m)}$$

C. Le débit de route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon.

$$Q_r = Q_s \cdot L_{ij} \quad (V.4)$$

Où : Q_r : Débit de route en (l/s)

Q_s : Débit spécifique en (l/s)

L_{ij} : Longueur du tronçon i-j en (ml)

D. Calcul des débits aux nœuds

Le débit au nœud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + (0.5 * \sum_{I=1}^{I=n} Q_{ri}) \quad (V.5)$$

Avec :

Q_{ni} : Débit au nœud 'i' en (l/s).

$\sum_{I=1}^{I=n} (Q_{ri})$: La somme des débits de route des tronçons qui arrivent au nœud 'i'

Q_{ci} : Débit concentré au nœud 'i' en (l/s).

E. Détermination des débits aux tronçons (Débits de dimensionnement)

Ces débits sont déterminés par la première répartition supposée (aléatoire) de façon à ce que la condition, de la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants, soit satisfaite. Le débit du tronçon est déterminé par la relation suivante :

$$Q_t = Q_{\text{aval}} + 0.55 * Q_r \quad (\text{V.6})$$

Avec :

Q_t : Débit au tronçon,

Q_{aval} : Débit à l'aval de chaque tronçon (transité dans le tronçon).

V.9. présentation du logiciel EPANET [10]

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

V.9.1 La capacité pour la modélisation hydraulique

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour avoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- ✓ La taille du réseau étudié est illimitée ;
- ✓ Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ET Chézy-Manning ;
- ✓ Il inclut les pertes de charge singuliers aux coudes, aux tés, et ...etc ;
- ✓ Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût ;
- ✓ Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes d'arrêt.etc ;
- ✓ Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- ✓ Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds .chacune avec une caractéristique propre ;
- ✓ Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple) ;
- ✓ Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes

Simple (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

V.9.2.Paramètre d'entrée du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés, à des nœuds Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

A. Les nœuds de demande

Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :

L'altitude du nœud ;

La demande en eau (qui peut varier dans le temps).

Les résultats calculés aux nœuds de demande,

- ✓ La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique)
- ✓ La pression au niveau du nœud
- ✓ On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de demande.

B. Les réservoirs

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont:

- ✓ L'altitude du radier ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau ;

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont:

- ✓ La charge hydraulique (altitude de l'eau) ;
- ✓ La pression (niveau de l'eau) ;
- ✓ Courbe d'évolution du niveau de l'eau ;
- ✓ . Le niveau d'eau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal.

EPANET arrête la sortie d'eau si le réservoir est à niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal.

C. Les conduites

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour les conduites sont:

- ✓ Les nœuds initial et final ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La longueur ;
- ✓ Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge) ;
- ✓ L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour).

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont: Le débit, La vitesse d'écoulement, La perte de charge.

D. Les vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- ✓ Les nœuds d'entrée et de sortie ;
- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La consigne de fonctionnement ;
- ✓ L'état de la vanne ;
- ✓ Coefficient de perte de charge singulière.

Les éléments calculés en sortie de simulation sont:

- ✓ Le débit
- ✓ La perte de charge hydraulique

V.10. Dimensionnement de réseau

V.10.1. Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après.

Tableau (V.1) : Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s/m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
R1	R1-N2	521	0.012793	/	/
2	N2-N3	178		2.277	5.411
	N2-N5	668		8.546	
3	N3-N11	90		1.151	10.189
	N3-N12	1325		16.951	
	N3-N2	178		2.277	
4	N4-N11	45,93		0.588	5.926
	N4-N6	458,6		5.867	
	N4-N5	422		5.399	
5	N5-N4	422		5.399	8.563
	N5-N2	686		8.776	
	N5-N17	230,69		2.951	
6	N6-N7	238,36		3.049	6.077
	N6-N4	458,6		5.867	
	N6-N17	253,23		3.240	
7	N7-N6	238,36		3.049	7.704
	N7-N14	243		3.109	
	N7-N12	723		9.249	
8	N8-N10	379		4.849	13.350
	N8-N17	785,83		10.053	
	N8-N9	766		9.799	
9	N9-N16	228	2.917	12.371	
	N9-N15	940	12.025		
	N9-N8	766	9.799		
10	N10-N14	160	2.047	6.153	
	N10-N16	423	5.411		
	N10-N8	379	4.849		
11	N11-N3	90	1.151	3.376	
	N11-N4	45,93	0.588		
	N11-N12	392	5.015		
12	N12-N3	1325	16.951	19.298	
	N12-N11	392	5.015		
	N12-N7	723	9.249		
	N12-N13	577	7.382		
13	N13-N12	577	7.382	10.433	
	N13-N15	538	6.883		
	N13-N14	516	6.601		

Suite tableau (V.1) :

14	N14-N10	160	0.012793	2.047	5.878
	N14-N13	516		6.601	
	N14-N7	243		3.109	
15	N15-N13	538		6.883	12.23
	N15-N16	434		5.552	
	N15-N9	940		12.025	
16	N16-N15	434		5.552	6.942
	N16-N9	228		2.917	
	N16-N10	423		5.411	
17	N17-N5	239,69		3.066	8.819
	N17-N6	353,25	4.519		
	N17-N8	785,83	10.053		

V.10.1.1. Les résultats de la simulation du réseau

Après avoir introduit les valeurs des débits aux nœuds, nous avons pu déterminés les débits de chaque tronçon ensuite dimensionner notre réseau.

Tableau (V.2) : Les débits pour chaque tronçon (cas de pointe)

N° Tronçon	Débit de tronçon (l/s)	Longueur (m)
1	141.71	521
2	39.40	686
3	35.57	230.69
4	24.74	785.83
5	2.03	940
6	12.02	243
7	7.39	723
8	96.90	178
9	79.37	90
10	44.94	392
11	7.37	1325
12	29.60	577
13	2.05	516
14	4.73	422
15	17.11	538
16	2.85	434
17	8.19	160
18	5.68	423
19	3.64	379
20	8.75	766
21	1.57	228
22	31.05	45.93
23	2.05	353.25
24	20.39	458.6
25	16.33	338.36

Remarque :

La simulation a été faite par itération en jouant sur les diamètres des conduites pour avoir une bonne pression au niveau de chaque nœud et des vitesses acceptables dans les canalisations, Voir les figures (V.5 et V.6).

Les diamètres choisis sont donnés dans le tableau ci-dessus.

Tableau (V.3) : Les diamètres obtenus après la simulation.

N° Tronçon	Dint normalisé (mm)	Dext normalisé (mm)
1	352.6	400
2	220.4	250
3	277.6	315
4	220.4	250
5	63.8	75
6	110.2	125
7	79.2	90
8	352.6	400
9	352.6	400
10	220.4	250
11	141	160
12	176.2	200
13	63.8	75
14	96.8	110
15	176.2	200
16	63.8	75
17	96.8	110
18	110.2	125
19	63.8	75
20	96.8	110
21	63.8	75
22	176.2	200
23	63.8	75
24	141	160
25	141	160

Les tableaux ci-dessous représentent l'état des nœuds et arcs :

Tableau (V.4) : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe).

