

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE.**

**Ministère De l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique**



**Université Mouloud MAMMÉRI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département D'Hydraulique**



En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Hydraulique
Option : **Ouvrages Hydrauliques**

Thème :

***Renforcement du réseau d'AEP de quelques localités de
ZEMMOURI par la SDEM***

Soutenu le 08/11/2023 par :

- Melle Haddadou ouissam ;
- Melle hamdadache lydia.

Devant le jury composé de :

- | | | |
|-------------------------|------------|---------------|
| - Mr Khattaoui Mohammed | professeur | président ; |
| - Mr Bouhali Sofiane | MAA | promoteur ; |
| - Mme Igroufa Meriem | MAB | examinatrice. |

Années universitaire : 2022/2023



Remerciements

Nous remercions ALLAH le tout-puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

Ces quelques lignes ne suffiront jamais à exprimer pleinement notre profonde gratitude envers notre promoteur, Monsieur BOUHALLI.S. Sa disponibilité, son professionnalisme, son savoir-faire, sa générosité et l'ensemble de ses cours ont été essentiels pour nous conduire jusqu'à ce niveau de réflexion. Ses conseils et son accompagnement ont été inestimables du début à la fin de ce travail.

Nous tenons à remercier :

Tous les fonctionnaires de la D.R.E. de BOUMERDES.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude envers les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de participer à notre soutenance. Nous vous remercions sincèrement pour l'intérêt que vous avez manifesté à l'égard de notre travail, ainsi que pour vos conseils et remarques précieux.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui ont joué un rôle essentiel dans notre formation.

Ouïssam et Lydia



Dédicace

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

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chers sœurs Meriem et Hadjer ; A mon frère Mohammed;

A MON ANCLE SLIMANE;

A MON Fiancé ALI;

A ma chère binôme et amie LYDIA et sa famille.

A toute la promotion hydraulique 2022.

Ouïssam

Dédicace

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

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A ma chère sœur Amal.

A ma chère binôme et amie OUISSAM et sa famille.

A toute la promotion hydraulique 2022.

Lydia

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : présentation de la zone d'étude	
I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique	3
I.3. données naturelle	4
I.3.1. topographique	4
I.3.2. Géotechnique et sismicité	4
I.3.3. Climatologie	5
I.3.4. Hydrographie	5
I.3.5. Pédologie	5
I.3.6. caractéristique de l'urbanisation et situation démographique	6
I.4. Situation hydraulique	8
I.4.1. Réseau d'AEP et réseau d'assainissement	8
I.4.2. Ressource en eaux	9
I.5. Conclusion	11
Chapitre II : Estimation des besoins en eaux	
II.1. Introduction	12
II.2. Evaluation de la situation démographique	12
II.3. Estimation des besoins en eau	13
II.3.1. Besoin domestique	13
II.3.2. les équipements existant	14
II.3.3. Les besoin des équipements existant	15
II.3.4. Les équipement projeté	15
II.3.5. Les besoin de l'équipement projeté	16
II.3.6. Récapitulation des besoins actuelle 2023 et future 2048	16
II.4. Majoration de la consommation journalière	16
II.5. Variation de la consommation journalière	17
II.6. Coefficient d'régulation journalière maximale	17
II.7. Coefficient d'régulation journalière minimale	17
II.8. Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizonne 2048	17
II.9. Variation horaire de la consommation	18
II.10. Débit horaire	18
II.11. consommation maximale horaire	18
II.12. Bilan ressource – besoin	19
II.13. Conclusion	20
Chapitre III : Les réservoirs	
III.1. Introduction	22
III.2. Présentation et rôle du réservoir	22
III.3. Choix du type du réservoir	22
III.4. Choix du site d'implantation	23
III.5. Equipement hydraulique des réservoirs	23
III.5.1. Conduite d'arrivée	23

III.5.2. Conduite de distribution	23
III.5.3. Conduite trop plein	24
III.5.4. Conduite de vidange	24
III.5.5. Conduite by pass	24
III.6. Classification des réservoirs	25
III.6.1. Classification selon la situation des lieux	25
III.6.2. Classification selon le matériau de construction.....	25
III.6.3. Classification selon la forme géométrique.....	25
III.6.4. Classification selon l'utilisation	25
III.7. Calcul de la capacité du réservoir	26
III.7.1. Méthode analytique	26
III.8. Détermination des capacités des réservoirs	28
III.8.1. Vérification de la capacité du réservoir R1 (EL BORD)	28
III.8.2. Vérification de la capacité du réservoir R2 (KOUDIET AL ARAIES).....	29
III.8.3. vérification de la capacité de réservoir R3 ZEMMOURI ACL(2× 500)	30
III.8.4. vérification de la capacité de R4 réservoir ZAATRA	31
III.9. Conclusion	33

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction.....	35
IV.2. Type d'adduction	35
IV.2.1. Adduction gravitaire	35
IV.2.2. Adduction par refoulement	35
IV.2.3. Adduction mixte	35
IV.3. Choix du tracé	36
IV.3.1. Choix du type des conduites	36
IV.4. Organes et accessoire de l'adduction	36
IV.4.1. Organes de sectionnement.....	36
IV.4.1.1. Robinet vanne à opercule	36
IV.4.1.2. Robinet vanne papillon	37
IV.4.2. Organes de protection	37
IV.4.2.1. Ventouse	38
IV.4.2.2. Clapet anti retour	38
IV.4.2.3. Vanne de vidange	38
IV.4.2.4. Crépines	38
IV.4.3. Organe de régulation	38
IV.4.3.1. Vanne de régulation du débit	39
IV.4.3.2. Vanne de régulation de la pression amont	39
IV.4.3.3. Vanne de régulation de la pression aval	39
IV.4.4. Organes de branchement	40
IV.4.4.1. Coudes	40
IV.4.4.2. Tés	40
IV.4.4.3. Canes	40
IV.5. Calcul hydraulique des adductions en charge.....	40
IV.5.1. calcul du diamètre économique	40

IV.5.2. Calcul de la vitesse d'écoulement	41
IV.5.3. Détermination des pertes de charge	41
IV.5.3.a. Perte de charge linéaire	41
IV.5.3.b. perte de charge singulière Hs	42
IV .5.4. Calcul de la hauteur manométrique Hmt	42
IV.5.5. Puissance absorbée par la pompe	42
IV.5.6. Energie consommée par la pompe	43
IV.5.7. Frai d'exploitation	43
IV.5.8. frai d'amortissement	43
IV.5.9. Calcul du bilan	44
IV.6. Dimensionnement des différents tronçons	44
IV.6.1. Adduction par refoulement	44
IV.6.1.1.dimensionnement de la conduite C2 (Forage ZET 1R vers le réservoir (2X300 m3de KOUDIET AL ARAIES).....	44
IV.6.2. Adduction gravitaire.....	45
IV.6.2.1. dimensionnement de la conduite C3 (R2000m3 El bord vers les R2X500m3)	46
IV.6.2.3.dimensionnement de la conduite C4 (R2000m3 El bord vers ACL)	47
IV.6.2.4. dimensionnement de la conduite C5 (les R2X500m3 vers R2 de ZAATRA .	48
IV.6.2.5. dimensionnement de la conduite C6 (R2X300m3 vers 2X500m3).....	48
IV.7. Tableau récapitulatif	49
IV.8.Conclusion	50
Chapitre V : pompes est stations de pompage	
V.1. introduction	52
V.2. Les types d'installation d'une pompe	52
V.3.Clasement des pompes	52
V.4. définition d'une pompe centrifuge	54
V.5. Généralité sur les pompes centrifuges	54
V.6. classification des pompes centrifuge	55
V.6.1. disposition de l'axe	56
V.6.2. Nombre des roues	56
V.6.3. La forme de la roue	56
V.6.4. La pression engendrée	56
V.6.5. moyen d'accouplement	57
V.6.6. moyen d'entraînement	57
V.6.7.type de récupérateur	57
V.6.8. usage	57
V.7. caractéristique hydraulique des pompes centrifuges	57
V.7.1. Hauteur manométrique totale	57
V.7.2. la vitesse de rotation	57
V.7.3. La puissance	57
V.7.3.1. La puissance absorbée par la pompe	57
V.8. les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	57
V.9. caractéristique d'une conduite	58

V.10. Le point de fonctionnement d'une pompe	58
V.11. Cavitation	60
V.12. Choix du type de pompes	61
V.12. 1.choix de pompes pour le forage (ZET 1R)	61
V.13. Conclusion	64
Chapitre VI : Coup de bélier	
VI.1. introduction	66
VI.2. le coup de bélier	66
VI.3. Conséquence du coup de bélier	66
VI.4. moyen de protection du coup de bélier	66
VI.5. Les volent d'inertie	67
IV.6. Les soupape de décharge	68
IV.7. Les réservoir d'air comprimé	68
IV.7.1. Avantages des réservoirs d'air	69
IV.7.2. Inconvénients des réservoirs d'air	69
IV.8. Les cheminée d'équilibre	69
IV.9. Les ventouse	70
VI.10. étude du coup de bélier.....	70
VI.10.1. Calcul de la célérité d'onde	71
VI.10.2. La valeur numérique du coup de bélier	71
VI.11. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons.....	72
VI.11.1. Tronçons de refoulement	72
VI.11.1.1. Tronçon (SDEM –R2000 m ³ EL Bord)	72
VI.11.1.2. Tronçon (Forage –R2X200m ³).....	72
VI.11.2. Adduction gravitaire.....	73
VI.11.2.1. Tronçon (R2000 m ³ –R2X500m ³)	73
VI.11.2.2. Tronçon (R2000 m ³ –ACL)	73
VI.11.2. 3. Tronçon (R2X500 m ³ –ZAATRA).....	73
VI.11.2.4. Tronçon (R2X300 m ³ –R2X500m ³)	74
VI.11.3. Interprétation des résultats.....	74
VI.11.4. Méthode de calcul du réservoir d'air	75
VI.11.4.1. Principe de calcule de réservoir d'air	75
VI.11.5. Application du calcul pour le tronçon forage –R2X300.....	76
VI.11.6. Tronçons gravitaires.....	80
VI.11.6.1 Tronçon (R2X500- ZAATRA)	80
VI.12. Conclusion	81

Liste des Figures

Figure I.1: situation géographique de la commune de ZEMMOURI	3
Figure I.2: carte topographique de la commune de ZEMMOURI	4
Figure I.3. Carte sismique	5
Figure II.1. Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude à différent Horizons	12
Figure III.1. Adduction en chute libre.....	23
Figure III.2. Adduction en noyée.....	23
Figure III.3. Conduite de distribution.....	24
Figure III.4. Conduite trop plein et de vidange.....	24
Figure III.5. Conduite de by pass.....	25
Figure III.6 : réservoir Semi-enterré cylindrique.....	27
Figure IV.1. Adduction gravitaire	35
Figure IV.2. Adduction par refoulement.....	35
Figure IV.3. Robinet vanne à opercule.....	37
Figure IV.4. Robinet vanne papillon.....	37
Figure IV.5. Ventouse automatique.....	38
Figure IV.6. Clapet.....	38
Figure IV.7. Crépine.....	39
Figure IV.8. Vanne de régulation du débit.....	39
Figure IV.9. Vanne de régulation de la pression	40
Figure V.1. Montage d'une pompe en aspiration et en charge.....	52
Figure V.2. Montage d'une pompe en aspiration et en charge	53
Figure V.3. Pompe volumétrique alternative.....	53
Figure V.4. Pompe volumétrique rotative.....	54
Figure V.5. Pompe à hélico.....	54
Figure V.6. Pompe verticale hélico centrifuge.....	54
Figure V.7. Pompe centrifuge.....	55

Figure V.8. Fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	56
Figure V.9. Pompe centrifuge à axe radiale.....	56
Figure V.10. Pompe centrifuge à aspiration axiale	59
Figure V.11. Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....	59
Figure V.12. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	61
Figure V.13. zone de cavitation d'une pompe.....	61
Figure V.14. Le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe.....	62
Figure VI.1. Schéma général d'un volent d'inertie	67
Figure VI.2. Soupape de décharge.....	68
Figure VI.3. Réservoir d'aire comprimé.....	69
Figure VI.4. Cheminé d'équilibre.....	70
Figure VI.5. Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.....	70
Figure VI. 6 : Épure de BERGERON pour le tronçon (Forge-R2X300).....	79
Figure VI. 7 : Variation de pression absolue pour le tronçon (Forge-R2X300).....	79
Figure VI. 8 : profil de pressions pour le tronçon (Forge-R2X300).....	80

Liste des tableaux

Tableau II.1. Évolution de la population pour différentes horizons	12
Tableau II.2. Répartition des besoins domestique pour les différentes horizons.....	13
Tableau II.3. Équipement existant.....	14
Tableau II.4. Besoin des équipements existants	15
Tableau II.5. Équipement projeté	15
Tableau II.6. Les besoin de l'équipement projeté.....	16
Tableau II.7. Tableau récapitulatif des différentes besoins actuel 2023 et futur 2048	16
Tableau II.8. La consommations moyennes journalières majoré	17
Tableau II.9 : Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2048	18
Tableau II.10. Debit Moyen horier	18
Tableau II.11. Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant	19
Tableau II.12 : Les valeurs de β_{max} et K_{max} à l'horizon 2048	19
Tableau II.13 : Consommation moyenne et maximale horaire pour chaque zone	19
Tableau II.14. Ressources disponibles	19
Tableau II.15. Bilan ressources – besoin	19
Tableau III.1. Vérification du capacité R1	28
Tableau III.2. Vérification de capacité R2	29
Tableau III.3. Vérification de capacité R3	30
Tableau III.4. Vérification de capacité R4	32
Tableau IV. 1 : Calcul de la HMT	44
Tableau IV. 2 : Les frais d'exploitation.....	45
Tableau IV. 3 : Les frais d'amortissement.....	45
Tableau IV. 4 : Calcul du bilan	45
Tableau IV.5 : Calcul de la Hmt du tronçon C6 [ZET R1-R (2X300m ³	46
Tableau IV.6 : calcul de frais d'exploitation	46
Tableau IV.7 : calcul de frais d'amortissement.....	46
Tableau IV.8: calcul de bilan.....	46
Tableau IV. 9 : Calcul des pertes de charge totales de la conduite.....	47
Tableau IV. 10 : Calcul des pertes de charge totales de la conduite.....	47
Tableau IV. 11: Calcul des pertes de charge totales de la conduite.....	48
Tableau IV. 12: Calcul des pertes de charge totales de la conduite.....	49
Tableau IV. 14 : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçon	50
Tableau V.1. Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	60
Tableau VI. 1 : Valeurs du coup de bélier du (SDEM-R2000m ³	72
Tableau VI. 2 : Valeurs du coup de bélier du (Forage -R2X300m ³	73
Tableau VI. 3 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2000-R2X500	73
Tableau VI. 4 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2000-ACL.....	73
Tableau VI. 5 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2X500-ZAATRA	74
Tableau VI. 6 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2X300-R2X500	74
Tableau VI. 7 : Tableau récapitulatif.....	74
Tableau VI. 8 : Valeur du temps de retour de l'onde de déformation	80

Liste des symboles

A : l'amortissement annuel(Annuité).

a : célérité de l'onde, (m/s).

ACL : agglomération chef lieux.

B : La valeur du coup de bélier (m) ;

BL : Le bilan en (DA) ;

CR : cote de radier (m).

CTN : cote de terrain naturel(m).

CTP : cote de trop plein (m).

Dot : dotation journalière (l/j/h).

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

Dext : Diamètre extérieur ;

Dint : Diamètre intérieur ;

Dmin : diamètre minimal de la conduite (m) ;

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

g : Accélération de la pesanteur en (m²/s) ;

Hsp : La valeur maximale de la pression-surpression ;

Hd : La valeur maximale de la pression-dépression ;

Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;

Hg : Hauteur géométrique en (m) ;

Hmt: La hauteur manométrique totale (m) ;

H0 : Pression absolue de la conduite (m) ;

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

i : Taux d'annuité (%) ;

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération ;

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal ;

K_{max,h} : Coefficients de variation de consommation maximum horaire ;

K_{min,h} : Coefficients de variation de consommation minimum horaire ;

L : Longueur de la conduite en (m) ;

m : Coefficient de rognage

N_i : Nombre de consommateurs ;

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =25 ans) ;

(NPSH) d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m) ;

(NPSH) r : Charge nette minimale requise à l'aspiration (m);

P : Population de l'horizon considéré ;

P₀ : Population de l'horizon de référence ;

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

P_r : le prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;

P_u : Prix unitaire du K.W.h. en (DA) ;

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%)

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

Q_{max,h} : Débit entrant dans la station (m³/h) ;

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/j) ;

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

Re : Nombre de REYNOLDS

SDEM : station dessalement des eaux de mer

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

t : taux d'accroissement.

U₀ : Volume d'air initial ;

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 (m³)

V_{inc} : Volume d'incendie (m³).

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

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

η : Rendement de la pompe en % ;

λ : Coefficient de pertes de charge ;

θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;

ϕ : Diamètre de la veine contractée (m) ;

Δ_{HS} : Perte de charge singulière (m) ;

Δ_{HL} : Perte de charge linéaire (m) ;

Δ_{HT} : Perte de charge totale (m) ;

Δ_{h1} : perte de charge à la montée de l'eau ;

Δ_{h2} : perte de charge à la descente de l'eau

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau, véritable source de vie et de développement, est une réalité que nous constatons dans nos activités quotidiennes. Elle est indispensable, car sans elle, la vie devient pratiquement impossible. L'accès à une quantité suffisante d'eau de qualité est un impératif pour une existence humaine digne.

L'approvisionnement en eau potable a toujours été une préoccupation majeure pour la plupart des communautés, tant rurales que suburbaines. Au fil du temps, il est devenu un service public de première importance, s'étendant désormais aux zones urbaines et aux agglomérations, en réponse à la croissance démographique et à l'évolution des modes de vie. Basé sur ces considérations, l'objectif du présent mémoire est de se pencher sur l'analyse du réseau d'approvisionnement en eau potable de la commune de Zemmouri, située dans la Wilaya de Boumerdes. Pour atteindre cet objectif, nous nous attacherons à réaliser une étude approfondie du réseau, mettant en lumière les aspects essentiels de la chaîne d'adduction et de la distribution de l'eau. Notre plan de travail sera ainsi structuré autour des points suivants.

- **Chapitre 1 : Présentation de la Zone d'Étude :**

Dans ce chapitre, nous allons donner un aperçu général de la zone d'étude, y compris sa localisation, sa géographie, sa démographie, et toute autre information pertinente pour comprendre le contexte.

- **Chapitre 2 : Estimation des Besoins en Eau Domestiques et d'Équipements**

Ce chapitre se concentrera sur la prévision des besoins en eau pour les usages domestiques et les équipements sur une période de 25 ans. Nous examinerons les facteurs qui influencent la demande en eau et comment elle évoluera au fil du temps.