N°Nœuds	Altitude(m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
R1	113.5	-141.71	115.5	2
2	101.23	5.41	113.29	12.06
3	86.61	10.19	112.92	26.31
4	81	5.93	112.45	31.45
5	93.64	8.56	110.58	16.94
6	77.87	6.08	107.80	29.93
7	69.08	7.70	106.19	37.11
8	66.94	12.35	109.01	42.07
9	38.86	12.37	98.72	59.86
10	54.91	6.15	101.18	46.27
11	83.17	3.38	112.79	29.62
12	61.3	19.30	110.81	49.51
13	46.97	40.43	106.90	59.93
14	63.08	5.88	103.09	40.01
15	43.71	12.23	105.55	61.84
16	41.36	6.94	99.79	58.43
17	80.60	8.82	110.33	29.73

Tableau (V.5) : Etat des tronçons du réseau (cas de pointe)

N° Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit tronçons (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
1	521	400	0.02	141.71	1.45	2.209
2	686	250	0.02	39.40	1.03	2.7097
3	230.69	315	0.02	35.57	0.59	0.2446
4	785.83	250	0.02	24.73	0.65	1.3202
5	940	75	0.01	2.04	0.64	6.8338
6	243	125	0.01	12.02	1.26	3.1031
7	723	90	0.02	3.39	0.69	4.6199
8	178	400	0.02	96.91	0.99	0.37202
9	90	400	0.02	79.38	0.81	0.1305
10	392	250	0.02	44.45	1.18	1.9756
11	1325	160	0.01	7.34	0.47	2.1067
12	577	200	0.01	29.60	1.21	3.9121
13	516	75	0.01	2.05	0.64	3.8081
14	422	110	0.01	4.74	0.64	1.8694
15	538	200	0.01	17.12	0.70	1.345
16	434	75	0.01	2.85	0.89	5.7635
17	160	110	0.01	8.19	1.11	1.9088
18	423	125	0.01	5.68	0.60	1.3916
19	379	75	0.01	3.64	1.14	7.83014
20	766	110	0.01	8.74	1.19	10.2874
21	228	75	0.01	1.59	0.50	1.06704
22	45.93	200	0.01	31.05	1.27	0.3398
23	353.25	75	0.01	2.02	0.63	2.52927
24	458.6	160	0.01	20.39	1.31	4.6456
25	338.36	160	0.01	16.33	1.05	2.2839

V10.2. Vérification de réseau en cas de pointe +incendie

Il faut vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de 60 m³/h (soit 17 l/s) prévoir pendant deux heures (2h). A une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution, et dans ce cas on accepte des vitesses atteignant (2.5m/s) [10]. Dans notre étude on a vérifié ce cas pour le nœud (N9), Les calculs des débits aux nœuds sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.6) : Calcul de des débits aux nœuds en cas de (pointe +incendie)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
R1	R1-N2	521	0.012793	-	-
2	N2-N3	178		2.277	5.411
	N2-N5	668		8.546	
3	N3-N11	90		1.151	10.189
	N3-N12	1325		16.951	
	N3-N2	178		2.277	
4	N4-N11	45,93		0.588	5.926
	N4-N6	458,6		5.867	
	N4-N5	422		5.399	
5	N5-N4	422		5.399	8.563
	N5-N2	686		8.776	
	N5-N17	230,69		2.951	
6	N6-N7	238,36		3.049	6.077
	N6-N4	458,6		5.867	
	N6-N17	253,23		3.240	
7	N7-N6	238,36		3.049	7.704
	N7-N14	243		3.109	
	N7-N12	723		9.249	
8	N8-N10	379		4.849	13.350
	N8-N17	785,83		10.053	
	N8-N9	766		9.799	
9	N9-N16	228		2.917	29.371
	N9-N15	940		12.025	
	N9-N8	766		9.799	
10	N10-N14	160		2.047	6.153
	N10-N16	423		5.411	
	N10-N8	379		4.849	
11	N11-N3	90		1.151	3.376
	N11-N4	45,93	0.588		
	N11-N12	392	5.015		
12	N12-N3	1325	16.951	19.298	
	N12-N11	392	5.015		
	N12-N7	723	9.249		
	N12-N13	577	7.382		

13	N13-N12	577	0.012973	7.382	10.433
	N13-N15	538		6.883	
	N13-N14	516		6.601	
14	N14-N10	160		2.047	5.878
	N14-N13	516		6.601	
	N14-N7	243		3.109	
15	N15-N13	538		6.883	12.23
	N15-N16	434		5.552	
	N15-N9	940		12.025	
16	N16-N15	434		5.552	6.942
	N16-N9	228		2.917	
	N16-N10	423		5.411	
17	N17-N5	239,69	3.066	8.819	
	N17-N6	353,25	4.519		
	N17-N8	785,83	10.053		

V.10.2.1. Les résultats de la simulation du réseau (cas de pointe+incendie)

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessus. Et les figures (V.7, V.8) représentent l'état des arcs et des nœuds du réseau.

Tableau (V.7) : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe+incendie).

N° Nœuds	Altitude(m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
R1	113.5	-158.71	115.50	2
2	101.23	5.41	112.77	11.54
3	86.61	10.19	112.33	25.72
4	81	5.93	111.75	30.75
5	93.64	8.56	108.97	15.33
6	77.87	6.08	105.89	28.02
7	69.08	7.70	103.74	34.66
8	66.94	12.35	106.27	39.33
9	38.86	29.37	71.85	32.99
10	54.91	6.15	94.93	40.02
11	83.17	3.38	112.18	29.01
12	61.3	19.30	109.82	48.52
13	46.97	40.43	104.71	57.74
14	63.08	5.88	98.85	35.77
15	43.71	12.23	102.73	59.02
16	41.36	6.94	90.74	49.38
17	80.60	8.82	105.89	28.00

Tableau (V.8) : Etat des tronçons du réseau (cas de pointe +incendie)

N° Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit tronçons (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)
1	521	400	0.02	158.71	1.63	2.73
2	686	250	0.02	47.28	1.24	3.8004
3	230.69	315	0.02	44.62	0.74	0.3714
4	785.83	250	0.02	33.70	0.88	2.333
5	940	75	0.01	4.70	1.47	30.879
6	243	125	0.01	15.41	1.62	7.3216
7	723	90	0.02	3.95	0.80	6.0804
8	178	400	0.02	106.02	1.09	0.43966
9	90	400	0.02	87.74	0.90	0.43966
10	392	250	0.02	49.40	1.29	2.3559
11	1325	160	0.01	8.09	0.52	2.5175
12	577	200	0.01	34.24	1.40	5.1122
13	516	75	0.01	2.61	0.82	5.8617
14	422	110	0.01	5.90	0.80	2.78098
15	538	200	0.01	21.20	0.87	1.9852
16	434	75	0.01	4.27	1.34	11.9827
17	160	110	0.01	12.14	1.65	3.9152
18	423	125	0.01	10.45	1.10	4.1877
19	379	75	0.01	4.46	1.40	11.3358
20	766	110	0.01	16.89	2.30	34.4240
21	228	75	0.01	7.78	2.43	18.8964
22	45.93	200	0.01	34.97	1.43	0.42256
23	353.25	75	0.01	2.10	0.66	2.7059
24	458.6	160	0.01	23.14	1.48	5.8517
25	338.36	160	0.01	19.16	1.23	3.05877

Remarque :

Les résultats de vérifications du dimensionnement avec le débit de pointe+incendie à fait ressort les remarque suivantes :

- ✓ Les vitesses sont acceptables, elles varient entre 0.5 et 2.43 m/s,
- ✓ Les pressions aux sols, sont relativement inférieures au cas précédent (cas de pointe), et elles varient entre 11.54 et 59.02m.
- ✓ En analysant le plan de masse de la zone étudiée, nous avons remarqué que dans la zone du nœud « 9 » existe des immeubles (R+9), (30m d'hauteur) ce qui risque, dans ce nœud, de priver les deux dernières étages d'eau durant les deux heures.