- **Chapitre 3 : Conception et Dimensionnement des Réservoirs**

Ce chapitre sera dédié à la conception et au dimensionnement des réservoirs, qui sont essentiels pour le stockage de l'eau potable. Nous examinerons les spécifications techniques et les exigences pour ces ouvrages.

- **Chapitre 4 : Schéma d'Adduction et Dimensionnement des Conduites** Ici, nous présenterons le schéma d'adduction, qui indiquera comment l'eau est acheminée depuis la source jusqu'aux réservoirs et aux points de distribution. Nous effectuerons également le dimensionnement technico-économique des conduites, en déterminant leurs spécifications techniques et en analysant les coûts associés.

- **Chapitre 5 : Choix des Pompes** Ce chapitre portera sur le choix des pompes à utiliser pour l'acheminement de l'eau. nous examinerons différentes options en utilisant le catalogue CAPRARI et sélectionnerons celles offrant les meilleurs rendements en fonction des besoins du projet.

- Le dernier chapitre consacré à l'étude du phénomène du coup de bélier est essentiel pour garantir la stabilité et la durabilité du réseau d'approvisionnement en eau. Nous examinerons ce phénomène qui peut survenir en raison de variations soudaines de pression dans le réseau et des moyens de protection qui peuvent être nécessaires pour éviter des dommages potentiels. Cette étape permettra d'assurer la fiabilité du réseau d'eau potable de la commune de ZEMMOURI et d'atténuer les risques associés au coup de bélier.

Nous clôturerons notre étude en présentant une conclusion globale.

Chapitre I :
**Présentation de la zone
d'étude**

I.1. introduction :

Le chapitre actuel se concentrera sur l'examen approfondi de toutes les caractéristiques du site ainsi que des facteurs qui influencent l'étude du projet. Parmi ces facteurs, nous examinerons les données concernant l'agglomération, la topographie, la géotechnique et la sismicité, la climatologie, ainsi que l'hydrographie et la pédologie. L'analyse de ces éléments est essentielle pour mener à bien notre travail.

I.2.situation géographique :

La commune de ZEMMOURI occupe une superficie de 5050 hectares et est située dans le nord de la wilaya de BOUMERDES. Les limites géographiques de cette partie de la wilaya de BOUMERDES sont les suivantes

- 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 RN 24D, qui relie le chef-lieu à SI MUSTAPHA, ainsi que par la RN 24 qui dessert BOUMERDES à DELLYS le long de la côte. Elle est également dotée d'un réseau de routes de wilaya qui permettent la communication entre les différentes localités de la commune tout en desservant les communes limitrophes (CW 220, CW 25). En ce qui concerne le reste du réseau routier, il est composé de chemins vicinaux et de pistes praticables en voiture, qui relient les différentes zones dispersées de la région. [1]

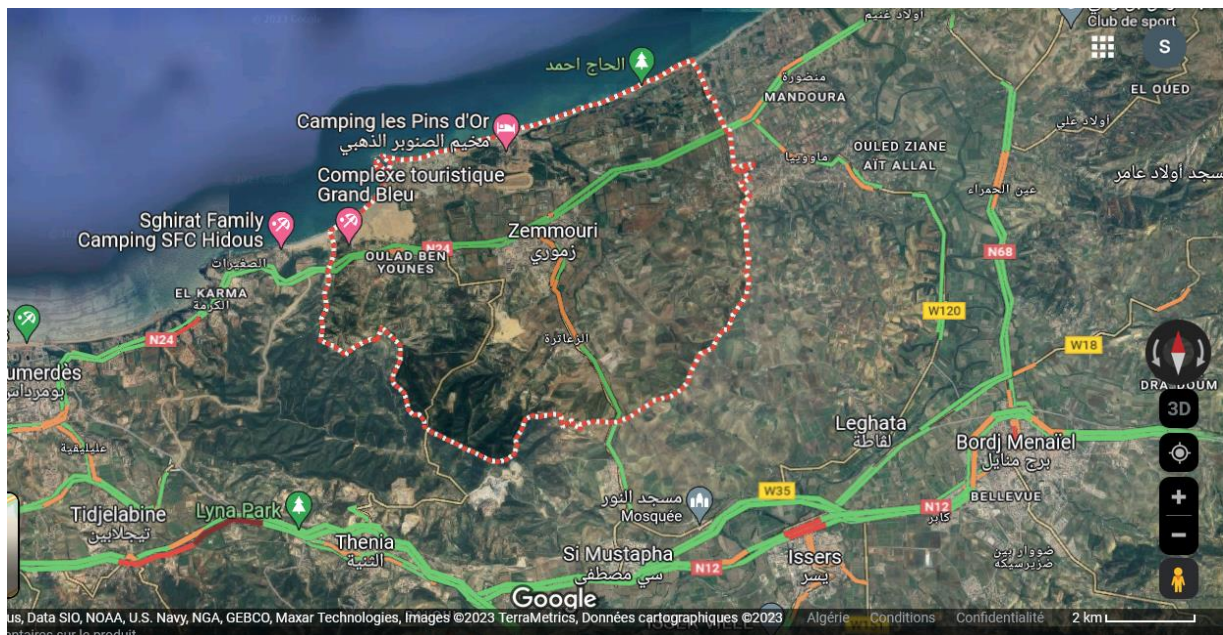


Figure I.1: situation géographique de la commune de Zemmouri

I.3. données naturels :

I.3.1. topographie :

La commune de ZEMMOURI présente quatre principaux 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.

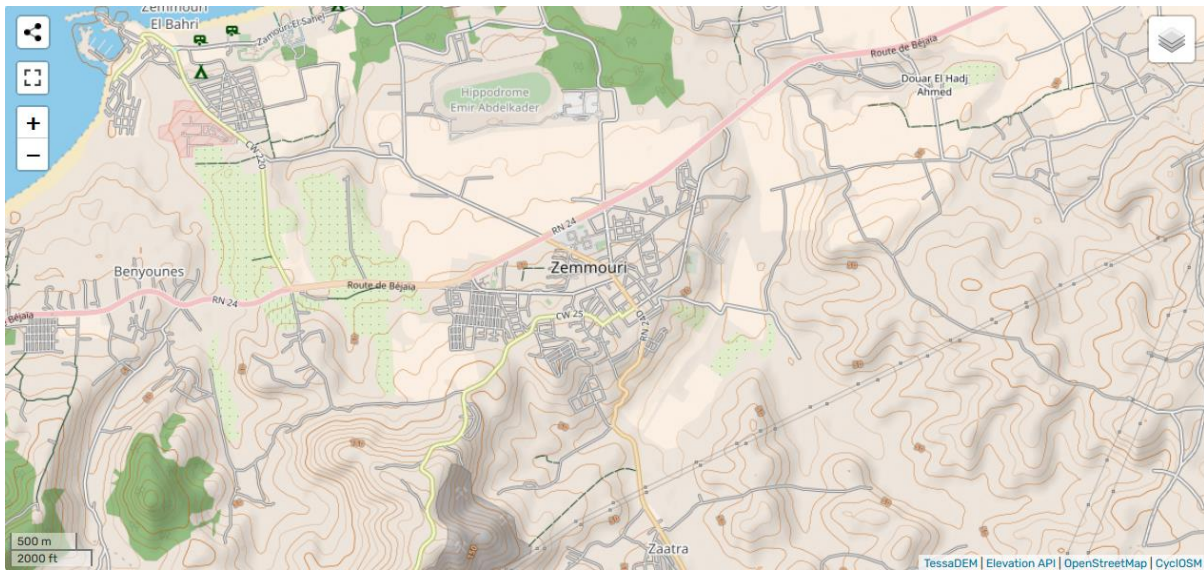


Figure I.2: carte topographique de la commune de Zemmouri

I.3.2. géotechnique et sismicité :

Cadre Géotechnique :

L'analyse des paramètres physico-mécaniques, obtenus à partir des investigations et des essais géotechniques des formations géologiques, met en évidence des caractéristiques géotechniques généralement satisfaisantes, à l'exception des alluvions récentes. Ainsi, on peut identifier quatre zones géotechniques distinctes dans notre secteur :

- La zone des sables rouges, d'âge quaternaire, dévoile des caractéristiques géotechniques généralement satisfaisantes à bonnes. Elle constitue la plus grande superficie de la ville de ZEMMOURI. La zone des dunes de sable, composée de sables fins à grossiers et datant du Quaternaire, présente de bonnes caractéristiques géotechniques. Elle s'étend sur une surface d'est en ouest
- La zone des formations alluvionnaires, située au niveau des oueds, présente des caractéristiques géotechniques défavorables. Le principal problème rencontré dans cette zone est le tassement.

- La zone de la formation marneuse présente une altération au sommet et une base saine, avec des caractéristiques géotechniques généralement bonnes. Cette formation marneuse est principalement située en profondeur à ZEMMOURI et en surface à ZAATRA. Elle se caractérise par une grande homogénéité, ce qui élimine tout risque de tassement.

Cadre Sismique :

- La région d'ALGER - BOUMERDES, située dans le segment central de la chaîne tellienne de l'ALGERIE du Nord, présente une déformation tectonique résultant de l'interaction entre les plaques africaine et eurasienne.
- En examinant les données sismotectoniques de la région d'ALGER - BOUMERDES, on constate que notre zone d'étude se trouve dans une province présentant une activité néotectonique. Cette activité est attestée par la présence de failles actives potentielles, telles que les failles du Sahel, de THENIA, la faille Sud mitidjienne, ainsi que d'autres hypothétiques en mer.
- Selon le zonage sismique établi par le R.P.A 2003 en réponse au séisme du 21 mai 2003 qui a frappé la région de BOUMERDES et ses environs, la région de ZEMMOURI est localisée dans une zone caractérisée par une activité sismique intense.



Figure I.3. Carte sismique

I.3.3. Climatologie :

La région étudiée de ZEMMOURI est soumise à un climat méditerranéen, qui se caractérise par deux saisons bien distinctes : un hiver froid et humide, et un été très chaud. Les précipitations atteignent environ 800 mm par an, et en ce qui concerne les vents, on observe une alternance entre la brise de montagne et celle de la vallée.

I.3.4. Hydrographie :

La région que nous étudions se caractérise par la présence d'un réseau hydrographique bien développé, principalement constitué des quatre oueds suivants :

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

I.3.5. Pédologie :

La répartition des terres présente deux critères distincts :

➤ zone urbaine :

L'occupation des sols se compose d'un chef-lieu ainsi que de plusieurs agglomérations secondaires.

➤ **zone naturelle :**

Selon les services agricoles, la zone naturelle de l'ensemble du territoire communal a été subdivisée en trois catégories, classées de manière croissante en termes d'aptitudes agricoles

a- Terrains à faible rendement :

Il s'agit de toutes les terres non cultivées en montagne ayant une faible valeur agricole, telles que les broussailles, les zones érodées, les forêts et les maquis. Ces terrains se situent principalement dans la partie sud-ouest de la commune, et leur adaptation à l'urbanisation varie en fonction de la morphologie du site.

b- Zone de maraîchage :

La partie nord-est et l'est de la commune sont caractérisés par une présence significative d'activités agricoles, notamment l'arboriculture, la viticulture et le maraîchage.

Les terres dans cette région sont spécifiquement dédiées aux cultures céréalières, aux maraîchages et à l'arboriculture. Même si elles ne sont pas équipées d'un système d'irrigation, il est crucial de préserver ces parcelles en tant que zones nécessitant une protection spéciale.

c- Zone de céréalicultures :

Les terrains situés principalement au sud et à l'est de la commune offrent des conditions favorables à l'agriculture. Leurs sols permettent une mécanisation du travail avec peu de restrictions, et ils bénéficient d'une disponibilité abondante en eau grâce à la pluviométrie et/ou aux systèmes d'irrigation. Par conséquent, ces zones présentent une excellente aptitude agricole.

I.3.6. caractéristique de l'urbanisation et situation démographique :

La population de la commune de ZEMMMOURI est modérée en termes de nombre, ce qui permet une gestion adéquate. Elle est principalement constituée de résidents locaux d'origine rurale. Les habitants sont répartis sur l'ensemble du territoire de la commune, avec une concentration plus élevée dans le chef-lieu.

Grâce aux recensements effectués en 1987, 1998 et 2008, ainsi qu'aux données et statistiques récentes obtenues auprès du service technique de l'APC de ZEMMOURI, nous sommes en mesure d'analyser la situation démographique de la commune.

En 1998, la population de la commune a atteint un total de 21 006 habitants, dont 8 697 résidaient uniquement dans le chef-lieu.

D'après les estimations fournies par le service technique de la commune de ZEMMOURI, la population de celle-ci s'élevait à 25 984 habitants au 31 octobre 2009, dont 12 657 résidaient dans le chef-lieu.

a. Dispersion :

La répartition de la population sur l'ensemble du territoire communal nous permet d'évaluer la proportion de la population concentrée dans le chef-lieu par rapport à la population totale, ainsi que la part de la population résidant en dehors du chef-lieu.

Les recensements distinguent Trois zones géographiques :

➤ **chef-lieu :**

C'est l'agglomération où le siège de l'APC

➤ **Agglomérations secondaires :**

D'après le RGPH 2008, la commune de ZEMMOURI compte actuellement quatre agglomérations secondaires : ZAATRA, ZEMMOURI EL-BAHRI, SAFSAF NABI et l'AS BOUSSARA, qui a été récemment classifiée comme zone éparse selon ce dernier recensement.

Est le reste de la commune, constitué des constructions isolées où dispersées (groupement de constructions supérieurs à 10 et inférieur à 100).

b. Croissance démographique :

L'accroissement est forme de l'accroissement naturel et du flux migratoire.

DISPERSION DE LA POPULATION DE LA COMMUNE DE ZEMMOURI ENTRE 1987-1998

DISPERSION	RGPH 1987	RGPH 1998
	POPULATION	POPULATION
CHEF LIEU	5993	8697
ZAATRA	2322	2865
ZEMMOURI EL-BAHRI	588	1500
SAFSAF NABI	-	1662
TOTAL A.S	2910	6027
ZONE EPARSE	6703	6282
TOTALE COMMUNE	15606	21006

Source RGPH (1987 -1998) : ONS

POPULATION DE ZEMMOURI SELON LE RGPH 2008

DISPERSION	RGPH 1998	RGPH 2008
	POPULATION	POPULATION
CHEF LIEU	8697	12650
ZAATRA	2865	3269
ZEMMOURI EL-BAHRI	1500	2749
SAFSAF NABI	1662	3293
BOUSARA	-	987
TOTAL A.S	6027	10298
ZONE EPARSE	6282	3460
TOTALE COMMUNE	21006	26408

Source : DPAT(W.BOUMERDES)RGPH 2008

I.4 situation hydraulique :

I.4.1. Réseau d'alimentation en eau potable et réseau d'assainissement :

a - A.E.P EXISTANT :

Chef lieu ZEMMOURI :

La ville de Zemmouri est approvisionnée en eau à partir des forages situés dans la région de F. Sahel. L'eau est acheminée par refoulement à l'aide d'une conduite en polyéthylène haute densité (PEHD) et en fonte d'un diamètre de 110 millimètres jusqu'au réservoir de Si Mustapha, qui a une capacité de 2 x 1500 litres. À partir de ce réservoir, l'eau est distribuée par gravité à l'aide d'une conduite en PEHD d'un diamètre de 250 millimètres jusqu'au réservoir de Zemmouri, qui a une capacité de 2 x 500 litres.

De plus, des extensions ont été réalisées pour desservir différents projets, et des réseaux ont été mis en place pour approvisionner les nouveaux chalets en eau.

Réseau d'adduction:

Le réseau d'adduction est en bon état de fonctionnement. Afin de le préserver et de le protéger, il est recommandé de lui accorder une servitude de 6 mètres, comme indiqué sur le plan. Cette servitude permettra d'assurer l'accès et la maintenance du réseau, ainsi que de prévenir toute construction ou activité qui pourrait compromettre son bon fonctionnement.

Réseau de distribution :

Le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de ZEMMOURI présente un état dégradé, nécessitant une rénovation urgente pour le mettre en conformité avec le nouveau plan d'aménagement proposé

ZEMMOURI EL BEHRI :

ZEMMOURI EL BEHRI est alimenté à partir d'un réservoir 150 m³ lui-même alimenté par le réservoir 2 x 500 m³ situé à ZEMMOURI (Chef Lieu).

ZAATRA :

L'alimentation en eau potable ZAATRA est effectuée à partir réservoir 200 m³. Le réseau de distribution est de type maillé et en bon état.

SAFSAF NABI :

SAFSAF NABI est alimenté à partir du réservoir 500m³. Le réseau de distribution est de type ramifié, de diamètre 50/60 mm en bon état.

b- RESEAU D'ASSAINISEMENT EXISTANT :

La ville de ZEMMOURI dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire, qui comprend des collecteurs de différents diamètres allant de Ø 300 à Ø 800. Ce réseau comporte également des déversoirs d'orage qui assurent la séparation des eaux pluviales, lesquelles sont rejetées dans le milieu naturel, tandis que les eaux usées sont dirigées vers la station d'épuration.

Cependant, le réseau d'assainissement de la ville de ZEMMOURI présente un état dégradé en raison de sa vétusté. Il est essentiel de procéder à sa rénovation.

ZEMMOURI EL BEHRI :

Le réseau d'assainissement est de type unitaire, le diamètre varie entre Ø 300 et Ø600. Tous les rejets sont dirigés vers la station de relevage.

ZAATRA :

ZAATRA est doté d'un réseau de type unitaire, il est en bon état, tous les rejets sont à ciel ouvert (vers l'oued). Les diamètres varient de Ø 300 à Ø 400.

SAFSAF NABI :

Le réseau d'assainissement de SAFSAF NABI est de type unitaire et se compose de deux types de buses : des buses en béton comprimé et des buses en PVC. Les diamètres des buses varient entre Ø 300 et Ø 400. Il existe trois points de rejet qui déversent les eaux vers le cours d'eau naturel (oued), ainsi qu'un autre point de rejet dirigé vers la station de relevage de ZEMMOURI.

Par ailleurs, il est important de noter que le réseau d'assainissement est en bon état, ce qui signifie qu'il est fonctionnel et opérationnel. Cela garantit une bonne évacuation des eaux usées et pluviales, contribuant ainsi à maintenir un système d'assainissement efficace dans la ville de ZEMMOURI.

I.4.2. ressource en eaux :**a- Eaux superficielles :**

La Wilaya de BOUMERDES a renforcé son approvisionnement en eau potable en exploitant les ressources du barrage de TAKSEBT, situé à l'est de la ville de TIZI OUZOU. Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régulées par ce barrage, y compris la commune de ZEMMOURI.

Selon le service gestionnaire de l'eau (ADE) de ZEMMOURI, la consommation d'eau par l'agglomération de ZEMMOURI au mois d'août 2011 s'élevait à 42 970 m³.

a-1 Caractéristique de la ressource superficielle de zemmouri ACL :

Ressources	SPET
Production (m ³ /mois)	42970
Production (m ³ /j)	1386
Production (l/s)	16.04
Observation	En service
Gestionnaire	ADE
Agglomérations Desservies	ACL ZEMMOURI

b- Eaux Souterraines :

Depuis un certain temps, la ville de ZEMMOURI s'approvisionne en eau en utilisant principalement les ressources souterraines. Elle bénéficie des eaux provenant de trois forages spécifiques, à savoir le forage Sahel, le forage ZET 1R et le forage ZET4. Ces forages sont la source principale d'approvisionnement en eau pour la ville de ZEMMOURI.

b-1 Caractéristique des forages :

Forages	Forage Sahel	ZET4	ZET 1R
Production (l/s)	---	---	12
Production (m ³ /j)	---	---	1036.8
Observation	En Arrêt	En Arrêt	En service
	A cause de la Salinité	Mauvaise qualité physico chimique	
Gestionnaire	---	---	ADE
Agglomérations Desservies	---	---	Hadj Ahmed

b- Eaux de dessalement :

Concernant le dessalement, le volume produit et réservé à l'AEP de ZEMMOURI (66 l/s) équivalent à un volume de 5702,4 m³/j, par la future station de dessalement des eaux de mer de CAP DJENET sera pris en compte au bilan a partir de court terme.

c- Caractéristique de la ressource de dessalement :

Ressources	SDEM
Production (l/s)	66
Production (m ³ /j)	5702.4
Observation	En arrêt à cause de la SDEM de CAP DJENET
	Elle sera mise en service a court terme
Agglomérations desservies	ACL ZEMMOURI

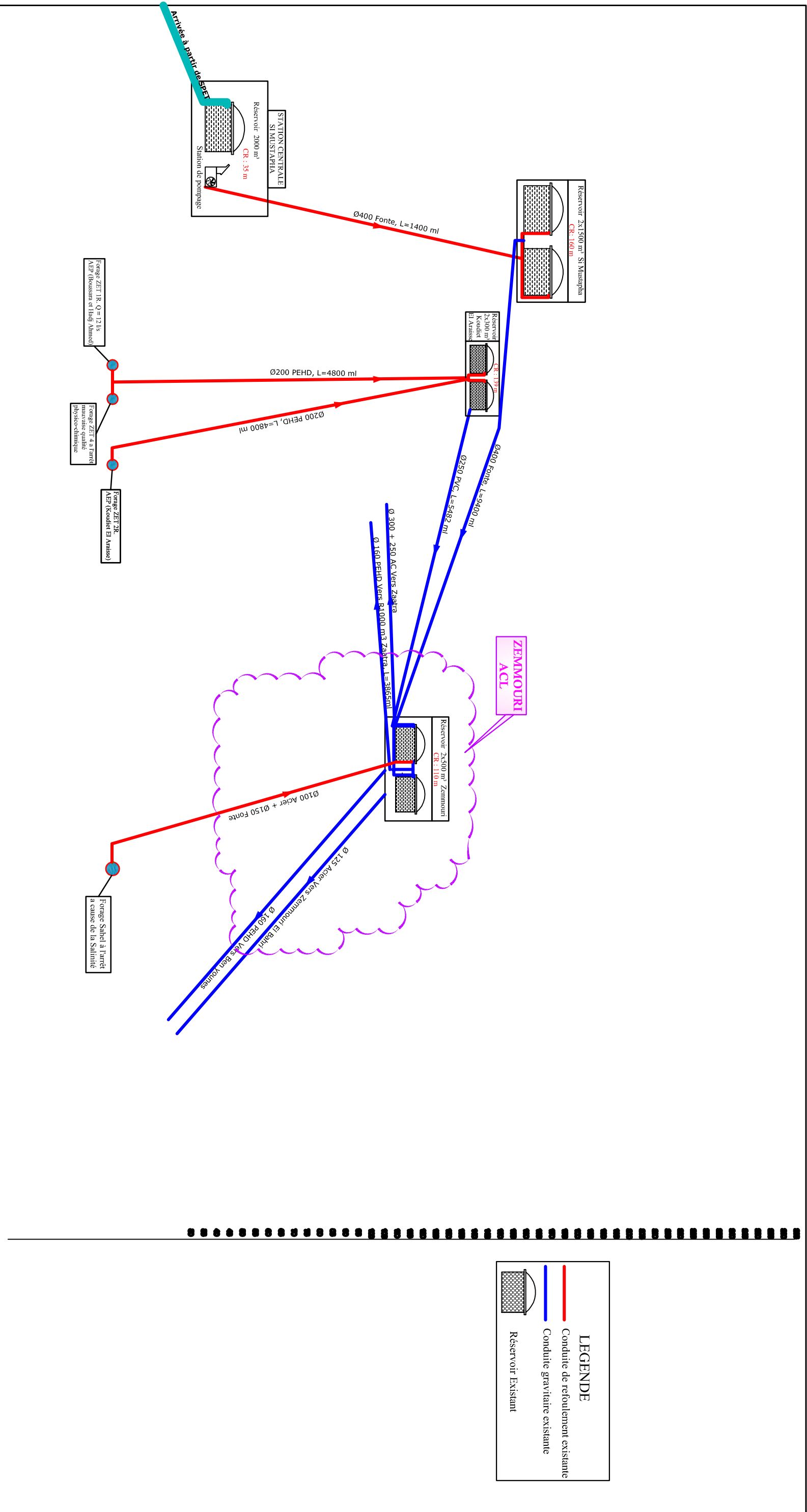
d- Bilan des ressources :

Ressources	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Agglomérations Desservies
SPET	16,04	1386	En service	ACL Zemmouri
Forage ZET1R	12	1036.8	En service	
Total	28,04	2422.8		

I.5. conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la présentation de notre région d'étude, ainsi qu'à toutes les caractéristiques du lieu et aux facteurs qui ont une influence sur la conception de notre projet d'alimentation en eau potable de la commune de ZEMMOURI.

Nous avons pris en compte les différentes spécificités de la région afin de développer une solution adaptée et efficace pour répondre aux besoins en eau potable de la population de ZEMMOURI.



LEGENDE

- Conduite de refoulement existante
- Conduite gravitaire existante
- Réservoir Existant

Schema existant de la commune de ZEMMOURI

Chapitre II :
Estimation des besoins
en eaux

II.1. Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable il est nécessaire de procéder au recensement de tous les types de consommateur existants au niveau d'une agglomération et d'avoir des normes de consommation unitaire, établies sur la base de plusieurs types de critères tels que socioéconomiques, sanitaires, administratifs et culturelsEtc. L'objectif de ce chapitre est l'évaluation des besoins en eau potable de la ville de ZEMMOURI.

II.2. Evaluation de la situation démographique :

- L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit une période de 25 ans ou 30 ans, qui est une moyenne de durée de vie des canalisations. En 2008, la population de commune de Zemmouri été estimée à 12650 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2038 et 2048, pour un taux d'accroissement de 2,2 %.
- D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par l'application de la loi des accroissements géométriques, donnée par la relation des intérêts composés suivante :

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

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

τ : taux d'accroissement de la population en (%).

n : nombre d'années séparant les deux horizons considérés.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Évolution de la population pour différentes horizons

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2023	Moyen terme 2038	Long terme 2048
Taux d'accroissement(%)	–	2,2	2,2	2,2
Population <i>ZEMMOURI (ACL)</i>	12650	17533	24301	30208
Population (<i>ZAATRA</i>)	3269	4531	6280	7806
Population (<i>ZEMMOURI EL-BAHRI</i>)	2749	3810	5281	6565
TOTAL	18669	25874	35862	44579

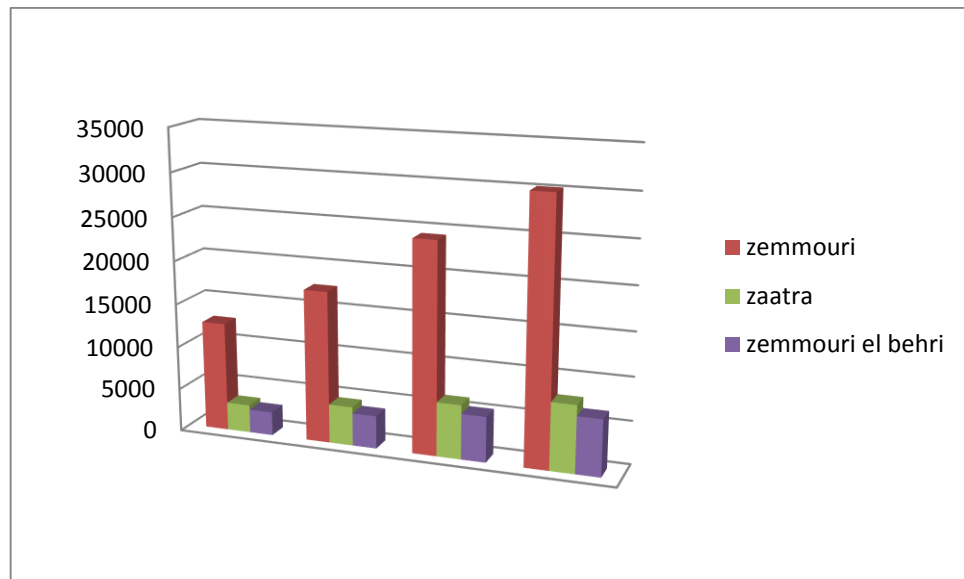


Figure II.1. Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude à différent horizons

II.3. Estimation des besoins en eau :

II.3.1. Besoin domestique :

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération. Pour notre projet et comme nos agglomérations varient d'une commune à l'autre, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 200 L/j/hab, Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{D \times N}{1000} m^3 / j \tag{II.2}$$

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière
- D : dotation journalière
- N : Nombre d'habitant (hab)

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

Tableau II.2. Répartition des besoins domestique pour les différentes horizons

	Horizon	Nombre d'habitant	Dotation	Débit moy.j m^3/j
ZEMMOURI	Actuel(2023)	17533	200	3506 ,6
	Moyen terme (2038)	24301	200	4860 ,2

	Long terme(2048)	30208	200	6041 ,6
ZAATRA	Actuel(2023)	4531	200	906 ,2
	Moyen terme(2038)	6280	200	1256
	Long terme(2048)	7806	200	1561,2
ZEMMOURI EL BAHRI	Actuel(2023)	3810	200	762
	Moyen terme(2038)	5281	200	1056 ,2
	Longe terme(2048)	6565	200	1313
TOTAL .S	Actuel (2023)	25874	200	5175 ,8
	Moyen terme(2038)	35862	200	7172 ,4
	Long terme(2048)	44579	200	8915 ,8

II.3.2. les équipements existants:

Les équipements existants sont donnés dans le tableau **II.3** ci après :

Tableau II.3. Équipement existant

Localité	Secteur	Equipement
ZEMMOURI (ACL)	Administratif	1siège PTT ,1siège APC ; Gendarmerie ;Garde comm. ;1protection civile
	Sanitaire	1Salle de soins ; Polyclinique
	Scolaire	1école primaire ; 1CEM ; 1 lycée
	Socio-cultural	Mosquée ; 1 Centre culturel
	Sport	1 Stade
	Administratif	1 Annexe APC ;1

ZAATRA		AntennePTT
	Sanitaire	1 Centre santé
	Scolaire	1CEM ; 1 école
	Socioculturel	1 Mosquée
ZEMMOUZI EL BAHRI	Sport	1salle poly
	Administratif	1 Agence PTT
	Sanitaire	1 Centre santé
	Scolaire	1 Ecole
	Socioculturel	1 Mosquée ; 1 Centre de vacances
	Salle de Sport	

II.3.3. Les besoin des équipements existants :

Le tableau ci-dessous récapitule les besoins en équipements actuels, fournissant ainsi une vue d'ensemble des ressources nécessaires pour soutenir nos opérations :

Tableau II.4. Besoin des équipements existants (DRE)

Agglomération	Secteur	Besoin (m^3/j)
ZEMMOURI (ACL)	Administratif	3,6
	Sanitaire	4,40
	Scolaire	86,40
	Socioculturel	5,60
	Sport	4,00
	TOTAL	104
ZAATRA	Administratif	2,00
	Sanitaire	0,40
	Scolaire	57,6
	Socioculturels	4,00
	Sport	4,00
	TOTAL	68,00
ZEMMOURI EL BAHRI	Administratif	0,8
	Sanitaire	0,40
	Scolaire	28,8
	Socioculturels	8,00
	Sport	
	TOTAL	38

II.3.4. les équipements projetés :

Les équipements projetés sont récapitulé dans ce tableau :

Tableau II.5. Équipement projeté

Agglomération	Secteur	Équipement
ZEMMOURI	Administrative	1 protection civile
	Scolaire	Lyceé ,CEM, 2 école primaire
	Culturel	Maison de jeune
	sportif	Salle de sport

	Sanitaire	Centre handicapé
ZAATRA	Scolaire	Ecole primaire
	Culturel	Maison de jeune
	Sportif	Salle de sport
ZEMMOURI EL BEHRI	scolaire	CEM , école primaire

II.3.5. les besoin des équipements projetés :

Le tableau ci-dessous détaille les besoins en équipements projetés :

Tableau II.6. Les besoin de l'équipement projeté

Agglomération	Secteur	Besoin (m ³ /j)
ZAMMOURI (ACL)	Administratif	2
	Sanitaire	0 ,4
	Scolaire	172 ,8
	Socio-culturel	1,6
	Salle de Sport	4,00
	TOTAL	180 ,8
ZAATRA	Scolaire	28,8
	Socio-culturel	1,6
	Salle de Sport	4
	TOTAL	34 ,4
ZAMMOURI EL BAHRI	Scolaire	37 ,2

II.3.6. Récapitulatif des différents besoins actuel2023 et futur 2048 :

Les différentes besoin actuel et future sont présenté dans le tableau II.6 :

Tableau II.7. Tableau récapitulatif des différentes besoins actuel 2023 et futur 2048

Localités		Année	
		2023	2048
ZEMMOURI	Besoin domestique	3507,6	6041,8
	Besoin d'équipement	104	284,8
	TOTAL	3610,6	6326,4
ZAATRA	Besoin domestique	906,2	1561,2
	Besoin d'équipement	68	102,4
	TOTAL	974,2	166,36
ZEMOURI EL BAHRI	Besoin domestique	762	1313
	Besoin d'équipement	38	75,2
	TOTAL	800	1388,2

II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Dans le but de garantir une consommation quotidienne suffisante et de compenser les pertes couramment causées par divers facteurs tels que les fuites dans les canalisations du réseau d'eau potable, la dégradation du réseau, le type de matériel, les caractéristiques du terrain et la qualité de l'entretien, une majoration de 20 % des besoins totaux quotidiens est envisagée. Pour ce faire, il est nécessaire d'augmenter la consommation journalière moyenne.

La formule suivante est utilisée pour calculer le débit moyen journalier majoré.

$$Q_{moy.j.majoré} = Q_{moy.j} \times K_f \quad \text{II.3}$$

- $Q_{moy.j.majoré}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- K_f : Coefficient de fuite. (1.2)

Tableau II.8. La consommations moyennes journalières majoré

Localité	Année	
	2023	2048
ZEMMOURI(ACL)	4332,72	7591,68
ZAATRA	1169,06	1996,32
ZEMMOURI EL BAHRI	960	1665,84
TOTAL	6461,76	11253,84

II.5. Variation de la consommation journalière :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement. 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} , K_{min} .

II.6. Coefficient d'irrégularité journalière maximal :

L'irrégularité quotidienne de la consommation d'eau est représentée par les coefficients $K_{max,j}$ tel que :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{II.4}$$

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximal $\in [1,1-1,3]$.

$Q_{max,j}$: Consommation maximal journalière (m^3/j).

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière.

Ce qui fait :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad \text{II.5}$$

II.7. Coefficient d'irrégularité journalière minimal :

Il permet de déterminer le débit minimum journalier, le coefficient d'irrégularité est défini comme étant le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{II.6}$$

II.8. Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2048 :

Les débits max et min des différentes zones à l'horizon 2048 sont résumés dans le tableau suivant : ($K_f = 1,2$)

Tableau II.9 : Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2048.

Localités	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Q _{moy.j.maj} (m ³ /j)	Q _{max.j} (m ³ /j)	Q _{min.j} (m ³ /j)
ZEMMOURI	6326,4	7591,68	9110,016	6073,34
ZAA TRA	1663,6	1996,32	2395,58	1597,06
ZEMMOURI EL BAHRI	1388,2	1665,84	1999,01	1332,7
TOTAL	9378,2	11253,84	13504,61	9003,07

II.9. Variations horaire de la consommation :

Le débit journalier subit aussi des variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{max.h}$ dite variation maximale horaire. Elle nous permet ainsi de déduire la plus forte charge du réseau et de la dimensionner.

II.10. Débit moyen horaire :

Utilisé pour le dimensionnement des stations de traitement et les prises d'eau.

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \text{ [m}^3\text{/h]} \quad \text{II.7}$$

Tableau II.10. Débit Moyen horaire

Localités	Q _{max.j} (m ³ /j)	Q _{moy.h} (m ³ /j)
ZEMMOURI	9110,016	379,58
ZAA TRA	2395,58	99,82
ZEMMOURI EL BAHRI	1999,01	83,29
TOTAL	13504,61	562,92

II.11. Consommation maximale horaire:

Il est caractérisé par le coefficient maximal horaire, qui représente l'augmentation de la consommation horaire pendant la journée. Il tient compte de la croissance démographique ainsi que des niveaux de confort et des habitudes de travail dans l'industrie. De manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ;

tel que :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times K_{max.h} \text{ [m}^3\text{/h]} \quad \text{II.8}$$

Le coefficient de variation horaire $K_{max.h}$ peut être défini comme suit :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \text{II.9}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, on prend $\alpha_{max}= 1,3$.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population et sera déterminé par la méthode d'interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau

Tableau II.11. Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitant (x10 ³)	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	> 1000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03	1

Tableau II.12 : Les valeurs de β_{max} et K_{max} à l'horizon 2048

Localités	Nbr d'habitants	α max	β max	K max.h
ZEMMOURI	30208	1,3	1,14	1,48
ZAATRA	7806		1,35	1,75
ZEMMOURI EL BAHRI	6565		1,38	1,79

Les consommations maximales horaires des différentes zones sont résumées dans le tableau II.12 :

Tableau II.13 : Consommation moyenne et maximale horaire pour chaque zone.