Conclusion

Les résultats obtenus après simulation par le logiciel EPANET correspondent à notre objectif de départ à savoir :

- ✓ Des vitesses supérieures à 0.5 m/s. sauf pour un tronçon (0.47 m/s), Ceci est dû au fait qu'on a privilégié la disponibilité en pression par rapport à la vitesse dans les conduites
- ✓ Des pressions acceptables pour tous les nœuds de réseau, elles sont comprises entre (12.06 et 61.84m)
- ✓ La disponibilité en volume et en pression est assurée dans tout le réseau.

Le tableau suivant résume les caractéristiques des conduites constituant le réseau étudié :

Tableau (V.9) : Les diamètres des conduites de la distribution

DN (mm)	Longueur des tronçons (ml)
500	521
400	268
315	916.69
250	1177.83
200	1926.93
160	2264.96
110	160
90	1947
75	2471.17

- ✓ Pour assurer un bon rendement, et une longévité élevée de réseau de la distribution, il faut respecter les techniques de poses des conduites, et placer les accessoires nécessaires dans les normes.

Chapitre VI

Pose et protection des conduites

Introduction

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ; une pose convenable permet une stabilité très importante d'où une durée d'exploitation des réseaux acceptable. Dans la plus part des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, sur des ouvrages d'art ou dans le lit d'une rivière. Généralement elles sont posées en tranchées afin d'être protégées et de ne pas présenter d'obstacles à la circulation.

VI.1. Réalisation de tranchées

VI.1.1. Le tracé

Il doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des tubes en PEHD leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons des courbures des tubes PEHD.

VI.1.2. Exécution des tranchées :

L'exécution des travaux se fait manuellement ou par un engin mécanique de manière à assurer qu'un homme puisse y travailler. [4]

✓ *La largeur de la tranchée :*

Elle est rarement inférieure à 0,7 m pour les diamètres inférieurs à 150 mm. Pour les diamètres supérieurs, la largeur doit être augmentée.

✓ *La profondeur :*

La profondeur minimale recommandée est de 0,8m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'eau.

✓ *Coefficient du talus :*

Pour qu'il n'y ait pas de glissement des talus, on doit choisir une pente conforme. Ce choix se fait en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau (VI.1): Choix du coefficient du talus.

Profondeur (m)	Sols		
	Sable	Limon sableux	Limon argileux
jusqu'à 1,5	m = 0,5	m = 0,25	m = 0
jusqu'à 3	m = 1	m = 0,67	m = 0,5

VI.2. Pose de canalisation [4]

VI.2.1 La pose dans un terrain ordinaire:

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui ont subi des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

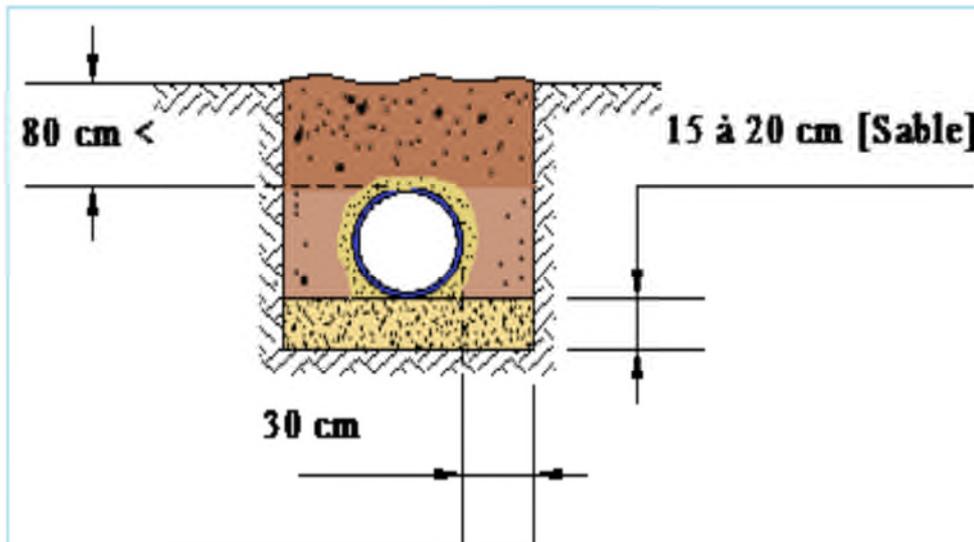


Figure (VI.01) : Pose de conduite dans un terrain ordinaire

VI.2.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions voir figure (VI.02) :

- ✓ **Cas d'un terrain peu consistant** : Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.
- ✓ **Cas d'un terrain mouillé** : Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

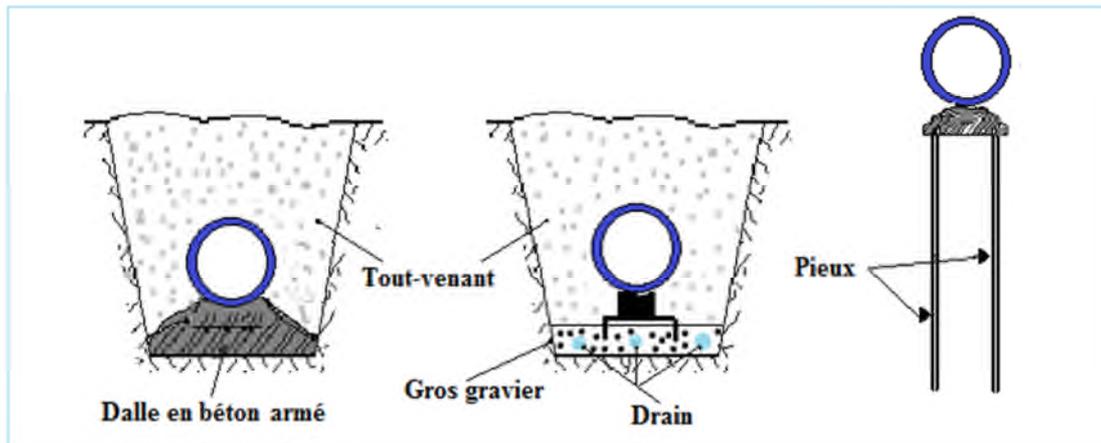


Figure (VI.02) : Pose de conduite dans un mauvais terrain.

VI.3. Travaux spéciaux

Parfois, le tracé de la conduite, oblige à franchir des traversées particulières, qui sont:

VI.3.1 Traversée des routes

En raison des charges qui peuvent causer des dommages et par conséquent des infiltration nuisibles à la conduite comme à la route il sera donc prévu des gaines dans lesquelles les conduites seront introduites afin de les protéger contre les chocs et les vibrations, voir figure (VI.03).

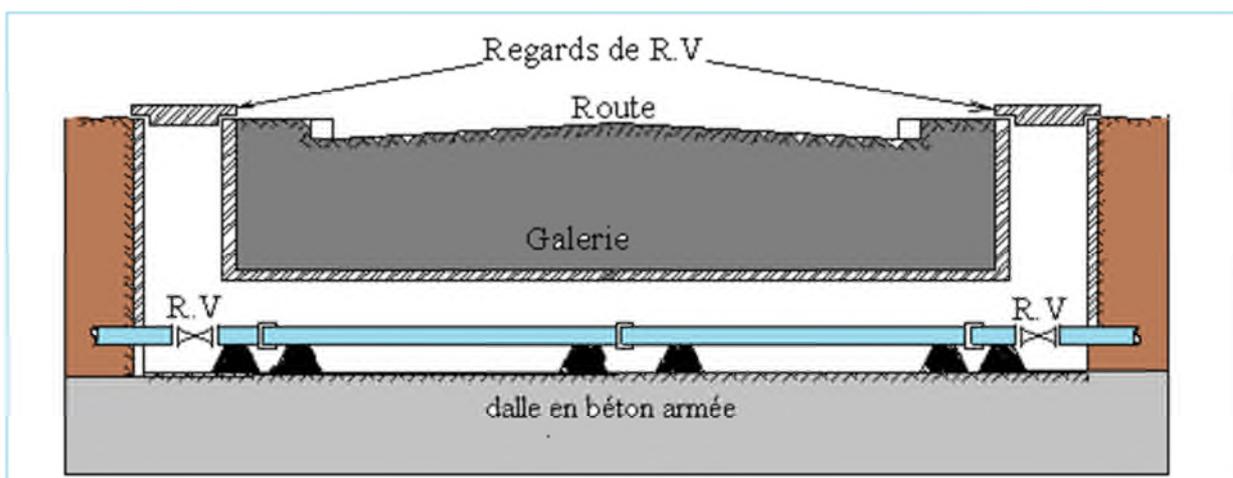


Figure (VI.03) : Schéma type de traversée d'une route.