Localités	$Q_{moy.h}$	$Q_{max.h}$
ZEMMOURI	379,58	562,54
ZAATRA	99,82	175,18
ZEMMOURI EL BAHRI	83,29	149,42

II.12. bilan ressource – besoin :

Réévaluer l'équilibre entre les ressources disponibles et les besoins prévus dans la zone d'étude peut nous donner des indications sur les lacunes à résoudre. Selon les données obtenues auprès de la Direction des Ressources en Eau (D.R.E) de Boumerdes, les ressources qui alimentent la zone étudiée sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Ressources disponibles

Ressource	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
SP (SI MUSTAPHA)	1386	16.04
Forage (ZET1R)	1036.8	12
Total	2422.8	28.4

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

Tableau II.15. Bilan ressources – besoin

Horizone	Besoin (m^3/j)	Ressource (m^3/j)	Déficit
Actuel 2023	7843	2422.8	-5420.2
Long terme 2048	13504,61	2422.8	-11081.81

Ce bilan permettra d'évaluer la situation hydraulique de la commune de Zemmouri en comparant, d'une part, les ressources en eau actuellement mobilisées pendant la période d'étiage, à savoir le débit provenant de SP SI Mustapha avec un débit de 16.04 l/s et le forage ZET 1R avec un débit de 12 l/s. Il en résulte que la zone d'étude souffre actuellement et à long terme d'un déficit en eau de l'ordre de 5420.2 l/s et de 11081.81 m^3/j respectivement.

II.14. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les diverses exigences de la ville de ZEMMOURI, en prenant en compte toutes les catégories de consommation.

L'analyse du bilan entre les besoins et les ressources démontre que la commune de Zemmouri fait face à un grave déficit en eau potable. Pour répondre aux besoins à long terme, il sera impératif de mobiliser de nouvelles ressources en eau.

Selon les informations obtenues auprès de la direction des ressources en eau. Pour remédier à ce manque considérable, on optera pour un renforcement à partir de la station de dessalement des eaux de mer SDEM de Cap-Djanet.

Chapitre III :

Les réservoirs

III.1. Introduction :

Une fois que les besoins en eau de la population ont été évalués, il est nécessaire de sélectionner un système de distribution d'eau potable adapté aux localités concernées. Ce système comprend différents éléments tels que des stations de pompage, des conduites de refoulement et de distribution, des réservoirs de stockage et des dispositifs de protection.

Le réservoir joue un rôle crucial au sein d'un système d'eau potable, car il s'agit d'une structure spécialement conçue pour stocker de l'eau. Il peut contenir soit de l'eau potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau destinée à un usage industriel.

L'objectif de ce chapitre est de calculer la capacité nécessaire des réservoirs afin de répondre aux besoins futurs en approvisionnement en eau.

III.2. Présentation et rôle du réservoir :

Un réservoir est une structure hydraulique conçue pour stocker et réguler les débits et les pressions de l'eau. Ces ouvrages jouent un rôle essentiel dans le processus d'approvisionnement et de distribution de l'eau.

Le réservoir remplit plusieurs fonctions essentielles, notamment :

- Stockage de l'eau : Le réservoir permet de stocker une quantité importante d'eau pour répondre aux besoins de la population en cas de demande accrue ou d'interruption de l'approvisionnement.
- Régulation des débits : Le réservoir permet de réguler les débits d'eau en fonction des variations de la demande, assurant ainsi une distribution régulière et équilibrée.
- Régulation des pressions : Le réservoir contribue à maintenir une pression d'eau constante dans le réseau de distribution, évitant ainsi les variations excessives de pression.
- Soutien aux systèmes de traitement : Le réservoir peut servir de réserve d'eau traitée, permettant de maintenir une qualité constante de l'eau potable avant sa distribution.
- Sécurité incendie : Certains réservoirs sont spécifiquement conçus pour fournir une réserve d'eau dédiée à la lutte contre les incendies, assurant ainsi une protection contre les risques d'incendie.

En somme, le réservoir joue un rôle central dans la gestion efficace de l'approvisionnement en eau, en garantissant le stockage, la régulation des débits et des pressions, ainsi que la disponibilité d'une eau de qualité pour les différents usages.

III.3. Choix du type du réservoir :

En raison de la topographie accidentée de la région et des emplacements disponibles, les réservoirs circulaires semi-enterrés offrent plusieurs avantages :[7]

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- La conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économiques. Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts.
- À l'abri des contaminations.

- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines.
- À l'abri des pluies et des poussières. [3]

III.5. Choix du site d'implantation :

La position des réservoirs est influencée par les caractéristiques topographiques et la composition du sol. Le choix optimal de leur emplacement requiert une analyse économique approfondie qui prend en compte les critères suivants :

- Il s'agit de déterminer la cote d'implantation minimale nécessaire pour garantir une pression d'eau adéquate dans les zones les plus élevées du secteur desservi.
- Il est préférable que l'emplacement soit plus proche de l'agglomération pour des raisons économiques, tout en considérant les possibilités de fondation du terrain.
- Il est essentiel de le bâtir sur des terrains stables et robustes.

III.6. Equipement hydraulique des réservoirs :

III.6.1. Conduite d'arrivée :

L'eau peut être amenée de deux manières différentes : par surverse, en passant au-dessus de la surface libre, ou en prolongeant la conduite jusqu'à ce qu'elle soit immergée, puis obturée par un flotteur lorsque le niveau d'eau dans la cuve atteint un niveau maximum. L'arrivée en chute libre favorise l'oxygénation de l'eau, ce qui est particulièrement bénéfique pour les eaux souterraines, et permet aux pompes de fonctionner avec une hauteur et un débit constants.[5]

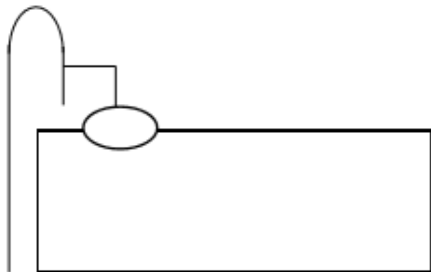


Figure III.1. adduction en chute libre

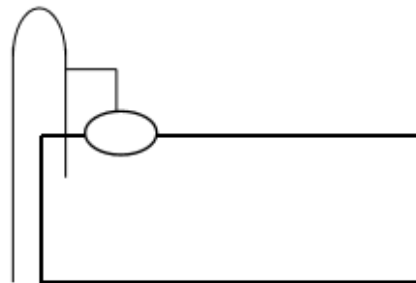


figure III.2. Adduction en noyée

III.6.2. Conduite de distribution :

Le point de sortie doit être positionné à une hauteur de 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'entrée de boue. De plus, il est essentiel de prévoir un espace de 0,5 m minimum au-dessus de la partie supérieure de la conduite pour faire face à une éventuelle baisse maximale du niveau d'eau. Si nécessaire, le bout de la conduite peut être courbé pour prévenir la formation de vortex.[6]

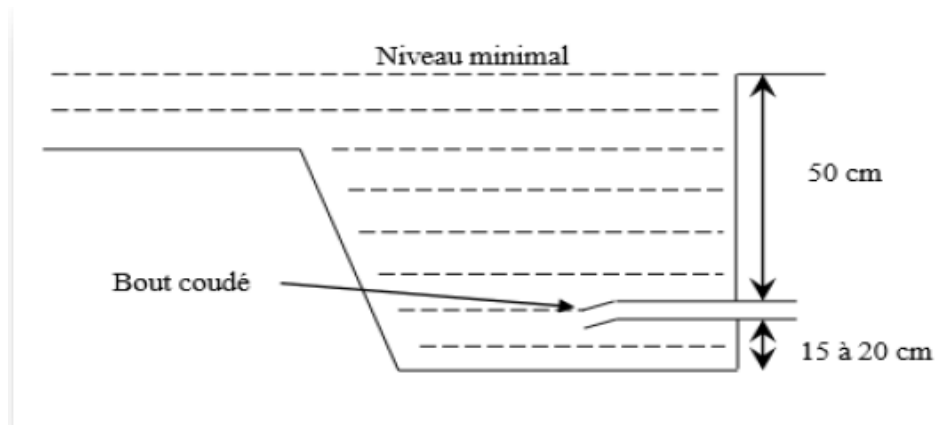


Figure III.3. Conduite de distribution

III.5.3. Conduite trop plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer tout le débit entrant dans le réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau atteint sa limite maximale. Elle agit comme un dispositif de secours en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage. Pour empêcher la pollution ainsi que l'introduction d'insectes ou de moustiques, la conduite de trop-plein sera équipée d'un joint hydraulique sous forme de siphon.

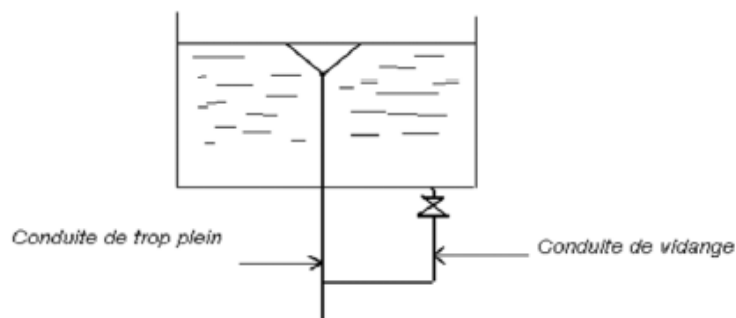


Figure III.4. Conduite trop plein et de vidange

III.5.4. Conduite de vidange :

Cette conduite est située au point le plus bas du réservoir et joue un rôle essentiel dans le processus de vidange lors des opérations de nettoyage ou de réparation du réservoir. Pour faciliter cette fonction, le radier du déversoir est incliné en direction de son point d'origine. La conduite est connectée à la conduite de trop-plein et est munie d'une vanne robinet placée avant le raccordement avec cette dernière.[6]

III.6.5. Conduite by pass :

Habituellement, toutes ces conduites doivent converger vers une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par ces canalisations peut être réalisée de deux manières : en utilisant des gaines étanches équipées d'un corps en fonte comportant des cannelures extérieures et deux brides de raccordement, ou en optant pour des manchons et des viroles à double brides.

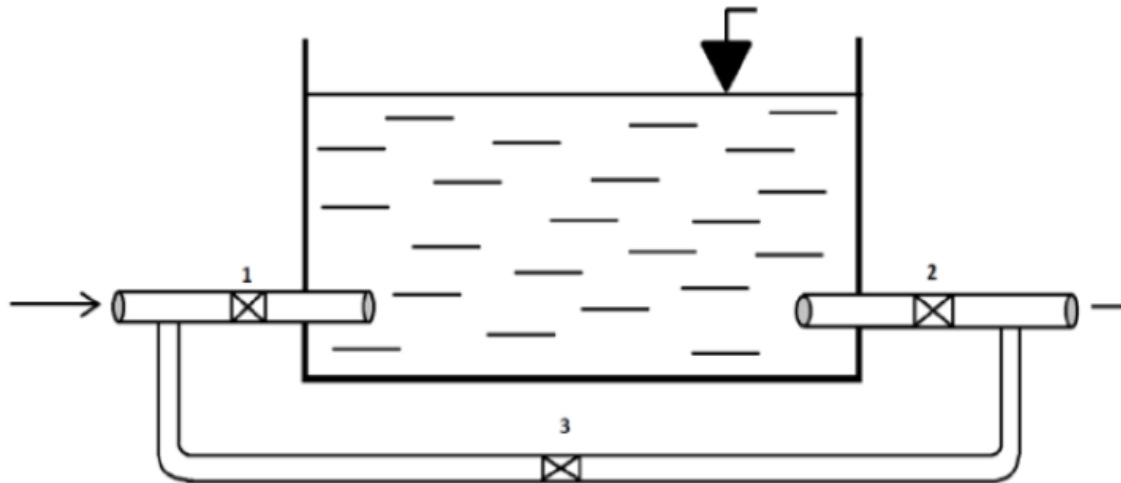


Figure III.5. Conduite de by pass

III.6. Classification des réservoirs : [4]

III.6.1. Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être catégorisés en fonction de leur emplacement par rapport à la surface terrestre. On peut identifier les réservoirs de la manière suivante :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

III.6.2. Classification selon le matériau de construction :

Selon les caractéristiques des matériaux utilisés, nous pouvons classer les réservoirs de la manière suivante :

- Réservoirs en métal ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton (qu'il soit armé, ordinaire ou précontraint).

III.6.3. Classification selon la forme géométrique :

Typiquement, dans la réalité, on peut observer trois configurations courantes de réservoirs :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De configurations variées (telles que sphériques, coniques, etc.).

III.6.4. Classification selon l'utilisation :

En raison des diverses applications des réservoirs, il est possible de les regrouper en trois catégories principales :

- Réservoir principal pour l'accumulation et le stockage ;
- Réservoir d'équilibrage (ou réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

III.7. Calcul de la capacité du réservoir :

Il est nécessaire d'estimer la capacité du réservoir en prenant en considération les fluctuations du débit à l'entrée et à la sortie. Cela signifie de prendre en compte à la fois la manière dont les infrastructures en amont sont exploitées et le mode de distribution.

En utilisant la disparité entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, nous effectuerons un calcul horaire des résidus, où la valeur maximale obtenue indiquera le volume de stockage disponible.

Le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III.7.1. Méthode analytique :

La méthode analytique implique de déterminer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Le volume de régulation sera ensuite calculé comme suit :

$$V_r = \frac{P\% \times Q_{max.j}}{100} \quad (m^3) \quad \text{III.1}$$

- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- P : résidu maximale dans le réservoir (%).
- $Q_{max.j}$: consommation maximale journalière (m^3/j).

a. Déterminer la valeur de P_{max} :

La valeur de P_{max} se détermine comme suit :

- Nous avons préalablement établi les valeurs du coefficient de variation horaire, $K_{max.h}$, pour la région à desservir. La répartition de la consommation quotidienne maximale sur une période de 24 heures est calculée en utilisant le tableau de distribution du débit journalier (consultez l'Annexe III.1).
- Ensuite, nous répartissons le débit de pompage sur une période de 20 heures.
- Les écarts entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée seront enregistrés dans la colonne des surplus ou des déficits en fonction de leur signe.
- Ensuite, nous calculons le résidu dans le réservoir pour chaque heure, et la valeur maximale obtenue (P_{max}) représentera le pourcentage du volume de stockage, comme suit :

$$P_{max}(\%) = |R +| + |R -| \quad \text{III.2}$$

- $|R +|$: Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%) ;
- $|R -|$: Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%) .

b. Le volume total de réservoir :

Le volume total du réservoir sera calculé en prenant en considération la réserve d'incendie. La pompe de base pour la lutte contre les incendies a une capacité de 60 mètres cubes par heure, et en supposant une durée approximative d'extinction d'un incendie moyen de 2 heures, une réserve de 120 mètres cubes doit être prévue. Par conséquent, le volume total est le suivant :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad \text{III.3}$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume de réserve d'incendie ($V_{Incendie} = 120m^3$).

c. Calcul du diamètre :

La hauteur des réservoirs habituellement oscille entre 3 et 6 mètres. Pour les réservoirs ayant un volume inférieur à 500 mètres cubes, nous utiliserons une hauteur de 4 mètres, tandis que pour ceux dépassant 500 mètres cubes, la hauteur sera de 5 mètres.

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \rightarrow D = \sqrt{\frac{4v}{\pi H}} \quad \text{III.4}$$

d. La hauteur du réservoir d'incendie :

$$V_{inc} = 120 m^3 \rightarrow H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad \text{III.5}$$

e. La hauteur d'eau disponible à desservir :

$$H_d = H - H_{inc} \quad \text{III.6}$$

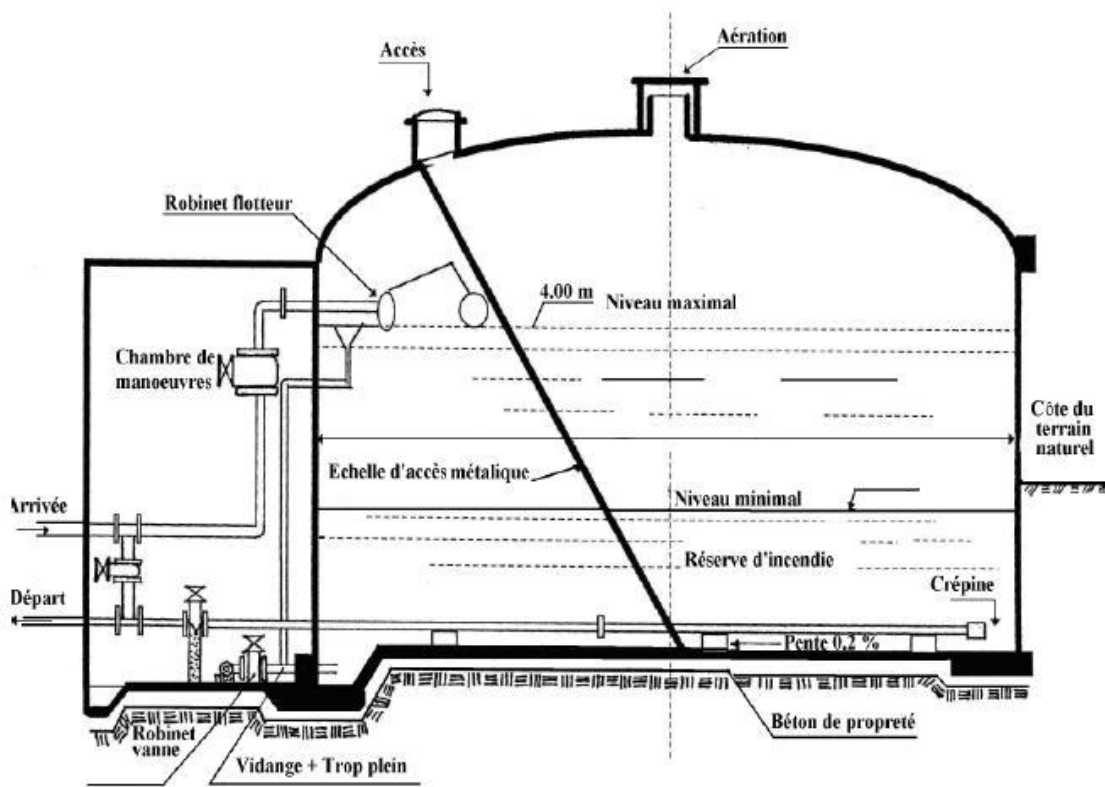


Figure III.6 : réservoir Semi-enterré cylindrique

III.9. Détermination des capacités des réservoirs :**III.9.1. Vérification de la capacité du réservoir R1(EL BORD) :**

Le réservoir R1 se trouve à proximité du réservoir de 2000 m³(El Bord), à une altitude de 176.50m. Il assure la distribution d'eau pour la population du chef-lieu, Zemmouri, ainsi que d'autres localités environnantes grâce à un système gravitaire.