VI.3.2 Traversée de la voie ferrée

C'est presque le même principe que précédemment, la conduite sera introduite dans un fourreau de protection en béton armé préfabriqué, de diamètre égal à celui de la conduite augmenté de 30 cm ; ensuite on remblaye le dessus avec du gravier, permettant ainsi d'amortir les vibrations engendrée par le passage des terrains. Le tronçon sera isolé de part et d'autre de la traversée, par deux regards de visite, comportant des vannes, voir figure (VI.04).

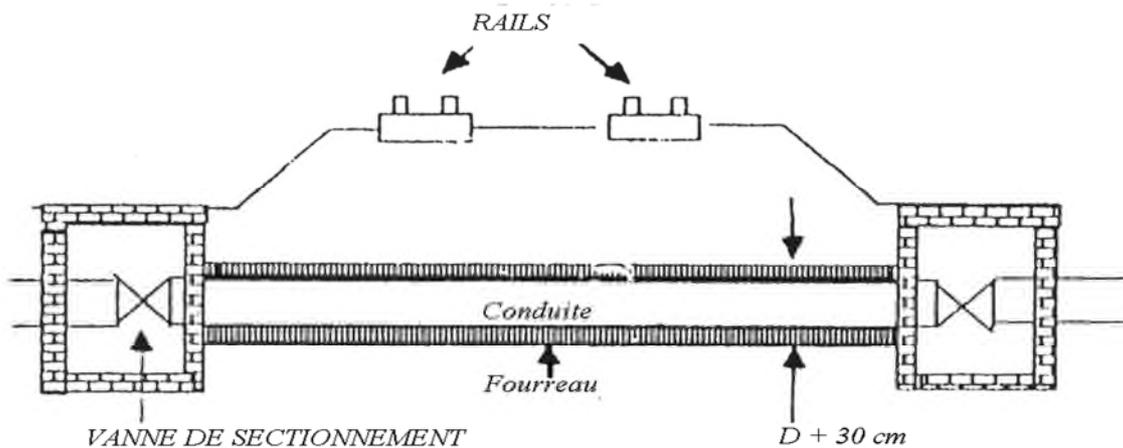


Figure (VI.04) : Pose de conduite traversée une voie ferrée.

VI.3.3. traversées d'un cours d'eau

Lorsqu'il s'agit de franchir une rivière ou un oued, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont-route, s'il en existe. Elle peut également être posée sur des ouvrages spéciaux, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il faut établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton (figure VI .05).

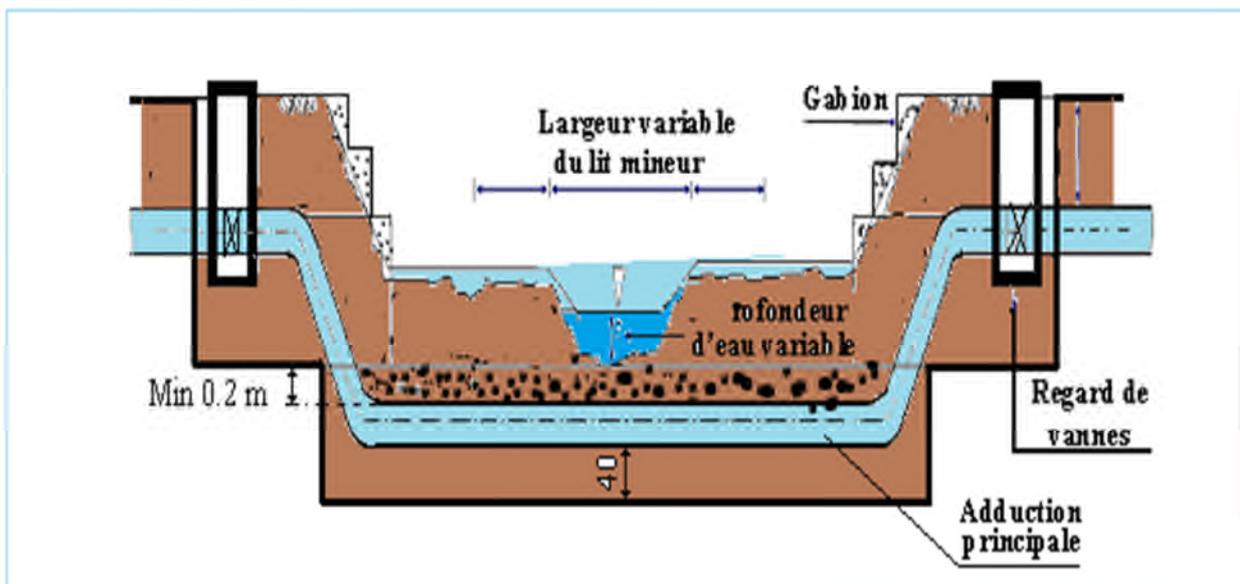


Figure (VI.5) : Traversée d'un cours d'eau

VI.4. Stabilisation des conduites [5]

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, , les cônes, les tés et les extrémités, qui peut engendrer des déboitements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leurs poids, on distingue :

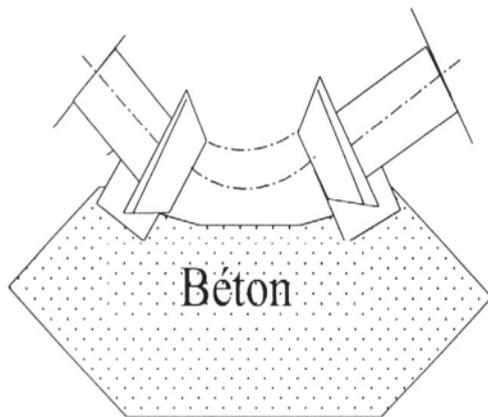


Figure (VI.6) Butée sur un coude horizontal.

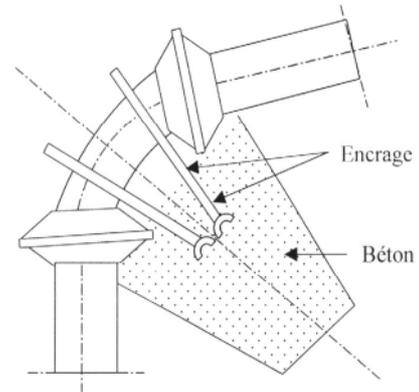


Figure (VI.7) : Butée sur un coude vertical.

VI.5. Désinfection des conduites [5]

Après l'achèvement des travaux d'adduction et de distribution, la livraison de l'eau à la consommation publique, ne peut se faire qu'après désinfection totale du réseau selon les instructions du laboratoire.

Cette opération peut s'effectuer, soit au chlore ou au permanganate de potassium, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Une désinfection au chlore nécessite la présence d'un chimiste en vue d'effectuer les titrages nécessaires et s'assurer ainsi qu'une dose suffisante de chlore subsiste en bout de réseau. Après un temps de contact suffisant de la solution stérilisante il est procédé au rinçage de la conduite avec de l'eau claire.

VI.6. Essais hydraulique

VI.6.1. Essai sur la canalisation en place

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve.

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite ; La durée d'essai est au moins de 30 minutes.

VI.6.2. Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints

Le mode opératoire des essais sur les conduites en polyéthylène est généralement basé sur les épreuves de pressions, avant d'assurer que les pièces spéciales, telles les coudes, les tés, les vannes..., sont bien calées. Ces modalités d'épreuves sont les suivantes :

- ✓ Appliquer une pression d'épreuve égale à la pression maximale de service pendant 30 minutes.
- ✓ Vidanger un peu les tronçons pour diminuer la pression à 20% ;

- ✓ Observer les pressions à l'aide d'un manomètre, et noter le maximum des lecteurs pendant 90 minutes.

La fiabilité de la conduite lors de premier essai d'épreuve se détermine par la lecture de pression sur le manomètre placé à l'aval de tronçon isolé. Si la pression augmente durant la période d'essai, le tronçon isolé est étanche (pas de fuite).

V.6.3 Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets vannes des branchements et des raccordements étant fermés.

VI.7 Protection des conduite contre le coup de bélier

VI.7.1.Définition

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement. C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

VI.7.2. Causes du coup de bélier [6]

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- ✓ Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes, alimentant un réservoir.
- ✓ Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement
- ✓ Modification de la vitesse d'une pompe.
- ✓ Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- ✓ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.7.3 Les risques dus aux coups de bélier

En pratique, les risques dus au coup de bélier sont importants.

A. Risque de forte pression (surpression)

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

B. Pression négative (dépression)

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure a -10 (m.c.e) il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

C. Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites. Ce phénomène est très compliqué du fait que les conduites sont enterrées.

VI.7.4.Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- ✓ De limiter la depression.
- ✓ De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- ✓ Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- ✓ Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- ✓ Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

VI.7.4.1. Les volants d'inertie [6]

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

VI.7.4.2. Les soupapes de décharge [6]

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger. Dès que l'effet de la pression sur le clapet dépasse la force du ressort, le clapet se soulève, permettant une évacuation proportionnelle à la surpression. Dès que la perturbation disparaît, le clapet se referme sans provoquer de surpression



Figure (VI.8) :.Soupape de décharge

VI.7.4.3.Les réservoirs d'air [6]

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe, peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique, disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

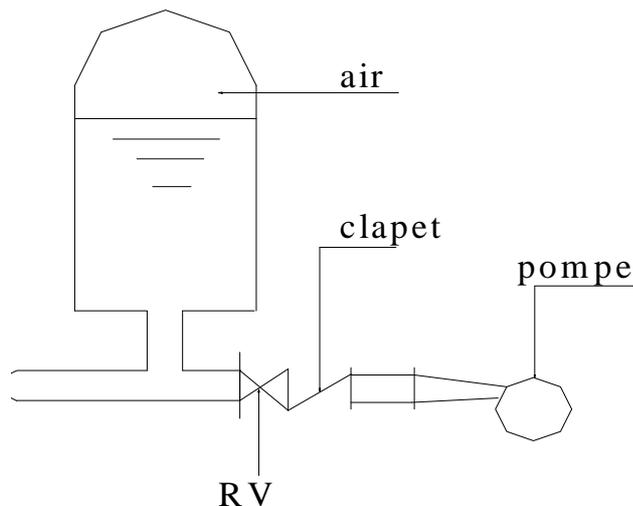


Figure (VI.9) : Principe de disposition du réservoir d'air anti béliér.

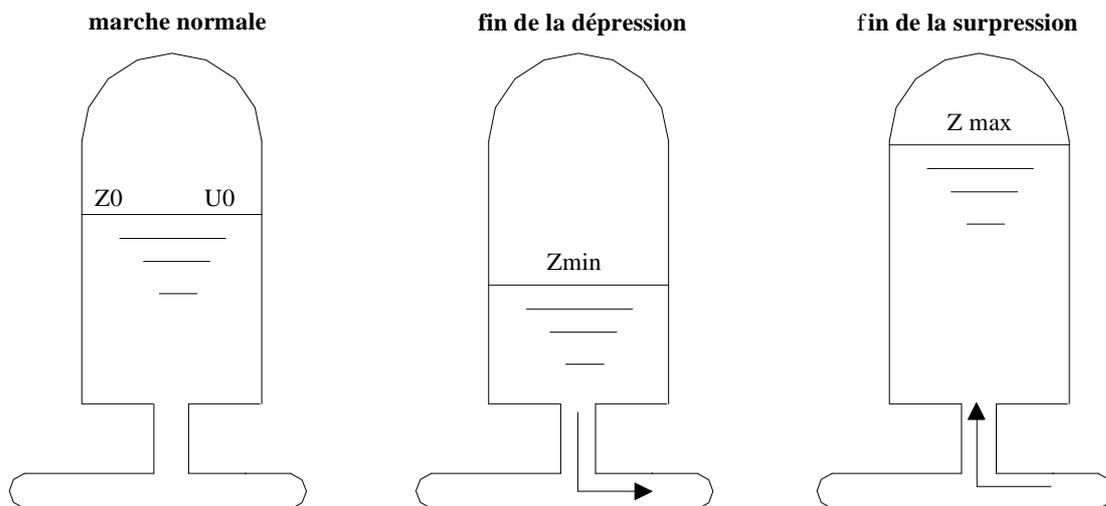


Figure (VI.10) : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

VI.7.4.4. Les cheminées d'équilibre [6]

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes de charges.

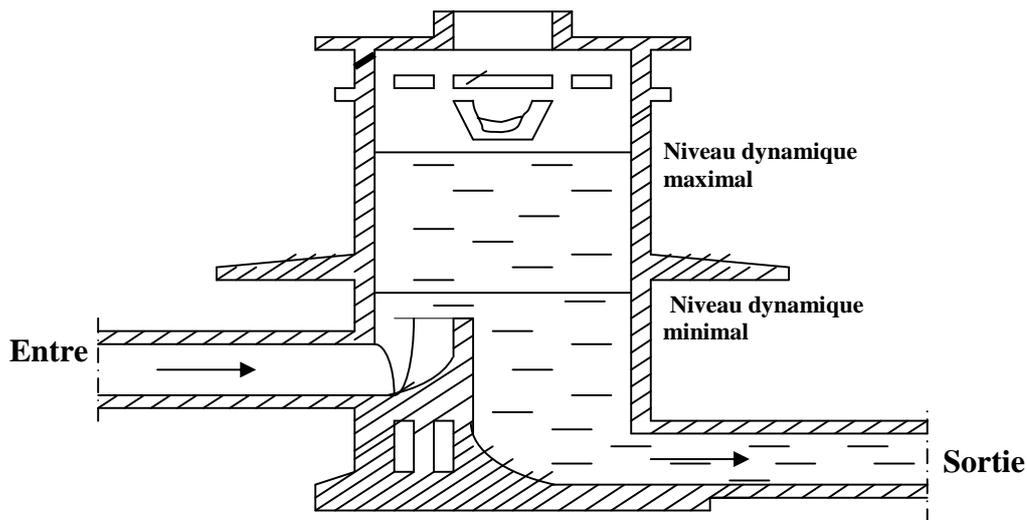


Figure (VI.11) : Cheminée d'équilibre.