Tableau III.1. Vérification du capacité R1

Heures	Apporte	R1	ACL	Autres localités	Surplus	résidu
00-01	5	0,48	2,20	1,49	0,83	0,83
01 02	5	0,48	2,20	1,49	0,83	1,67
02 03	5	0,48	2,20	1,49	0,83	2,50
03 04	5	0,48	2,20	1,49	0,83	3,33
04 05	5	0,48	2,20	1,49	0,83	4,17
05 06	5	0,48	2,20	1,49	0,83	5,00
06 07	5	0,48	2,20	1,49	0,83	5,83
07 08	5	0,48	2,20	1,49	0,83	6,67
08 09	5	0,48	2,20	1,49	0,83	7,50
09 10	5	0,48	2,20	1,49	0,83	8,33
10 11	5	0,48	2,20	1,49	0,83	9,17
11 12	5	0,48	2,20	1,49	0,83	10,00
12 13	5	0,48	2,20	1,49	0,83	10,83
13 14	5	0,48	2,20	1,49	0,83	11,67
14 15	5	0,48	2,20	1,49	0,83	12,50
15 16	5	0,48	2,20	1,49	0,83	13,33
16 17	5	0,48	2,20	1,49	0,83	14,17
17 18	0	0,48	2,20	1,49	-4,17	10,00
18 19	0	0,48	2,20	1,49	-4,17	5,83
19 20	0	0,48	2,20	1,49	-4,17	1,67
20 21	0	0,48	2,20	1,49	-4,17	-2,50
21 22	5	0,48	2,20	1,49	0,83	-1,67
22 23	5	0,48	2,20	1,49	0,83	-0,83
23 24	5	0,48	2,20	1,49	0,83	0,00
TOTAL	100	11,41	52,72	35,87	0,00	0

D'après le tableau III.1 on a :

$$p_{max} = |R +| + |R -| = |14.17| + |-2.5| = 16.67\%$$

$$V_{max} = \frac{P_{max} \times Q_{maxj}}{100} = \frac{17280 \times 16.67}{100} = 2880m^3$$

$$V_{total} = V_{max} + V_{inc} = 2880 + 120 = 3000m^3$$

Le stockage au niveau du réservoir EL BORD n'est pas suffisant pour subvenir aux besoins des localités dessertes par ce dernier, on prévoit donc de projeter un nouveau réservoir de capacité de 1000 m^3 , situé à proximité du réservoir existant EL BORD (sur la même cote)

$$D = \sqrt{\frac{4 * v}{\pi * 4}} = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3.14 * 5}} = 15.96m$$

$$H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 120}{3.14 * 15.96^2} = 0.60m$$

$$H_d = 5 - H_{inc} = 5 - 0.60 = 5.40m$$

III.9.2. Vérification de la capacité du réservoir R2 (KOUDIET AL ARAIES) :

Le réservoir R2 KOUDIET AL ARAIES (2×300) se situe sur une cote de 139m, est il assure d'alimenter la population de ZEMMOURI par un système gravitaire.

On a $K_{max} = 1.48$

D'après l'annexe I :

Tableau III.2. Vérification de capacité R2

Heures	Apporte	adduction	surplus	residue
00-01	5,00	4,17	0,83	0,83
01 02	5,00	4,17	0,83	1,67
02 03	5,00	4,17	0,83	2,50
03 04	5,00	4,17	0,83	3,33
04 05	5,00	4,17	0,83	4,17
05 06	5,00	4,17	0,83	5,00
06 07	5,00	4,17	0,83	5,83
07 08	5,00	4,17	0,83	6,67
08 09	5,00	4,17	0,83	7,50
09 10	5,00	4,17	0,83	8,33
10 11	5,00	4,17	0,83	9,17
11 12	5,00	4,17	0,83	10,00
12 13	5,00	4,17	0,83	10,83
13 14	5,00	4,17	0,83	11,67
14 15	5,00	4,17	0,83	12,50
15 16	5,00	4,17	0,83	13,33
16 17	5,00	4,17	0,83	14,17
17 18	-	4,17	- 4,17	10,00
18 19	-	4,17	- 4,17	5,83
19 20	-	4,17	- 4,17	1,67
20 21	-	4,17	- 4,17	- 2,50
21 22	5,00	4,17	0,83	- 1,67
22 23	5,00	4,17	0,83	- 0,83
23 24	5,00	4,17	0,83	-

TOTAL	100,00	100,00	-	
-------	--------	--------	---	--

D'après le tableau (III.2) on a :

$$p_{max} = |R +| + |R -| = |14.17| + |-2.5| = 16.67\%$$

$$V_{max} = \frac{P_{max} \times Q_{maxj}}{100} = \frac{16.67 \times 1386}{100} = 231 \text{ m}^3$$

$$V_{total} = V_{max} + V_{inc} = 231 + 120 = 351 \text{ m}^3$$

Le stockage au niveau du réservoir KOUDIET EL ARAIES n'est pas suffisant pour subvenir aux besoins des localités desservies par ce dernier, on prévoit donc de projeter un nouveau réservoir de capacité de 300 m^3 .

$$D = \sqrt{\frac{4 * v}{\pi * 4}} = \sqrt{\frac{4 \times 300}{3.14 \times 5}} = 8.74 \text{ m}$$

$$H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times 8.74^2} = 2 \text{ m}$$

$$H_d = 5 - H_{inc} = 5 - 2 = 3 \text{ m}$$

III.9.3. vérification de la capacité de réservoir R3 ZEMMOURI ACL(2× 500)

Le réservoir de zemmouri 2x500 est alimenté par deux apports à savoir :

- Le réservoir de SI MUSTAPHA 2x1500
- Le réservoir de KOUDIET EL ARAIES 2x300

il assure l'adduction gravitaire vers le réservoir de ZAATRA, ainsi que la distribution vers la population de ZEMMOURI EL BEHRI

Tableau III.3. Vérification de capacité R3

Heure	Apport (%)	ZAATRA	ZEMMOURI EL BEHRI	surplus	résidu
00_01	4,17	2,27	0,41	1,49	1,49
01_02	4,17	2,27	0,41	1,49	2,97
02_03	4,17	2,27	0,41	1,49	4,46
03_04	4,17	2,27	0,45	1,44	5,90
04_05	4,17	2,27	0,61	1,28	7,18

05_06	4,17	2,27	1,75	0,14	7,32
06_07	4,17	2,27	2,37	-0,47	6,85
07_08	4,17	2,27	2,82	-0,92	5,93
08_09	4,17	2,27	2,50	-0,61	5,32
09_10	4,17	2,27	2,66	-0,77	4,56
10_11	4,17	2,27	2,27	-0,38	4,18
11_12	4,17	2,27	2,96	-1,06	3,12
12_13	4,17	2,27	3,41	-1,52	1,60
13_14	4,17	2,27	3,05	-1,15	0,45
14_15	4,17	2,27	2,43	-0,54	-0,09
15_16	4,17	2,27	2,12	-0,22	-0,31
16_17	4,17	2,27	2,05	-0,15	-0,46
17_18	4,17	2,27	2,50	-0,61	-1,07
18_19	4,17	2,27	2,87	-0,97	-2,04
19_20	4,17	2,27	2,43	-0,54	-2,58
20_21	4,17	2,27	2,27	-0,38	-2,96
21_22	4,17	2,27	1,36	0,53	-2,43
22_23	4,17	2,27	0,91	0,99	-1,44
23_24	4,17	2,27	0,45	1,44	0,00
Total	100	54,51	45,49	0,00	

D'après le tableau III.3 on a :

$$p_{max} = |R +| + |R -| = |7.32| + |-2.96| = 10.28\%$$

$$V_{max} = \frac{P_{max} \times Q_{maxj}}{100} = \frac{10.28 \times 4394.59}{100} = 451.80m^3$$

$$V_{total} = V_{max} + V_{inc} = 451.80 + 120 = 571.80m^3$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * v}{\pi * 4}} = \sqrt{\frac{4 \times 571.80}{3.14 \times 5}} = 12.09m$$

$$H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times 12.09^2} = 1.05m$$

$$H_d = 5 - H_{inc} = 5 - 0.58 = 3.95m$$

III.9.4. vérification de la capacité de R4 réservoir ZAATRA :

le réservoir R4 assure l'alimentation pour la population de ZAATRA .

On a $K_{max} = 1.8$

Tableau III.4. Vérification de capacité R4

Heures	Apport	Distribution	surplus	résidu
00-01	4,17	0,9	3,27	3,27
01 02	4,17	0,9	3,27	6,53
02 03	4,17	0,9	3,27	9,80
03 04	4,17	1	3,17	12,97
04 05	4,17	1,35	2,82	15,78
05 06	4,17	3,85	0,32	16,10
06 07	4,17	5,2	-1,03	15,07
07 08	4,17	6,2	-2,03	13,03
08 09	4,17	5,5	-1,33	11,70
09 10	4,17	5,85	-1,68	10,02
10 11	4,17	5	-0,83	9,18
11 12	4,17	6,5	-2,33	6,85
12 13	4,17	7,5	-3,33	3,52
13 14	4,17	6,7	-2,53	0,98
14 15	4,17	5,35	-1,18	-0,20
15 16	4,17	4,65	-0,48	-0,68
16 17	4,17	4,5	-0,33	-1,02
17 18	4,17	5,5	-1,33	-2,35
18 19	4,17	6,3	-2,13	-4,48
19 20	4,17	5,35	-1,18	-5,67
20 21	4,17	5	-0,83	-6,50
21 22	4,17	3	1,17	-5,33
22 23	4,17	2	2,17	-3,17
23 24	4,17	1	3,17	0,00
TOTAL %	100	100		

D'après le tableau III.4 :

$$p_{max} = |R +| + |R -| = |16.10| + |-6.50| = 22.60\%$$

$$V_{max} = \frac{P_{max} \times Q_{maxj}}{100} = \frac{9.60 \times 2395.58}{100} = 541.40m^3$$

$$V_{total} = V_{max} + V_{inc} = 229.98 + 120 = 661.40m^3$$

Le stockage au niveau du réservoir ZAATRA n'est pas suffisant pour subvenir aux besoin des localité dessertes par ce dernier, on prévoie don de projeté un nouveau réservoir de capacité de $500 m^3$.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times v}{\pi \times 4}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{3.14 \times 5}} = 11.29m$$

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times 11.29^2} = 1.2m$$

$$H_d = 5 - H_{inc} = 5 - 1.71 = 3.8m$$

III.10. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué des calculs pour déterminer les capacités des réservoirs, ainsi que leurs dimensions, notamment la hauteur, la hauteur d'incendie et le diamètre.

L'évaluation des capacités des réservoirs nous permet de déterminer si la construction de nouveaux réservoirs est nécessaire. Notre analyse indique clairement que les réservoirs actuellement présents dans la zone d'étude ne seront pas en mesure de répondre aux besoins en eau de la ville de ZEMMOURI à long terme. Par conséquent, il est impératif d'améliorer l'approvisionnement en eau en envisageant la construction de nouveaux réservoirs, notamment :

- Un réservoir d'environ 1000 m^3 près de l'ancien réservoir d'EL BORD.
- Un réservoir d'une capacité d'environ 300 m^3 à KOUDIET EL ARAIES.
- Un réservoir d'une capacité d'environ 500 m^3 à ZAATRA.

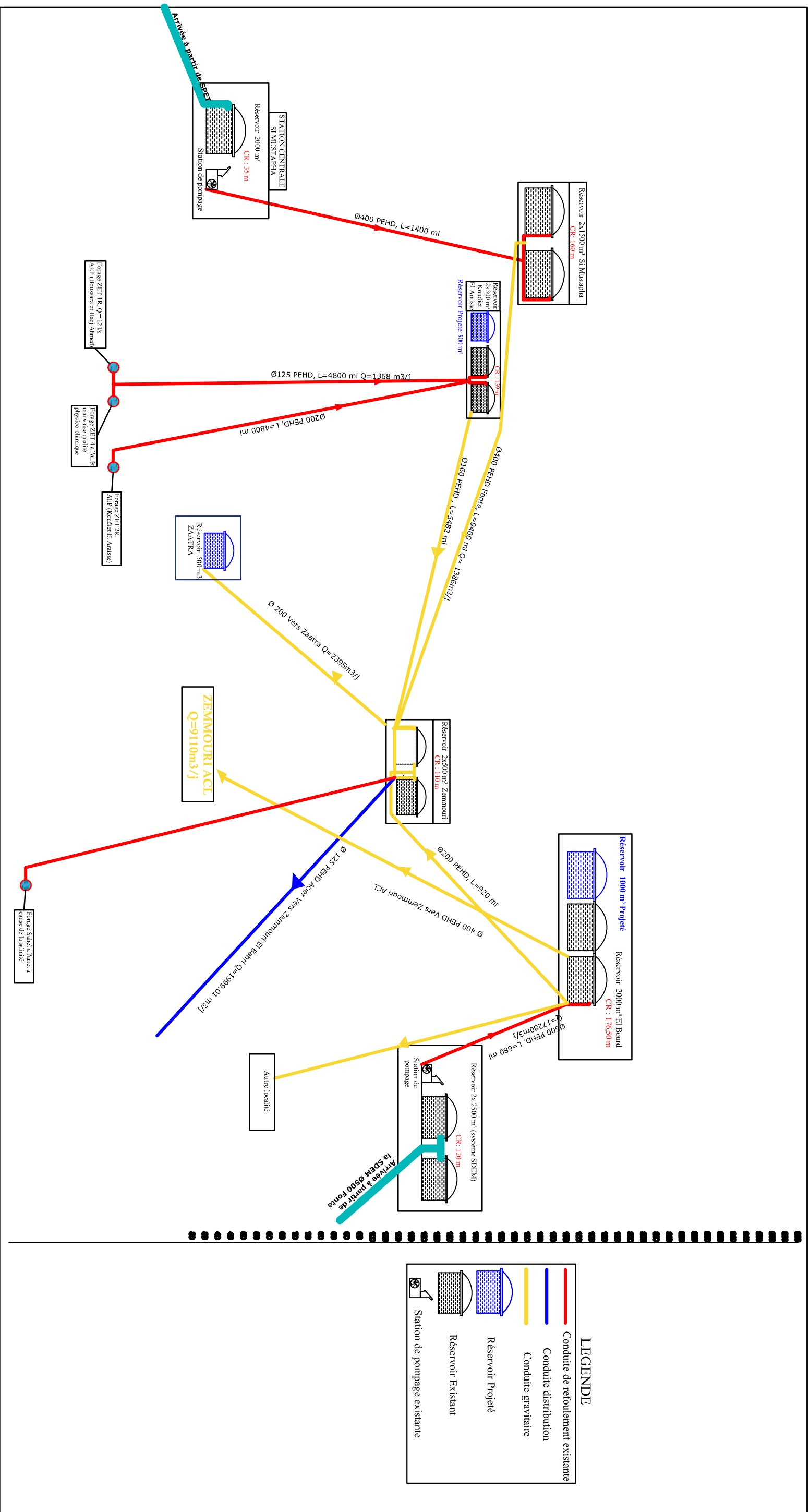


Schéma des réservoirs projeté de la commune de ZEMMOURI

Chapitre IV: Adduction

IV.1. Introduction :

L'adduction peut être définie comme le processus de déplacement de l'eau depuis son point de capture initial, tel qu'une source naturelle, un puits, une prise d'eau, ou un réservoir, jusqu'à proximité de son lieu d'utilisation ou à un réservoir de stockage, grâce à un réseau complexe d'installations. Les conduites d'adduction sont conçues pour répondre aux besoins de la population pendant leur durée d'utilisation et doivent avoir la capacité de transporter un débit maximal quotidien nécessaire.

IV.2. Type d'adduction :

IV.2.1. Adduction gravitaire :

Le point de prélèvement se trouve à une altitude plus élevée que le réservoir de stockage qui alimente en eau l'ensemble de l'agglomération, ce qui permet à l'eau de s'écouler naturellement grâce à la force de la gravité.

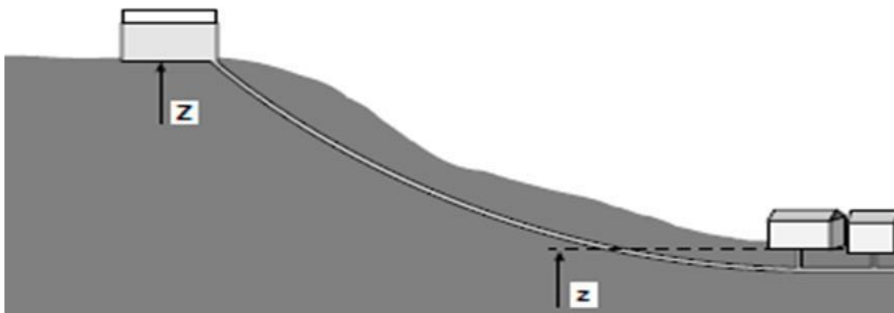


Figure IV.1. Adduction gravitaire

IV.2.2. Adduction par refoulement :

Le point de prélèvement se trouve à une altitude plus basse que celle du réservoir de stockage, ce qui rend nécessaire l'apport d'énergie au fluide grâce à l'utilisation de pompes.

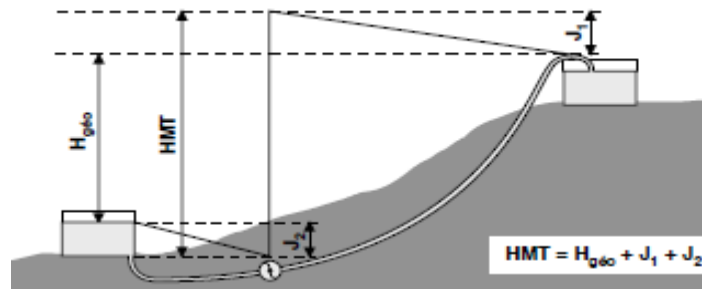


Figure IV.2. Adduction par refoulement

IV.2.3. Adduction mixte :

Il s'agit d'une adduction où la conduite passe alternativement d'un mode de refoulement à un mode gravitaire, ou vice versa. Cette transition entre les deux types de conduites est effectuée au moyen d'un réservoir intermédiaire, communément appelé réservoir tampon. Dans le contexte de notre étude, le système d'adduction à analyser fonctionne principalement en mode refoulement.

IV.3. Choix du tracé :

La sélection du trajet de la conduite de refoulement est déterminée par des contraintes techniques et économiques incontournables auxquelles il est nécessaire de se conformer, notamment :

- Opter pour la trajectoire la plus courte et la plus directe dans le but de réduire au minimum les coûts initiaux.
- Éviter les contre pentes qui pourraient entraîner des accumulations d'air problématiques lors de l'exploitation, ainsi que des excavations susceptibles de provoquer des ruptures dans le flux liquide, potentiellement entraînant des ruptures dans les canalisations.
- Il est également nécessaire de contourner les obstacles et les zones qui pourraient entraîner des pertes de pression significatives.
- Privilégier un itinéraire qui suit de préférence les routes ou les voies publiques, afin de simplifier la pose des tuyaux et leur gestion (détection des fuites, des vannes défectueuses, des dommages potentiels à l'installation), tout en garantissant un accès rapide pour les opérations d'entretien et de réparation.
- Il est impératif d'installer une ventouse automatique au point le plus élevé du parcours, à la fois pour éliminer l'air dissous lors du remplissage de la conduite et pour permettre l'entrée d'air lors de la vidange de la conduite.
- Lors de l'installation des conduites, il est nécessaire de planifier la mise en place de dispositifs de retenue tels que des massifs en béton. Ces massifs, grâce à leur poids, doivent résister à la pression exercée par l'eau dans les sections courbées, les jonctions et les parties coniques. Des attaches en fer solides seront utilisées pour fixer solidement la conduite à ces massifs, un processus que l'on appelle l'amarrage.

IV.3.1. Choix du type des conduites :

Pour déterminer le type de conduite approprié, il est nécessaire de tenir compte :

- Du prix d'achat ;
- Des frais de réalisation ;
- De la pression de service ;
- De la nature du terrain ;
- De la longueur du terrain ;
- De la longueur des conduites.

IV.4. Organes et accessoire de l'adduction :

IV.4.1. Organes de sectionnement :

Dispositifs de découpage qui peuvent fonctionner en mode ouverture complète ou en mode fermeture complète, permettant l'isolation d'une section de l'adduction lors de travaux de réparation ou d'autres opérations. Certains exemples incluent :

IV.4.1.1. Robinet vanne à opercule :

Ces dispositifs de coupure peuvent être actionnés pour une ouverture complète ou une fermeture totale. Une forme courante est la vanne, qui ressemble à une lentille épaisse se

déplaçant verticalement grâce à une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Ces vannes sont disponibles dans des diamètres variant de 40 à 300 mm.



Figure IV.1. Robinet vanne à opercule

IV.4.1.2. Robinet vanne papillon :

Ces dispositifs sont utilisés pour ajuster le débit et la section tout en occupant peu d'espace. Ils consistent en un composant de la conduite traversée par un axe décentré qui, lorsqu'il tourne, actionne un disque obturateur appelé "papillon". Les diamètres de ces dispositifs sont souvent plus larges, allant de 100 à 2500 mm, parfois même davantage.



Figure IV.2. Robinet vanne papillon

IV.4.2. Organes de protection :

IV.4.2.1. Ventouse :

Ces dispositifs sont installés aux points culminants du réseau de canalisations et servent à éliminer l'accumulation d'air à l'intérieur de la conduite. L'air compressible représente une menace significative pour les installations. Les poches d'air se compriment, créant des fluctuations constantes de pression. Les sous-pressions sont souvent plus préjudiciables que les surpressions. En l'absence d'entrée d'air lors de la vidange des tuyaux, cela peut entraîner un phénomène de vide qui provoque d'importantes déformations et détériorations des conduites.



Figure IV.3. Ventouse automatique

IV.4.2.2. Clapet anti retour :

Leur fonction principale est d'interdire le passage d'un fluide dans des circonstances spécifiques. Ils trouvent principalement leur utilité dans les stations de pompage, que ce soit à l'extrémité inférieure des canalisations d'aspiration (pour éviter le désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (pour arrêter la colonne d'eau).

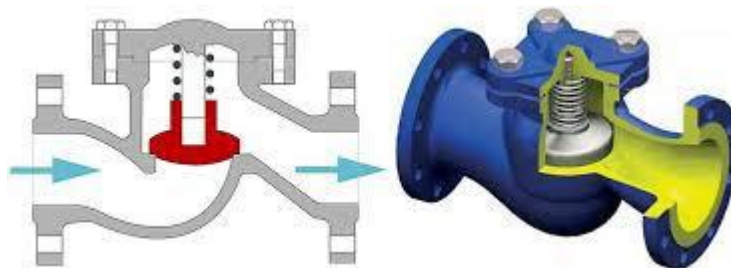


Figure IV.4. Clapet

IV.4.2.3. Vanne de vidange :

Ce sont des vannes positionnées aux endroits les plus bas des conduites, conçues pour faciliter la vidange de la canalisation lorsque nécessaire. Il est essentiel que ces vannes soient facilement accessibles afin de simplifier cette opération.

IV.4.2.4. Crépines :

Il s'agit d'appareils en forme de panier perforé, installés à l'extrémité des conduites d'aspiration, dans le but de prévenir l'entrée de corps étrangers dans la pompe.



Figure IV.6. Crépine

IV.4.3. Organe de régulation :

Ils offrent la possibilité de contrôler le débit et la pression en amont ou en aval. On peut mentionner :

IV.4.3.1. Vanne de régulation du débit :

Il maintient le débit constant à une valeur prédéfinie, indépendamment des fluctuations de pression en amont et en aval, tout en le limitant.



Figure IV.7 Vanne de régulation du débit

IV.4.3.2. Vanne de régulation de la pression amont :

Il maintient la pression en amont à un niveau préétabli, quelle que soit l'évolution de la pression et du débit en aval. En réalité, la vanne ajuste le débit pour garantir que la pression en amont reste adéquate. En réduisant le débit, elle réduit également la perte de charge, ce qui entraîne une augmentation de la pression. Ainsi, elle permet d'atteindre un compromis entre le maintien d'une pression minimale en amont et le maintien d'un débit minimal en aval. Cela correspond à la fonction d'une vanne de régulation.

IV.4.3.3. Vanne de régulation de la pression aval :

C'est une vanne conçue spécifiquement pour réguler la pression en aval d'un système ou d'une canalisation. Elle ajuste automatiquement le débit pour maintenir une pression constante en aval, quelle que soit la variation de la pression en amont ou du débit dans le système.



Figure IV.8. Vanne de régulation de la pression

IV.4.4. Organes de branchement :

IV.4.4.1. Coudes :

Conçus pour modifier la direction.

IV.4.4.2. Tés :

Assurent la jonction entre la canalisation secondaire et la canalisation principale.

IV.4.4.3. Canes :

Unissent des conduites de tailles différentes.

IV.5. Calcul hydraulique des adductions en charge :

Dans les deux méthodes d'approvisionnement en eau par refoulement et gravitaire, l'écoulement se produit sous pression. Les paramètres de calcul communs dans ces situations comprennent :

IV.5.1. calcul du diamètre économique :

➤ Adduction par refoulement :

Les équations employées pour déterminer le diamètre sont les suivantes :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ IV.1
- Formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q}$ IV.2

Avec :

D : le diamètre de la conduite (m).

Q : le débit transite dans la conduite (m^3/s).

Ces deux équations nous fournissent une méthode pour estimer le diamètre optimal en fonction de plusieurs tailles normalisées disponibles.

➤ Adduction gravitaire :

Pour les conduites gravitaire on utilisera les formules suivantes :

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{min} \times \pi}} \quad \text{IV.3}$$

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

D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m) ;

Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s) ;

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite (m/s).

IV.5.2. Calcul de la vitesse d'écoulement :

La formule suivante permet de calculer la vitesse de l'eau dans la conduite :

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

Avec :

V : la vitesse d'écoulement (m/s)

Q : débit transite dans la conduite (m^3/s)

D : diamètre de la conduite (m)

IV.5.3. Détermination des pertes de charge :

Les pertes de charge correspondent à une fraction de l'énergie mécanique de l'eau qui se convertit en chaleur en raison des frottements entre les particules d'eau et les parois des canalisations. Ces pertes se manifestent de deux manières distinctes :

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

IV.5.3.a. Perte de charge linéaire :

La formule de DARCY-WEISBACH est utilisée pour exprimer les pertes de charge linéaires de manière suivante :

$$\Delta HL = J \times L \quad \text{IV.6}$$

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad \text{IV.7}$$

➤ Calcul du coefficient de perte de charge λ :

Pour calculer le coefficient de perte de charge λ à différentes conditions de débit, on peut utiliser les équations suivantes :

- Régime turbulent rugueux : Formule de NIKURADZE:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = [1.14 - 2 \ln \left(\frac{K}{D} \right)]$$

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{K}{D} \right)]^{-2} \quad \text{IV.8}$$

- Régime transitoire : Formule de COLEBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\left(\frac{K}{3.71D} \right) + \left(\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \right] \quad \text{IV.9}$$

Avec :

L : longueur de la conduite (m)

J : perte de charge par unité de longueur (m/ml)

g : accélération de la pesanteur égale à 9.81 m/s²

D : Diamètre de la conduite (m)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

λ : Coefficient de perte de charge de DARCY il dépend la rugosité de la conduite et de la nature de le régime d'écoulement

Re : nombre de REYNOLDS donné par la forme suivante :

$$Re = \frac{v \times D}{\nu} \quad \text{IV.10}$$

Avec : **ν**: Viscosité cinématique de l'eau.

À 20°C : $\nu = 1.0006 \times 10^{-6} m^2/s$.

VI.5.3.b. perte de charge singulière **H_s** :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD

$$\text{Donc } H_s = 0.10 \times H_L \quad \text{IV.11}$$

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

$$H_T = H_L + H_s = H_L + 0.10 \times H_L \text{ donc } H_T = 1.1 \times H_L.$$

VI .5.4. Calcul de la hauteur manométrique **H_{mt}** :

Elle équivaut à une élévation artificielle résultant de la somme de la hauteur géométrique, ainsi que des pertes de charge engendrées par l'aspiration et le refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad \text{IV.12}$$

où :

H_{MT}:Hauteur manométrique totale (m)

H_g : Hauteur géométrique (m)

H_t : Perte de charge totale

VI.5.5. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance consommée au niveau de l'arbre de la pompe, et on la calcule en utilisant la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad \text{IV.13}$$

Avec :

P_a : puissance absorbée par la pompe (Kw)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

Hmt : hauteur manométrique totale (m)

Q : débit de refoulement (m^3/s)

η : rendement d la station de pompage (70%)

VI.5.6. Energie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suite :

$$\mathbf{E = P_a \times t \times 365} \quad \mathbf{IV.14}$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (Kwh)

t : temps de pompage (20h).

VI.5.7. Frai d'exploitation :

Sont donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{F_{exp} = E \times e(Da)} \quad \mathbf{IV.15}$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe (Kwh)

e : Prix unitaire du Kwh imposé par SONELGAZ (4.47DA)

VI.5.8. frai d'amortissement :

Sont donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F_{am} = P_U \times L \times A} \quad \mathbf{IV.16}$$

Avec :

F_{am} : Frais d'amortissement (DA)

P_U : Prix du revient de la conduite (DA/ml)

L : Longueur de la conduite (m)

A : Amortissement annuel.

$$\mathbf{A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i} \quad \mathbf{IV.17}$$

i : taux d'intérêt annuel $i=8\%$

n : nombre d'années d'amortissement ($n=25$ ans).

D'où :

$$A = \frac{8}{(1+8)^{25}} + 8 \text{ Donc } A=0.0937.$$

IV.5.9. Calcul du bilan :

$$B_L = F_{am} + F_{exp}$$

IV.18

B_L : Le bilan (DA)

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

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

IV.6. Dimensionnement des différents tronçons :

IV.6.1. Adduction par refoulement :

IV.6.1.1. Dimensionnement de la conduite C1 (SDEM vers R2000m³ El BORD)

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Le débit : $Q = 0,2 \text{ m}^3 / \text{s} = 200 \text{ l/s}$
- La longueur de tronçon : 680m.
- La cote de réservoir (2X2500m³): CR=120m
- La cote d'arrivée aux deux réservoirs jumelés (2000m³): CTP=181,5m.
- La hauteur géométrique entre les deux réservoirs : $H_g = 61,5\text{m}$

Dans notre projet le matériau choisis est le PEHD PN16.

Le Diamètre économique calculé par les formules (IV.1) et (IV.2) précédentes :

$$D_{BONNIN} = 447 \text{ mm}$$

$$D_{BRESS} = 671 \text{ mm}$$

Les diamètres nominaux choisis sont : DN 400 mm, DN 500 mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau(IV.1) :

Tableau IV. 1 : Calcul de la HMT

D (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_L (m)	ΔH_S	Δh_t	H _g	HMT (m)
0,40	0,33	2,38	778182,87	680,00	0,01	5,88	0,59	6,47	61,50	67,97
0,50	0,41	1,52	622611,02	680,00	0,01	1,86	0,19	2,05	61,50	63,55
0,63	0,515	0,96	494712,76	680	0,01	0,57	0,06	0,62	61,5	62,1

b. Calcul des frais d'exploitation :

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

Tableau IV. 2 : Les frais d'exploitation

D	Dint (m)	Q(m ³ /s)	HMT (m)	P(kw)	E (kWh)	Fexp (Da/KWh)
0,4	0,3274	0,2	67,97	190,52	1390794,634	6216852,013
0,5	0,409	0,20	63,547	178,113	1300227,83	5812018,38

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.3)

Tableau IV. 3 : Les frais d'amortissement

D(m)	D int (m)	Prix (Da)	L (m)	A	Dep (Da)	Famo (Da/KWh)
0,4	0,327	23154,76	680	0,0937	15745236,8	1475328,688
0,5	0,409	34945,56	680	0,0937	23762980,8	2226591,301

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.4):

Tableau IV. 4 : Calcul du bilan

D(m)	Dint (m)	Fexp (Da/KWh)	Famo (Da/KWh)	Bila, (Da)
0,4	0,3274	6216852,013	1475328,688	7692180,7
0,5	0,409000	5812018,38	2226591,301	8038609,68

IV.6.1.2. dimensionnement de la conduite C2 (Forage ZET 1R vers le réservoir (2X300 m³ de KOUDIET AL ARAIES).

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Le débit : $Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s} = 12 \text{ l/s}$
- La longueur de tronçon : 4800m.
- Le niveau dynamique de forage : ND = 44 m
- La cote d'arrivée des deux réservoirs jumelés (2000m³) : CTP=142m.
- La hauteur géométrique entre les deux réservoirs: Hg= 98m

$$D_{\text{BONN}} = 110 \text{ mm}$$

$$D_{\text{BRESSE}} = 164 \text{ mm}$$

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.5) : Calcul de la Hmt du tronçon C6 [ZET R1-R (2X300m³)]

D(m)	Dint(m)	v(m/s)	Re	L(m)	hL (m)	ΔHS	Δht	hg	HMT (m)
0,125	0,102	1,464	149620,8	4800	62,236	6,224	68,459	98	166,459
0,160	0,131	0,893	16810,967	4800	17,278	1,728	19,005	98	117,005
0,200	0,164	0,571	3391,654	4800	5,418	0,542	5,959	98	103,959

Tableau (IV.6) : calcul de frais d'exploitation.

D	Dint (m)	Q(m ³ s)	HMT (m)	P(kw)	E (kWh)	Fexp (Da/KWh)
0,125	0,102	0,012	166,459	27,994	204353,913	913461,991
0,160	0,131	0,012	117,005	19,677	143641,955	642079,537
0,200	0,164	0,012	103,959	17,483	127625,415	570485,604

Tableau (IV.7) : calcul de frais d'amortissement.

D(m)	D int (m)	Prix (Da)	L (m)	A	Dep (Da)	Famo (Da/KWh)
0,125	0,102	2350,434	4800,000	0,094	11282083,200	1057131,196
0,160	0,131	3841,340	4800,000	0,094	18438432,000	1727681,078
0,200	0,164	6032,340	4800,000	0,094	28955232,000	2713105,238

Tableau (IV.8):calcul de bilan.

D(m)	Dint (m)	Fexp (Da/KWh)	Famo (Da/KWh)	Bila, (Da)
0,125	0,102	913461,991	1057131,196	1970593,187
0,160	0,131	642079,537	1727681,078	2369760,616
0,200	0,164	570485,604	2713105,238	3283590,843

Nous choisissons une conduite de DN 125 car elle offre la meilleure économie, tout en maintenant une vitesse d'écoulement acceptable de 1,46 m/s.

IV.6.2. Adduction gravitaire

IV.6.2.1. dimensionnement de la conduite C3 (R2000m³ El bord vers les R2X500m³) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Le débit : $Q = 0,02282 \text{ m}^3/\text{s} = 22,82 \text{ l/s}$

- La longueur de tronçon: 920 m.
- La cote de réservoir (2000m³): CR=176,5m

La cote d'arrivée des deux réservoirs jumelés (2X500)=114

La hauteur géométrique entre les deux réservoirs: Hg= 62,5

Dmax = 241 mm

Dmin= 139 mm

Les diamètres nominaux choisis sont : DN 160 mm, DN 200 mm, DN 250

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.9):

Tableau IV. 9 : Calcul des pertes de charge totales de la conduite

D(m)	Dint(m)	V(m/s)	Re	L(m)	λ	ΔhL (m)	ΔHS	Δht	hg	Hv
0,16	0,10	2,697	279916,439	1800	0,012	77,737	7,77	85,511	62,500	-23,011
0,2	0,16	1,086	177599,795	1800	0,011	7,347	0,73	8,082	62,500	54,418
0,25	0,20	0,694	142010,393	1800	0,011	2,307	0,23	2,538	62,500	59,962

Il est à noter que trois diamètres satisfont aux exigences en termes de vitesses. Parmi eux, le diamètre 200 semble être le plus avantageux, car il entraîne des pertes de charge ΔHT égales à 8,082 m, ce qui est proche de la hauteur géométrique Hg (62,5 mètres), et une vitesse d'écoulement de 1.086 m/s.

C) Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 * (g/ v^2)$$

$$\xi = (8,44 \times (2 \times 9,81/1,086^2)) = 901,546$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (L'annexe)

On peut exprimer un angle d'ouverture de 72°

IV.6.2.2. dimensionnement de la conduite C4 (R2000m3 El bord vers ACL) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Le débit : $Q = 0,105 \text{ m}^3/\text{s} = 105,44 \text{ l/s}$

- La longueur de tronçon: 880 m.
- La cote de réservoir (2000m³): CR=176,5m
- La cote d'arrivée de(ACL) :CTP=118 ,5m.
- La hauteur géométrique entre les deux réservoirs : Hg=58

Dmix= 518 mm

D min = 299 mm

Les diamètres nominaux choisis sont : DN 315 mm, DN 400 mm ;DN 500mm.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.10)

Tableau IV. 10 : Calcul des pertes de charge totales de la conduite

D (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔhL (m)	ΔHS	Δht	hg	HV
0,315	0,258	2,021	1018,120	880	0,010	7,106	0,711	7,817	58	50,183
0,400	0,327	1,253	0258.007	880	0,010	2,115	0,211	2,326	58	55,674
0,500	0,409	0.803	8407.020	880	0,009	6,174	1,617	0.737	58	57.263

Il est à noter que deux diamètres satisfont aux exigences en termes de vitesses. Parmi eux, le diamètre 400 semble être le plus avantageux, car il entraîne des pertes de charge ΔHT égales à 2,326 m, ce qui est proche de la hauteur géométrique H_g (58 mètres), et une vitesse d'écoulement de 1.252 m/s

B) Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 * (g/ v^2)$$

$$\xi = (2,44 \times (2 \times 9,81/1,252^2)) = 696,361$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe)

un angle d'ouverture de 68°

IV.6.2.3. dimensionnement de la conduite C5 (les R2X500m³ vers R2 de ZAATRA) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Le débit : $Q = 0,02738 \text{ m}^3/\text{s} = 27,38 \text{ l/s}$

- La longueur de tronçon: 3865 m.
- La cote de réservoir (2X500m³): CR=110m
- La cote d'arrivée de(ZAATRA) :CTP=78 ,5m.
- La hauteur géométrique entre les deux réservoirs: $H_g=31,5$

D mix = 264 mm

D min=152 mm

Les diamètres nominaux choisis sont : DN 160 mm ; DN 200 mm, DN 250 mm ,DN 315mm.

A) Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.11):

Tableau IV. 11: Calcul des pertes de charge totales de la conduite

D (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔhL (m)	ΔHS	Δht	hg	HV
0,160	0,104	3,237	336021,011	3865	0,012	240,536	24,054	264,590	31,500	-233,090
0,200	0,164	1,302	213088,623	3865	0,011	22,710	2,271	24,981	31,500	6,519
0,250	0,205	0,833	170387,579	3865	0,011	7,131	0,713	7,844	31,500	23,656
0,315	0,258	0,525	135226,139	3865	0,010	2,156	0,216	2,371	31,500	29,129

Il est à noter que trois diamètres satisfont aux exigences en termes de vitesses. Parmi eux, le diamètre 200 semble être le plus avantageux, car il entraîne des pertes de charge ΔHT égales à 24,981 m, ce qui est proche de la hauteur géométrique H_g (31,5 mètres), et une vitesse d'écoulement de 1.302 m/s

B)Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 * (g/ v^2)$$

$$\xi = (6,519 \times (2 \times 9,81/1,302^2)) = 75,392$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe)un angle d'ouverture de 52°

IV.6.2.4. dimensionnement de la conduite C6 (R2X300m3 vers 2X500m3) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Le débit : $Q= 0,012 \text{ m}^3/\text{s} = 12 \text{ l/s}$

- La longueur de tronçon: 5482 m.
- La cote de réservoir (2X300m³): CR=139m
- La cote d'arrivée de réservoir (2X500) CTP=114m.
- La hauteur géométrique entre les deux réservoirs: Hg=25m

D max= 175 mm

D min =101 mm

Les diamètres nominaux choisis sont : DN 110mm ; DN 125 mm, DN 160 mm, DN 200mm.

A) Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.12):

Tableau IV. 12:Calcul des pertes de charge totales de la conduite

D (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔhL (m)	ΔHS	Δht	hg	Hv
0,110	0,090	1,887	169851,380	5482	0,012	137,416	13,742	151,158	25	-126,158
0,125	0,102	1,464	149620,800	5482	0,012	71,078	7,108	78,186	25	-53,186
0,160	0,131	0,893	116810,967	5482	0,012	19,733	1,973	21,706	25	3,294
0,200	0,164	0,571	93391,654	5482	0,011	6,187	0,619	6,806	25	18,194

Il est à noter que quatre diamètres satisfont aux exigences en termes de vitesses. Parmi eux, le diamètre 160 semble être le plus avantageux, car il entraîne des pertes de charge ΔHT égales à, 21,706 m, ce qui est proche de la hauteur géométrique Hg (25 mètres), et une vitesse d'écoulement de 0.893m /s

B)Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = Jv \times 2 * (g/ v^2)$$

$$\xi = (3,294 \times (2 \times 9,81/0,893^2)) = 57,997$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans un angle d'ouverture de 57°

IV.7. Tableau récapitulatif :

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (IV.14) ci-dessous :

Tableau IV. 14 : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçon

Type d'adduction	Matériau	Traçons	Vitesse (m/s)	Débit Véhiculé (l/s)	Longueur (m)	Diamètre Economique (mm)
Refolement	PEHD	SDEM-R2000	1,52	200	680	500
	PEHD	F ZET-R2X300	1,46	12	4800	125
Gravitaire	PEHD	R2000-R2X500	1,082	22,82	1800	200
	PEHD	R2000-ACL	1,25	105,44	880	400
	PEHD	R2X500-ZAATRA	1,3	27,38	3865	200
	PEHD	R2X300-R2X500	0,89	12	5482	160

IV.8. Conclusion :

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude, ou nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitations et les frais d'amortissements pour 4 tronçons gravitaires et 2 tronçons par refolement. Par conséquent, après cette étude technico-économique pour l'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes qui doivent répondre aux conditions d'exploitations désirées .

Chapitre V :
Pompes et stations de
pompage

V.1. introduction :

Dans un système hydraulique, la pompe revêt une importance équivalente à celle du cœur dans le corps humain, jouant un rôle similaire.

La pompe est responsable de la propulsion d'un fluide hydraulique à travers des conduites, permettant ainsi de déplacer des charges à l'aide de vérins ou de moteurs hydrauliques. Son rôle central réside dans la fourniture d'énergie dans un système hydraulique.

Elle augmente la pression du fluide en convertissant l'énergie mécanique fournie par un moteur en une augmentation de l'énergie hydraulique du liquide entre son point d'entrée et de sortie.

V.2. Les types d'installation d'une pompe :

Il existe trois types d'installation dont deux sont les plus utilisés dans les projets d'alimentation en eau potable:

- Installation en aspiration

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les pompes sont disposées à un niveau supérieur (axe des pompes) au plan d'aspiration.

- Installation en charge

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont le plan d'eau d'aspiration est bien supérieur à l'axe de la pompe.

- Installation en siphon

C'est une installation de pompes dans une station de pompage dont les deux plans d'eau d'aspiration et de refoulement sont inférieurs à l'axe de la pompe.

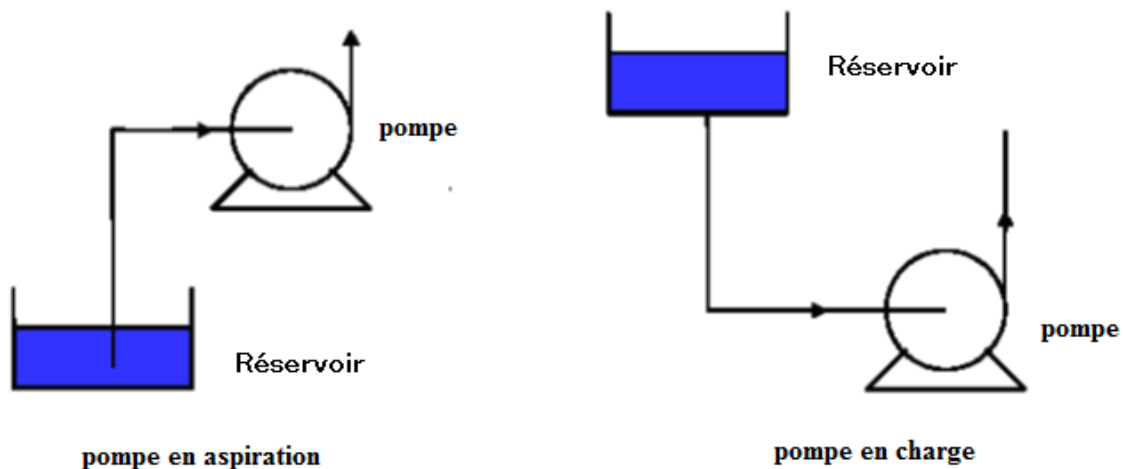


Figure V.1. Montage d'une pompe en aspiration et en charge

V.3. Classement des pompes :

Dans une acception générale, on peut définir une pompe comme un dispositif ayant pour tâche d'augmenter l'énergie hydraulique du liquide qu'elle pompe. En se basant sur cette définition, on peut classer les pompes en deux principales catégories :

- Les pompes volumétriques :

Leur principe de fonctionnement est le déplacement du fluide qu'il est dû au transport d'un volume V_0 à chaque rotation. Les pompes volumétriques ou à capacité variable sont des pompes dans lesquels l'écoulement du fluide résulte de la variation d'une capacité occupée par le fluide.

On distingue deux grands types de pompes volumétriques :

- Les pompes alternatives ou à piston ;
- Les pompes rotatives.



Figure V.2. Pompe volumétrique alternative



Figure V.3. Pompe volumétrique rotative

- Les pompes roto dynamique (turbo pompes) :

Une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Selon le type de roue et son mode d'action, on distingue 3 types :

- pompe axiale à hélice ;
- pompe hélico-centrifuge ;
- pompe centrifuge.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire ; à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

Les pompes centrifuges sont utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de metre). Cependant, les pompes hélices élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles.



Figure V.4. Pompe à hélico



Figure V.5. Pompe verticale hélico centrifuge

V.4. définition d'une pompe centrifuge :

Il s'agit d'un système ouvert, semblable à un passage ou un conduit, où un champ de forces centrifuges est créé. Cette machine ne repose plus sur le déplacement du fluide dans un godet ni sur la modification de la capacité de confinement au fil du temps. Le fluide n'est plus poussé par une structure matérielle, mais il est mis en mouvement et équilibré par un champ de forces.

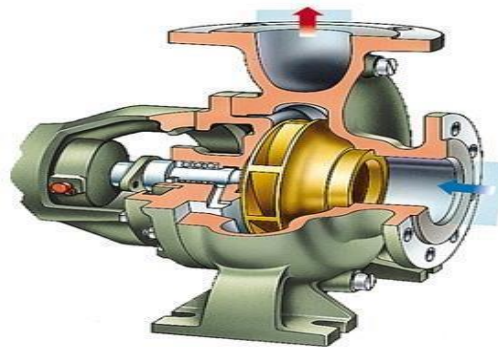


Figure V.6. Pompe centrifuge

V.5. Généralité sur les pompes centrifuges :

Elles sont équipées d'une turbine ou d'un rotor immergé dans le liquide. Le liquide entre dans la pompe par une ouverture située près de l'axe du rotor. Ce rotor expulse le liquide sous haute pression vers les extrémités des ailettes, lui conférant ainsi une vitesse considérable. Cette énergie cinétique est ensuite transformée en force de pression dans la partie fixe de la pompe, appelée diffuseur. Dans les pompes à haute pression, plusieurs rotors peuvent être montés en série, et les diffuseurs successifs peuvent être munis d'ailettes pour progressivement réduire la vitesse du liquide. Dans les pompes conçues pour des applications à basse pression, le diffuseur prend généralement la forme d'un conduit en spirale appelé "volute", qui permet de réduire efficacement la vitesse du liquide. Le rotor nécessite une amorce avant de pouvoir fonctionner, c'est-à-dire qu'il doit être préalablement rempli de liquide au démarrage de la pompe.

Cela peut être accompli en intégrant une soupape de retenue dans le conduit d'aspiration. Cette soupape maintient le liquide à l'intérieur de la pompe lorsque le rotor est inactif. En l'absence de cette soupape, la pompe nécessite une amorce par un apport externe

de liquide, généralement par le biais d'un réservoir. Dans de nombreuses pompes centrifuges, on trouve une vanne installée dans le conduit de décharge pour réguler le débit et la pression.

Pour des débits réduits à une pression élevée, la turbine fonctionne principalement en exploitant la force centrifuge. En revanche, pour des débits importants à basse pression, le flux à l'intérieur de la pompe s'écoule pratiquement parallèlement à l'axe de l'arbre. Dans de telles situations, on opte généralement pour une pompe hélico-centrifuge ou axiale, où le rotor agit comme un propulseur.

Les pompes centrifuges offrent plusieurs avantages par rapport aux pompes volumétriques, notamment un coût moindre, la possibilité d'un couplage direct avec un moteur, et l'absence de vibrations. Les turbopompes sont fréquemment employées pour l'injection d'eau dans une chaudière à vapeur, ainsi que pour la propulsion de navires, notamment dans des eaux peu profondes où les systèmes de propulsion traditionnels pourraient être endommagés. Pour plus d'informations, vous pouvez consulter la section sur la "Propulsion à réaction".

Dans chacun des types de pompes précédemment évoqués, le liquide est expulsé sous forme de séquences d'impulsions plutôt que de manière continue. Par conséquent, il est nécessaire de prendre des mesures préventives pour éviter les phénomènes de résonance dans les conduites d'évacuation, susceptibles d'endommager l'ensemble de l'installation. Dans le cas des pompes à piston, il est courant d'installer des chambres à air le long des flux afin de réduire l'amplitude de ces pulsations et d'assurer un débit plus uniforme.

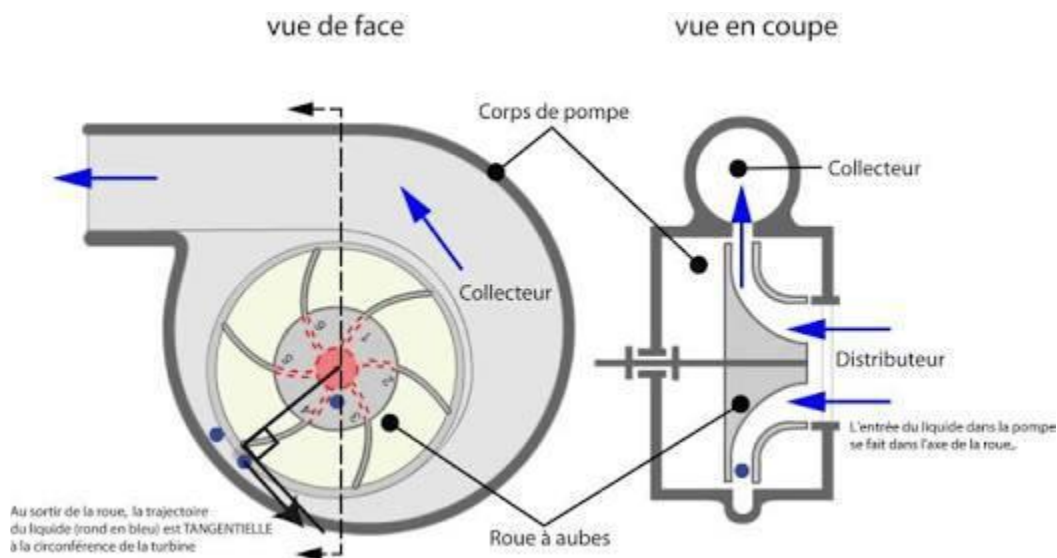


Figure V.7. Fonctionnement d'une pompe centrifuge

V.6. classification des pompes centrifuge :

Les pompes peuvent être classées comme suit :

V.5.1. disposition de l'axe :

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical;

V.6.2. Nombre des roues :

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.
 - le nombre des roues correspondant ou nombre d'étages

V.6.3. La forme de la roue :

- pompes centrifuge radiales ;
- pompes centrifuges axiales.



Figure V.8. Pompe centrifuge à axe radiale



Figure V.9. Pompe centrifuge à aspiration axiale

V.6.4. La pression engendrée :

- faible pression ;
- forte pression.

V.6.5. moyen d'accouplement :

- par chaîne ;
- par engrenage ;
- par bride ;
- par corolle.

V.6.6. moyen d'entraînement :

- par moteur électrique ;
- par moteur diesel ou essence.

V.6.7.type de récupérateur :

- volute ;
- diffuseur.

V.6.8. usage :

- pompe à usage normal ;
- Pompe à boue ;
- Pompe à acide ;
- Pompe à mazout et essence.

V.7. caractéristique hydraulique des pompes centrifuges :**V.7.1. Hauteur manométrique totale :**

Elle est calculée en additionnant la hauteur géométrique avec les pertes de charge à la fois à l'aspiration et au refoulement. Cette somme des hauteurs est exprimée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad \text{V.1}$$

H_{mt} :Hauteur manométrique totale en (m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

J_{asp} : Perte de charge à l'aspiration en (m)

J_{ref} :Perte de charge au refoulement en (m).

V.7.2. la vitesse de rotation :

La vitesse de rotation (N) correspond au nombre de rotations effectuées par la pompe par unité de temps.

V.7.3. La puissance :**V.7.3.1. La puissance absorbée par la pompe :**

La puissance absorbée (P_a), qui représente la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, est calculée selon la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad \text{V.2}$$

P_a :Puissance totale consommée (KW).

Q : débit refoulé par la pompe. (m^3/s)

H_{mt} : hauteur manométrique totale (m).

η : Rendement total de l'installation.

V.8. les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes :

- La courbe débit-hauteur (Q-H) qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits $H = f(Q)$;

- La courbe débit-puissance (Q-P) qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits $P = f(Q)$;
- La courbe débit-rendement (Q- η) qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits $\eta = f(Q)$.

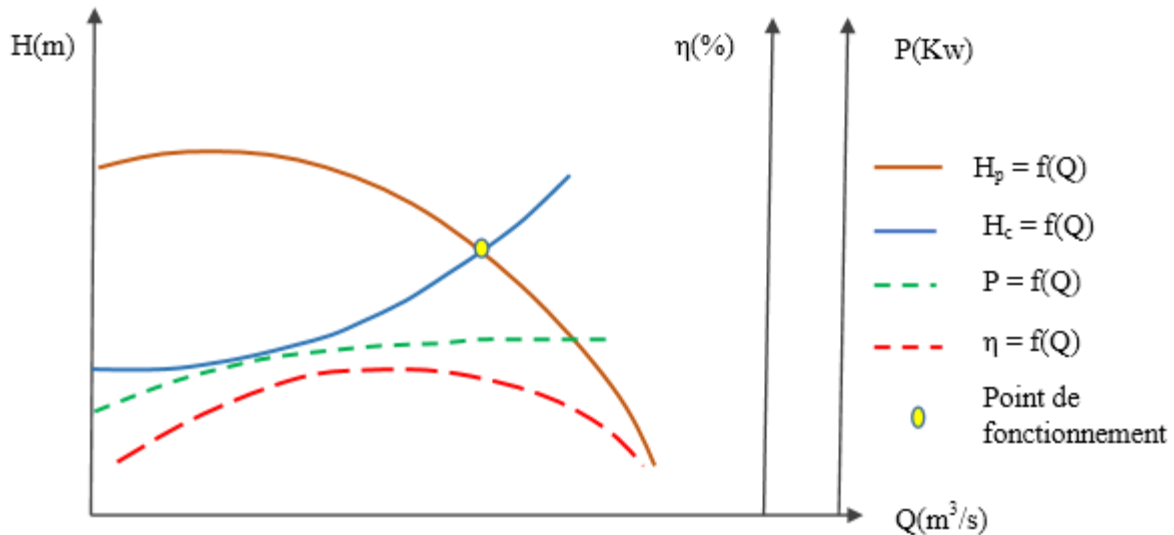


Figure V.10. Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

V.9. caractéristique d'une conduite :

La courbe de réseau (conduite) est la représentation graphique des pertes de charge, des variations de pression et des élévations en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie par l'équation suivante :

$$H_c = H_g + aQ^2$$

V.3

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

aQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;

a : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.10. Le point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe peut être décrit comme le point où les courbes caractéristiques de la pompe, représentant la relation entre la hauteur de refoulement (H_p) et le débit (Q), et la courbe caractéristique de la conduite connectée à la pompe, représentant la relation entre la perte de charge (H_c) et le débit (Q), se croisent. Cela est illustré dans la figure (V.10).