VI.7.5. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} (m/s) \dots\dots\dots (VI.1)$$

- Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : épaisseur du tuyau en (m).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.
- K= 0.5 pour l'acier.
- K= 1 pour la fonte.
- K= 5 pour le plomb et le béton.
- K= 33 pour le PVC.
- K= 83 pour le PEHD**

VI.7.6. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

VI.7.6.1. Cas de la fermeture lente d'une vanne de sectionnement

Le temps de fermeture est $T_f > \frac{2L}{a} \dots\dots\dots (VI.2)$

La valeur maximale du coup de bélier est $b = \frac{2L \cdot v}{g \cdot T_f}$, MICHAUD

Où :

- b : valeur maximale du coup de bélier en mètre de colonne d'eau. [mce]
- v : vitesse initiale de l'eau dans la conduite en [m³/s]
- g : accélération de la pesanteur en [m/s²] g= 9.81

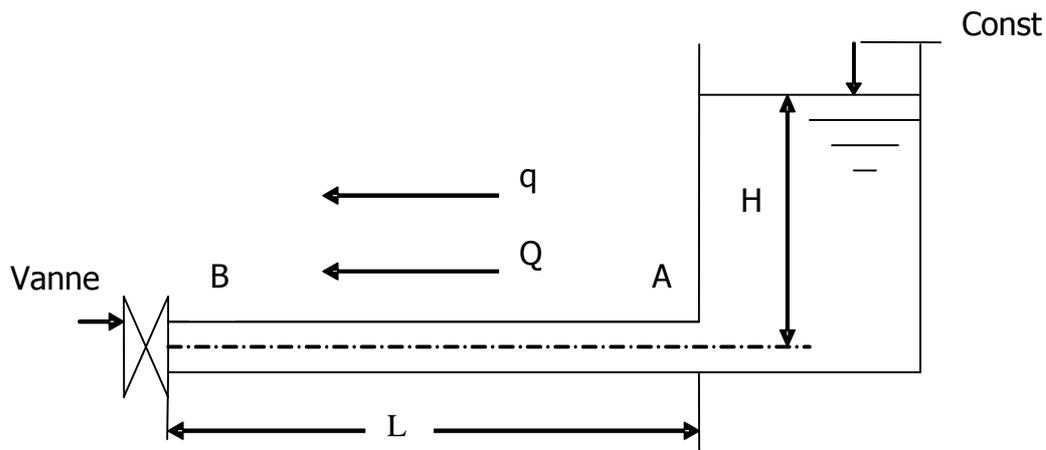


Figure (VI.12) : Fermeture lente d'une vanne de sectionnement

VI.7.6.2 Cas de la fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture suivant :

$$T_f \leq \frac{2L}{a} \dots\dots\dots(VI.3)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la Formule de **JOUKOVSKI** :

$$b = \frac{a.v}{g} \dots\dots\dots(VI.4)$$

- Où V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 (m/s^2)$
- a : célérité de l'onde, (m/s)

- **La surpression maximal :**

$$H_s = H_0 + b \dots\dots\dots (VI.5)$$

- **La depression maximal :**

$$H_d = H_0 - b \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec : $H_0 = H_g + 10 \dots\dots\dots(VI.7)$

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque de la vanne étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera au cas de la fermeture brusque. Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

VI.7.7 Calcul du coup de bélier pour la conduite de refoulement étudiée.

Dans notre projet, nous avons un seul tronçon par refoulement (ZET 1R_2*300) pour lequel nous devons vérifier les valeurs de coup de bélier. (Les autres tronçons étant par gravité). Pour ce tronçon les calculs du coup de bélier sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau(VI.2) : Calcul de la dépression et surpression maximale tronçons (ZET 1R_2x300m3).

Adduction	Caractéristique de la conduite				a (m/s)	H ₀ (m)	b (m)	H _d (m)	H _s (m)	PN (bar)
	Dint (mm)	L (m)	e (mm)	v (m/s)						
ZET1R_2x300m3	102.2	2560	11.4	1.75	351.69	94.5	62.95	31.55	157.45	16

D'après les résultats obtenus, on constate que la conduite de refoulement ne nécessite aucune protection anti-bélier, pour ce qui concerne les conduites gravitaires, on recommande la fermeture lente des vannes installées sur ces tronçons.

Conclusion :

La pose des conduites est une opération qui doit se faire en respectant les règles de l'art, pour assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints et garantir une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

Le calcul du coup de bélier pour le tronçon par refoulement (ZET 1R_2x300m3) a montré que les valeurs des surpressions et dépressions ne sont pas dangereuses pour la conduite étudié. Mais par sécurité on recommande l'installation de soupapes de décharge pour garantir une durée de vie optimale pour ce tronçon.

***Conclusion
générale***

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous avons essayé de résoudre la problématique de l'alimentation en eau potable de la commune de Zemmouri, wilaya de boumerdes malgré les problèmes rencontrés lors de la réalisation de ce travail, tels que la difficulté d'accès aux données.

Notre étude est réalisée dans la perspective de l'horizon 2040, où la population attendra les **43885** habitants. L'importance des besoins en eau estimée par rapport aux sources existantes a donné un déficit de **9627.8 m³/j**, [**111.43 (l/s)**]. Afin de remédier à ce problème, les services de la DRE de Boumerdes ont décidé de combler ce déficit par le renforcement en eau à partir de la station de dessalement des eaux de mer de Cap-Djenet.

Pour assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté trois autres réservoirs, à savoir :

- ✓ Le réservoir R1 de capacité de **2000 m³** pour assurer une distribution pour le chef lieu de la commune.
- ✓ Un réservoir R2 (**400 m³**) pour l'AS Zaatra à jumeler avec le réservoir existant de 200 m³.
- ✓ Un réservoir R3 (**500 m³**) à jumeler avec celui existant de (150 m³) de l'AS Zemmouri El Bahri.

Pour les conduites d'adduction, nous avons opté pour le PEHD PN16 à cause des avantages qu'il présente. Le dimensionnement a fait ressortir les valeurs :

- ✓ **Φ125 mm** pour les tronçons C1 et C6.
- ✓ **Φ315 mm** pour le tronçon C2.
- ✓ **Φ200 mm** pour les tronçons C3 et C5.
- ✓ **Φ160 mm** pour le tronçon C4.

Pour le choix de la pompe adéquate au refoulement, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI, notre choix été porté sur un groupe électropompe immergé de type : (E8S50/10A), avec un rendement de **74.2%**.

Lors de l'étude du réseau de distribution, en considérant le relief de la zone d'étude plat, et pour des raisons d'ordre technique, nous avons opté pour un réseau maillé comme mode de distribution avec des conduites en **PEHD PN10**. Le réseau en question a été dimensionnés à l'aide de logiciel EPANET pour distribuer un débit de pointe **142 l/s**, les résultats obtenus sont acceptable a savoir :

- ✓ Des vitesses comprises entre **0.47m/s** et **1.45 m/s**.
- ✓ Des pressions comprises entre **12.06m** et **61.84m**.

On a également vérifié par la suite les vitesses et les pressions dans le réseau pour le cas de (pointe + l'incendie), pour ce cas nous avons trouvé ;

- ✓ Des vitesses comprises entre **0.52m/s** et **2.43 m/s**.
- ✓ Des pressions comprises entre **11.54m** et **59.02m**.

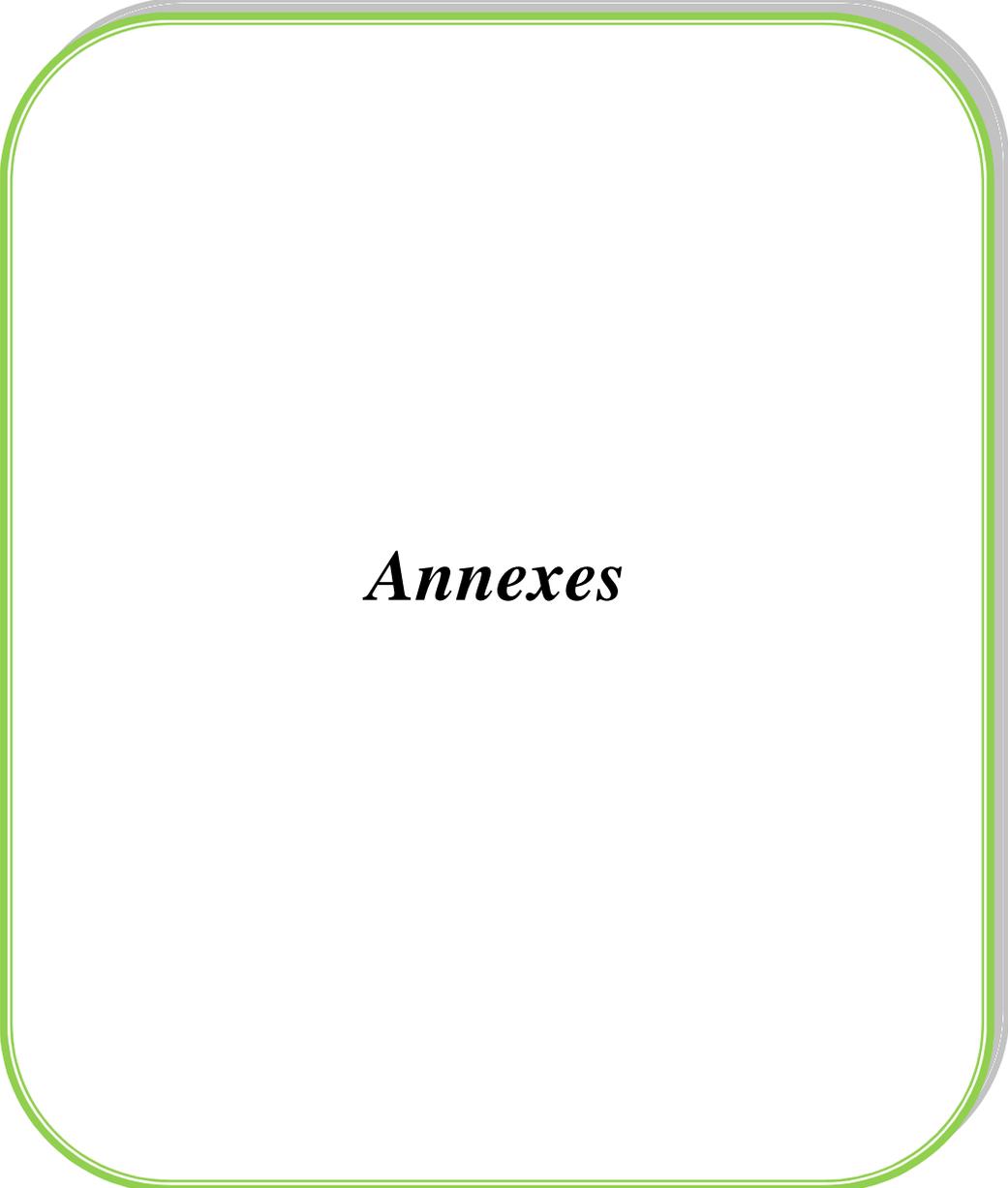
Pour le bon fonctionnement du réseau et sa durabilité dans le temps, il est nécessaire d'avoir une bonne gestion et veiller à un entretien périodique des installations.

Dans l'étude de coups de bélier, nous avons constaté que la conduite de refoulement ne nécessite aucune protection anti-bélier. Et pour ce qui concerne les conduites gravitaires, nous avons recommandé l'utilisation de vannes à fermeture lente.

Enfin, nous souhaitons, avec toute modestie, que ce travail servira de référence autant pour la réalisation de ce projet, que pour les études futures dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

Bibliographie

- [1] Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Zemmouri , W. Boumerdes (2012).
- [2] Le recensement RGPH 2008, les orientations du plan d'urbanisation et les données collectées auprès de service statistique de l'APC de Zemmouri.
- [3] **BONIN, J.** : "Hydraulique urbaine", Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [4] **BONIN, J.** : Aide mémoire d'Hydraulique urbaine». Editions Eyrolles Paris 1982.
- [5] **DUPONT, A.**: "Hydraulique urbaine", Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [6] **SAIDI, B.et NAIB, S.** " Etude du raccordement de LA LOCALITE D'ASSI YOUCEF W. TIZI OUZOU, à la conduite de transfert à partir du barrage Koudiet Acerdoune W. BOUIRA". Mémoire de fin d'études, université A.MIRA de BEJAIA ,2008.
- [7] Catalogue PEHD, STMP CHIALI.
- [8] **AOUMAD,A.et RAHMANI ,E.H** " étude et diagnostique du réseau d'AEP de la commune de FENAIA IL-MATEN daïra d'EL KSEUR W. BEJAIA". Mémoire de fin d'études, université A.MIRA de BEJAIA ,2012-2013.
- [9] Catalogue CAPRARI "choix des pompes".
- [10] **DIOUF, O .et DIOUF, P.M** "Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées du la nouvelle ville DIAMINADIO", Projet de fin d'études, Université cheikh ANTA DIOP de Dakar. juillet 2005.



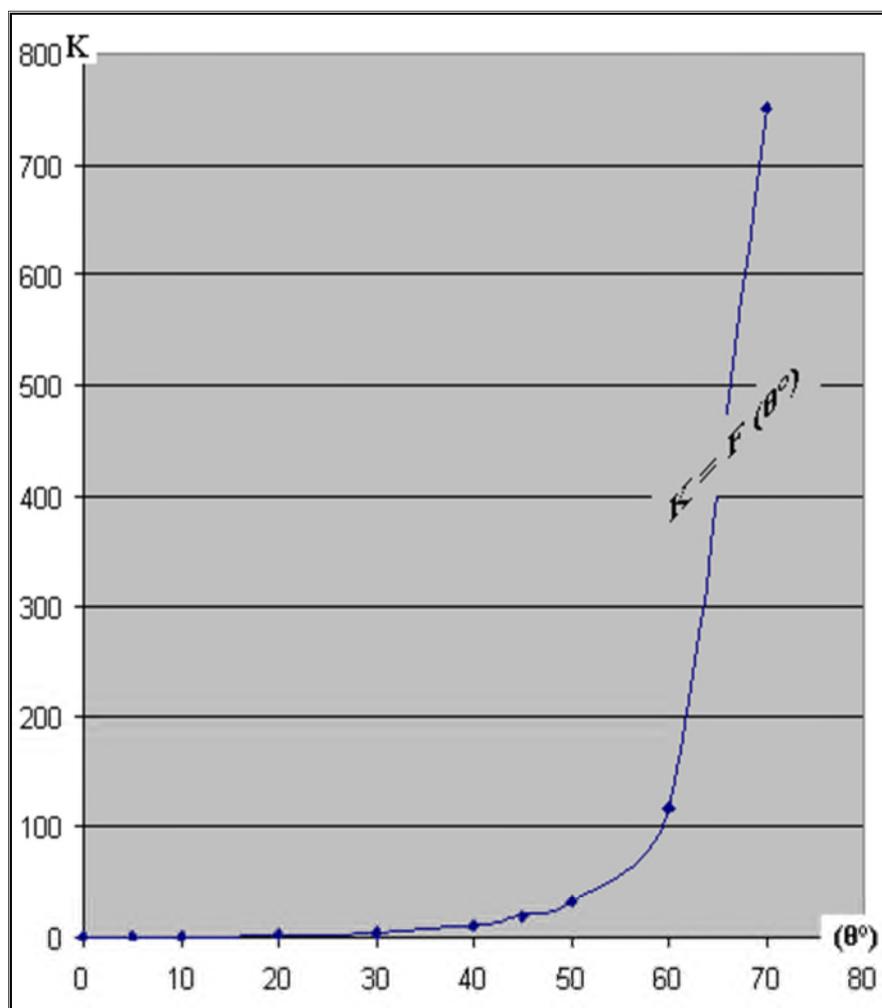
Annexes

Annexe.2: Prix de revient des conduites (PN16)

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Prix d'achat (DA/ml)	Prix de revient (DA/ml)
20	2	16	38.08	76,16
25	2.3	20,4	55.96	111,92
32	3	26	91.79	183,58
40	3.7	32,6	142.13	284,26
50	4.6	40,8	220.43	440,86
63	5.8	51,4	348.74	697,48
75	6.8	61,4	490.22	980,44
90	8.2	73,6	617.50	1235
110	10.0	90	916.21	1832,42
125	11.4	102,2	1175.17	2350,434
160	14.6	130,8	1920.67	3841,34
200	18.2	163,6	3016.17	6032,34
250	22.7	204,6	4666.52	9333,04
315	28.6	257,8	7166.95	14333,9
400	36.3	327,4	11577.38	23154,76
500	45.4	409,2	17472.78	34945,56
630	57.2	515,6	27743.04	55486,08

ANNEXE 3: Evolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon (θ°)	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70
K	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

E8S50/10A + MC850
Caractéristiques requises

Débit	14,4 l/s
Hauteur de refoulement	159 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	14,7 l/s
Hauteur de refoulement	162 m
Puissance absorbée	31,2 kW
Rendement	74,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	220 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	74 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

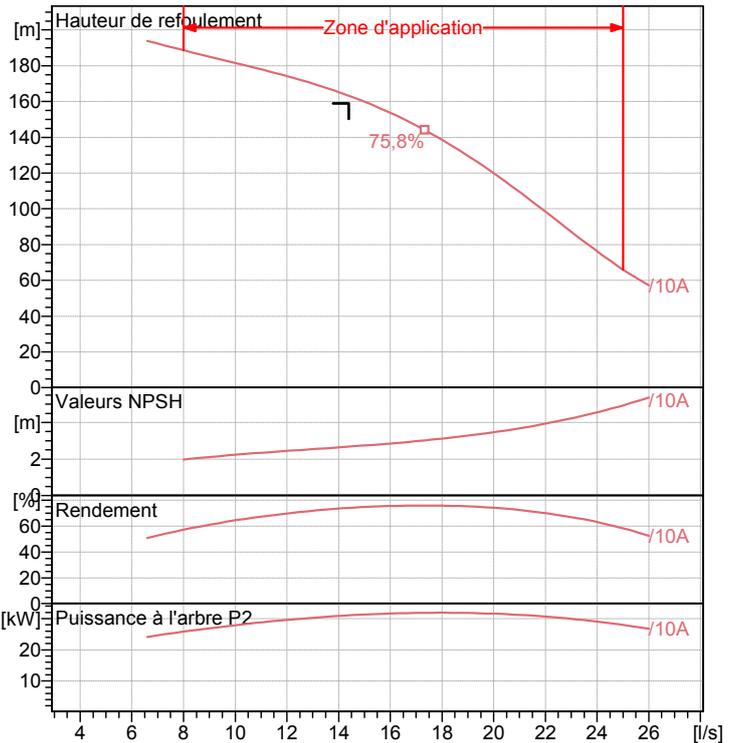
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	282 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

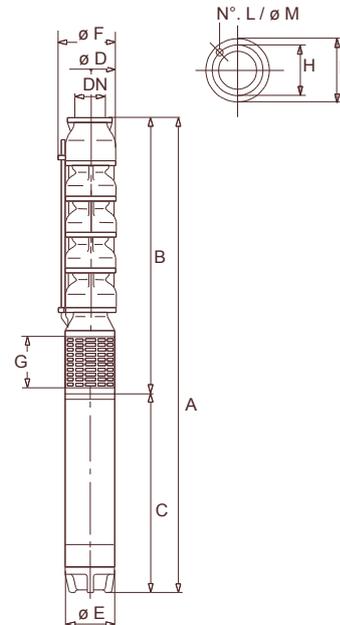

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2887
 B = 1740
 C = 1147
 D = 188
 DN = 100
 E = 191
 F = 195
 G = 160
 H = 145
 I = 166
 L = 6
 M = 11,5



Notes:

Date 14.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé

Nous avons étudié dans ce mémoire, les différentes étapes d'étude d'alimentation en eau potable de la commune de Zemmouri (Wilaya de Boumerdes), afin d'atteindre les besoins de la population de cette région (assurer le débit et la pression), et la répartition rationnelle de l'eau et son acheminement au moindre coût.

L'étude que nous avons menée, nous permet de conclure que les sources existantes, ne satisfont pas les besoins actuels et futurs, ce qui nous conduit à mobiliser une autre source à fin de couvrir ce déficit. Les conditions techniques et la topographie de la zone étudiée, nous ont conduit à dimensionner ; trois réservoirs semi-enterrés, une chaîne d'adduction selon des critères d'ordre technique et économique avec des conduites en PEHD de diamètres adéquats, pour le choix de la pompe on a opté pour un groupe électropompe immergé .une distribution avec des conduites en PEHD pour le chef-lieu de la commune .

A la fin, on a procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et la pose des conduites.

Abstract

We studied the different stages of drinking water supply of the municipality of Zemmouri wilaya of Boumerdes) . To achieve the needs of the population in this region (Ensure flow and pressure) and the rational allocation of water and its journey at the lowest cost. The study that we conducted. We can conclude that existing sources do not meet the current and future needs.

The technical conditions and the topography of the study area, led us to size: three semi- underground tanks, a supply chain according to technical and economic criteria with PEHD pipe, whit adequate diameters, for pump selection we opted for a submerged electric pump unit. A distribution with PEHD pipe to the capital of the municipality. At the end, it was verified the occurrence of the water hammer phenomenon and the laying of pipes.

ملخص

درسنا في هذه الأطروحة مختلف الخطوات من أجل تزويد بلدية زموري (ولاية بومرداس) بمياه الشرب لأجل تلبية احتياجات سكان هذه المنطقة (لضمان لتدفق و الضغط) المياه وتحويلها بأحسن الظروف وبأقل تكلفة.

من خلال الدراسة التي أجريناها، أمكننا أن نستنتج أن المصادر الحالية لا تلبى الاحتياجات الحالية والمستقبلية مما دفعنا إيجاد مصدر آخر لتغطية هذا العجز.

وفقا للشروط التقنية وتضاريس منطقة الدراسة قمنا بتحديد الحجم الملائم لتخزين المياه لهذه المنطقة، وذلك بتحديد ثلاثة خزانات من نوع شبه-مدفونة.

على أساس معايير النظام التقني والاقتصادي قمنا باختيار أنابيب من نوع "PEHD" من أجل سلسلة التوريد واخترنا مضخة كهربائية مغمورة ملائمة لضخ المياه.

وفي النهاية من أجل وقاية سلسلة التوريد وجب علينا أن نتحقق من عدم وقوع ظواهر الطرق المائي على مستوى الأنابيب وحمائتها

Mots clés : AEP ; Adduction ; Gravitaire ; Refoulement ; Pompes ; CAPRARI ; Coup de bélier ; Ballon d'air ; Vannes.