Fréquemment, le point de fonctionnement ne correspond pas exactement aux valeurs de débit et de hauteur souhaitées. Il devient donc nécessaire d'envisager des ajustements soit dans le fonctionnement de la pompe, soit dans ses dimensions, afin de l'adapter aux conditions de travail souhaitées. Parmi les modifications possibles, on peut mentionner les options suivantes :

a. Première variante : réglage par la réduction du temps de pompage :

Nous choisissons le point de fonctionnement (H, Q) obtenu, ce qui entraîne un débit supérieur à celui souhaité et par conséquent, une réduction du temps de pompage. Afin de maintenir le même volume d'eau pompé, il est nécessaire de considérer la quantité d'eau qui pénètre dans le réservoir pendant la période de pompage :

T : temps de pompage pour notre cas 20h.

$$v = 20 \times Q_1 \quad \text{V.4}$$

Dans cette modification, notre objectif est de déterminer le nouveau temps de pompage (T_2) de manière à garantir un volume journalier équivalent, tout en maintenant un débit (Q_2) donné par la pompe.

Le nouveau temps de fonctionnement sera calculé en utilisant l'égalité suivante :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \quad \text{V.5}$$

Ainsi, le nouveau temps de pompage (T_2) est déterminé comme suit :

$$T_2 = T_1 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{V.6}$$

b. Deuxième variante : réglage par la modification de la vitesse de rotation :

❖ Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

❖ On trace la parabole d'équation $y=a \times x^2$ (courbe d'iso rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 dans la figure et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point (Q3 ;H3) on aura alors :

la nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{V.7}$$

la vitesse de rotation sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad \text{V.8}$$

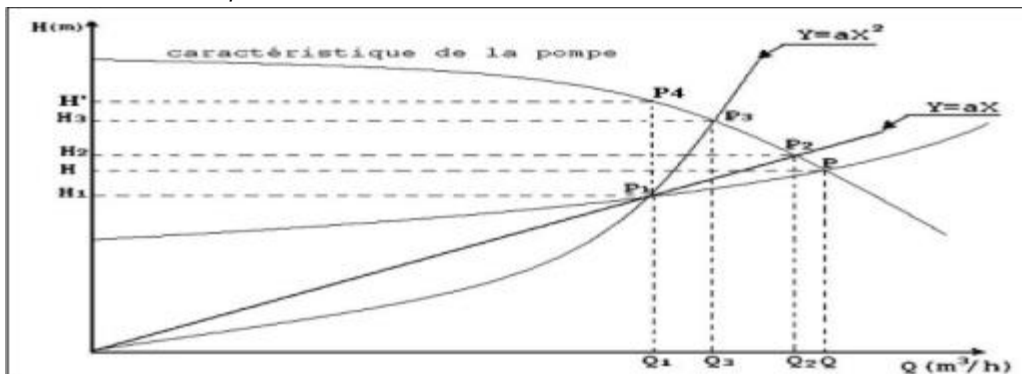


Figure V.11. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

c. Troisième variante : le vannage :

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad \text{V.9}$$

$$\text{Avec : } H' = H_1 + h_v \quad \text{V.10}$$

Ou :

H' : Hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;

h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

η : Rendement (%).

V.11. Cavitation :

La cavitation est un phénomène très sonore qui se produit lorsque des poches d'air se forment dans la zone de faible pression à l'entrée de la roue d'une pompe. Ces bulles d'air sont comprimées par les aubes de la roue, puis elles implosent brusquement près des parois, provoquant une diminution de la hauteur manométrique, des perturbations, des vibrations et une importante érosion des surfaces métalliques.

Pour résoudre ce problème, il est nécessaire de garantir une pression minimale à l'aspiration, appelée "NPSH disponible" ($NPSH_d$), qui doit être supérieure à la pression minimale nette requise à l'aspiration, définie par le fabricant et appelée "NPSH requis" ($NPSH_r$).

(NPSH)_d > (NPSH)_r

Le calcul du $NPSH_d$ s'effectue en utilisant l'équation de Bernoulli :

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

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

Avec :

H_a:Hauteur d'aspiration en (m) ;

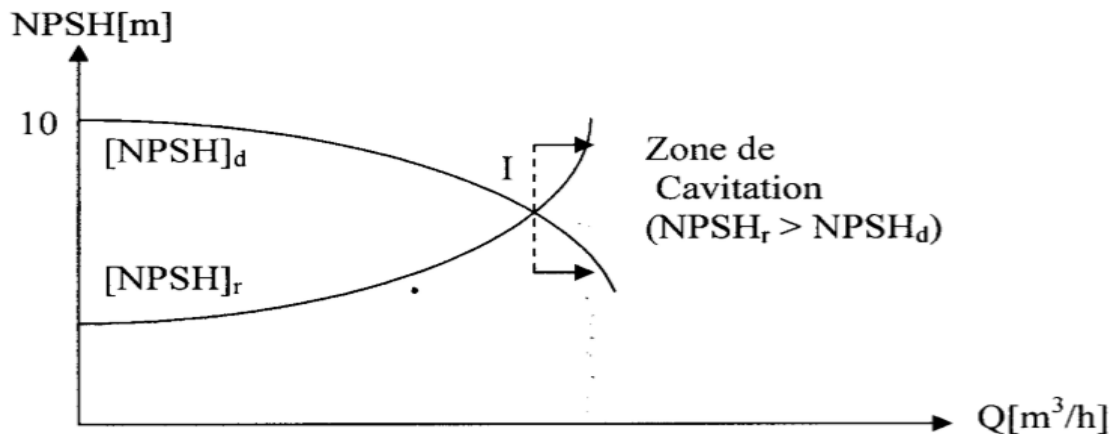
J_{asp}: Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

h_v:Tension de vapeur d'eau pompée en (m) ;

$\frac{P_0}{W}$:Pression du plan d'eau d'aspiration. (m.c.e).

Tableau V.1. Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T _v (m)	0.06	0.083	0.0125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.33



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure V.12. zone de cavitation d'une pompe



Figure V.13. Le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe

V.12. Choix du type de pompes :

Pour pouvoir sélectionner les pompes adéquates pour le forage l'eau de mère, le choix sera effectué à l'aide de l'outil de sélection CAPRARI.

Nous opterons pour l'utilisation d'un catalogue numérique pour la sélection des pompes à installer sur les divers points de refoulement. Ce choix est plus pratique, car il permet simplement d'entrer les spécifications nécessaires de la pompe, ce qui nous fournira immédiatement une liste complète des options disponibles. Cette liste comprendra les caractéristiques de la pompe, du moteur et les paramètres de fonctionnement.

Les critères qui influencent le choix des pompes sont les suivants :

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

V.12. 1.choix de pompes pour le forage (ZET 1R) :

- Débit transitant : $Q_1=14.4$ l/s (pendant 20h).
- Hauteur géométrique : $H_g=98$ m
- Hauteur manométrique : $H_{mt}=169.571$ m

✚ les caractéristiques de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type : (E8S50/11A) dont la description est indiquée en annexe (voir annexe3)

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

Station	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	NPSHr (m)
ZET 1R	E8S50/11A	2900	74	2.73

- Le point de fonctionnement P1(14.9 l/s ;174m).
- Le point désiré P (14.4l/s ;169.571m).

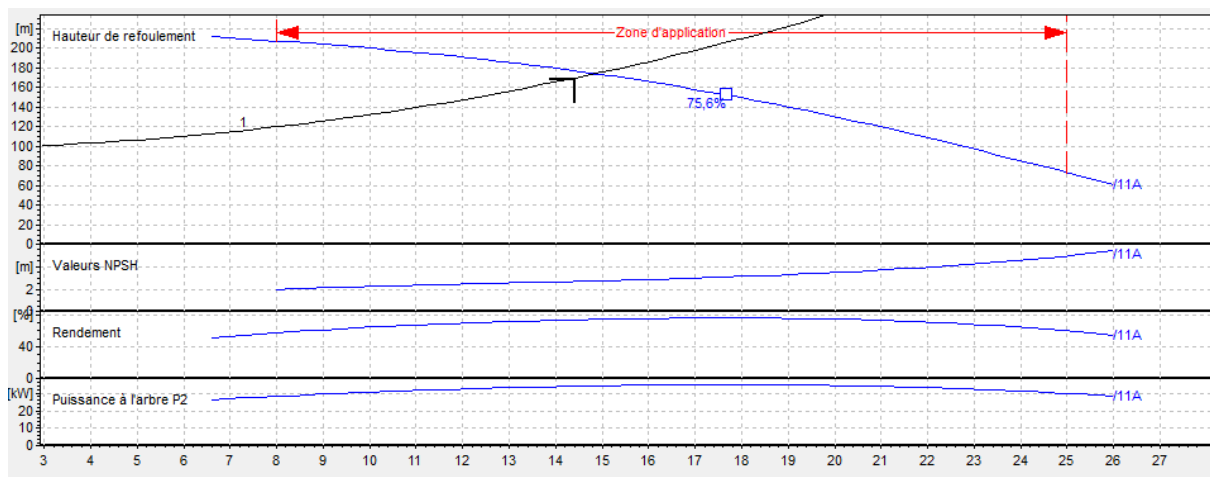


Figure V.14. Courbe caractéristique de la pompe ZET 1R

• Réalisation du point de fonctionnement :

Après avoir analysé les courbes caractéristiques de la pompe sélectionnée, il est évident que le point de fonctionnement ne correspond pas aux valeurs que nous souhaitons obtenir. Par conséquent, des ajustements doivent être effectués.

• réduction du temps de pompage :

Pour ajuster la pompe en fonction des conditions de travail souhaitées, il est nécessaire de modifier la durée de pompage qui devra être :

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

$$D'où : T = 20 \times \frac{14.4}{14.9} = 19.33 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times h}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0149 \times 174}{0.74}$$

Donc : $P=34.37 \text{ KW}$

- **Le vannage :**

La perte de pression engendrée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = h' - H_1 = 177 - 169.571 = 7.429 \text{ m}$$

La puissance absorbée de la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 177 \times 0.0144}{0.735} = 34.018 \text{ Kw}$$

- **variation de la vitesse de rotation :**

L'expression de la nouvelle vitesse de rotation de la pompe est la suivante :

$$\frac{N_1}{N} = \frac{Q_1}{Q_2} \Rightarrow N_1 = N \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a \times Q^2 \rightarrow H = \frac{H_1}{Q_1} \times Q^2 = \frac{169.571}{14.4^2} \times Q^2 = 0.817 \times Q^2$$

$$H = 0.817 \times Q^2$$

L'équation de la pompe s'écrit comme suit :

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

V.10

D'après la courbe caractéristique de la pompe on tire deux points tels que :

$$\begin{cases} Q = 10 \frac{l}{s}; H = 200m \\ Q = 14.9 \frac{l}{s}; H = 174m \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 200 - 400a \\ 174 = a \times (14.9)^2 + 200 - 400a \end{cases}$$

$$\rightarrow a = 0.1461$$

$$\text{Donc : } H_p = 0.1461 Q^2 + (200 - 400(0.1461))$$

$$H_p = 0.1416 Q^2 + 141.57$$

On pose : $H_p = H$ on trouve :

$$Q_3 = 14.53 \text{ l/s}$$

$$H_3 = 172.41 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } Pa = \frac{9.81 \times 0.0144 \times 172.41}{0.74} = 32.91 \text{ Kw}$$

$$N_1 = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{14.4}{14.53} = 2874.05 \text{ tr/min}$$

Remarque :

Dans un souci de sécurité, les pompes immergées sont installées à une profondeur de 7.429m sous le niveau dynamique des forages, ce qui signifie qu'elles fonctionnent en étant submergées, et par conséquent, le problème de cavitation est évité.

V.13. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons identifié les caractéristiques spécifiques de pompe appropriées pour notre projet en utilisant le catalogue CAPRARI, Le choix a été porté sur des pompes multicellulaires à axe horizontal pour le forage ZET1R, Nous avons vérifié la cavitation et adapté le fonctionnement de la pompe aux Conditions désirés.

Chapitre VI :

Coup de bélier

VI.1. introduction :

Dans l'optique de garantir la sécurité des réseaux de distribution d'eau potable, les ingénieurs se trouvent fréquemment face au défi de gérer de manière efficace le phénomène du "coup de bélier." Cette problématique peut découler de la conception inadéquate des éléments mécaniques.

Il est essentiel de souligner que la protection des canalisations contre le "coup de bélier" est d'autant plus cruciale du fait que les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) ne sont pas sujettes à la corrosion.

VI.2. le coup de bélier :

Le "coup de bélier" est un phénomène oscillatoire qui se manifeste par une altération du régime d'écoulement dans la conduite. Cela engendre l'émergence d'une série d'ondes de pression se propageant à une vitesse spécifique, appelée célérité. Ce phénomène est principalement déclenché par :

- L'arrêt soudain d'une ou de plusieurs pompes électriques qui alimentent une conduite de refoulement.
- L'amorçage brusque d'un groupe de pompes électriques.
- La clôture soudaine ou excessivement rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation situé à l'extrémité d'une conduite d'adduction.

VI.3. Conséquence du coup de bélier :

Ce phénomène entraîne les conséquences suivantes :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement du à la surpression et l'écrasement qui est du à la dépression.

VI.4. moyen de protection du coup de bélier :

Dans une installation sujette au risque de coup de bélier, il est impératif de mettre en place des dispositifs de protection visant à réduire les conséquences à des niveaux compatibles avec la résistance de la conduite. Ces dispositifs peuvent prendre la forme de limitations de la surpression et/ou de la dépression, et sont généralement mis en œuvre à l'aide d'un équipement appelé anti-bélier.

Dans le cas des conduites d'adduction, la meilleure méthode de protection consiste à utiliser une vanne à course longue, qui peut être actionnée lentement. Cependant, pour les conduites de plus grande envergure, il peut être recommandé d'ajouter un dispositif anti-bélier pour renforcer la sécurité. En ce qui concerne les conduites de refoulement, la situation est plus critique, car un arrêt brutal de la pompe peut se produire.

En résumé, il est essentiel de prendre des mesures appropriées pour prévenir les effets néfastes du coup de bélier, en adaptant les protections en fonction du type de conduite et des risques spécifiques associés à chaque situation.

Les appareils anti bélier les plus utilisés sont les suivants :

- Volant d'inertie ;

- Soupape de décharge ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente ;

VI.5. Les volant d'inertie :

Le volant d'inertie est une roue de masse considérable, montée sur l'arbre du groupe. Elle a pour fonction de restituer l'énergie cinétique emmagasinée lors du fonctionnement normal du groupe au moment de la mise hors service, ce qui a pour effet de prolonger la période d'arrêt de l'ensemble du groupe. Par conséquent, cela permet de réduire l'intensité du phénomène de coup de bélier.

Cependant, l'utilisation de ce système peut être limitée pour plusieurs raisons, notamment :

- Son action est uniquement destinée à atténuer les dépressions.
- Lorsque la conduite de refoulement est de grande taille, il peut être nécessaire d'utiliser des volants d'inertie avec des masses considérables, ce qui peut rendre le système économiquement peu viable.
- En effet, un volant d'inertie plus lourd exige un moteur plus puissant pour surmonter l'inertie lors du démarrage, ce qui peut entraîner des pics d'intensité de courant inacceptables.
- Ce dispositif est approprié pour protéger les conduites de refoulement de longueur relativement courte, généralement de quelques centaines de mètres ou moins.

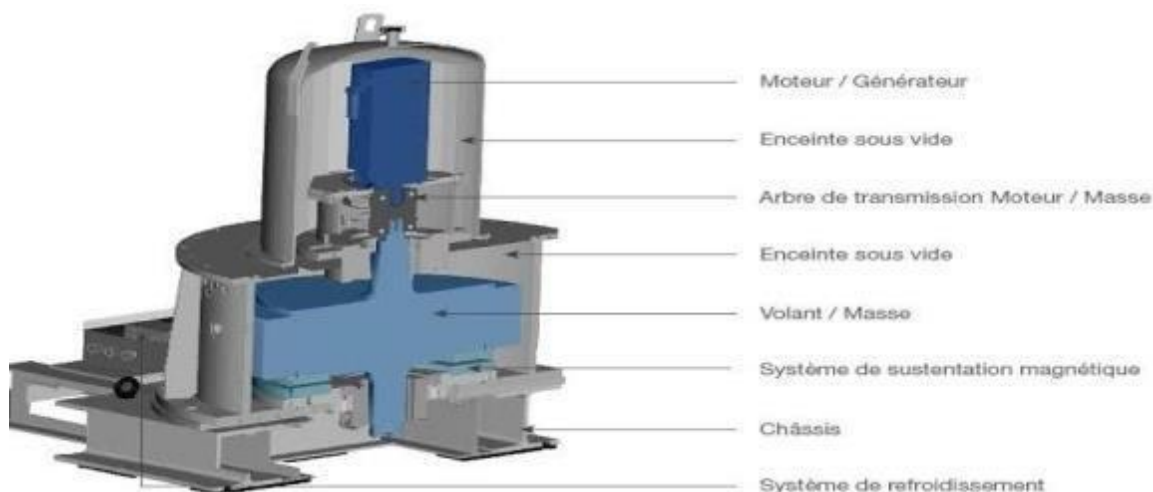


Figure VI.1. Schéma général d'un volant d'inertie

IV.6. Les soupape de décharge :

Les soupapes de décharge sont des dispositifs mécaniques qui impliquent l'utilisation d'un mécanisme comprenant un ressort à boudin. Ce ressort est comprimé pendant le fonctionnement normal de la soupape, ce qui permet de fermer un orifice situé sur la conduite, précisément à l'endroit où la surpression maximale est à craindre.

Le rôle principal d'une soupape est de diriger un débit spécifique vers l'extérieur de la conduite à protéger dès que la pression atteint un seuil de réglage préétabli, qui est généralement d'environ 1,04 à 1,10 fois la pression maximale admissible. Il est essentiel que l'ouverture de la soupape se produise de manière très rapide pour assurer l'efficacité de l'opération de protection.

- Les soupapes sont conçues pour offrir une protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'ampleur de l'installation et varie généralement entre 1 et 6.
- L'utilisation des soupapes requiert une surveillance rigoureuse et un entretien continu.
- Il est également nécessaire de planifier l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.

IV.7. Les réservoir d'air comprimé :

Un réservoir à air comprimé est également connu sous différents noms tels que ballon d'air, cloche à air, accumulateur, réservoir anti-bélier, etc. Lorsqu'il y a une dépression dans la tuyauterie, l'air situé au-dessus du niveau de l'eau dans le réservoir exerce une pression sur l'eau, ce qui la fait alors être aspirée vers la conduite de refoulement. En cas de surpression dans la conduite de refoulement, le réservoir jouera un rôle inverse : l'eau présente dans la conduite aura tendance à occuper un volume plus important, tandis que l'air occupera un volume minimal.

IV.7.1. Avantages des réservoirs d'air :

Le réservoir d'air présente plusieurs avantages, notamment :

- Dimensions compactes par rapport à d'autres dispositifs, tels que les cheminées d'équilibre.
- Adaptabilité aux régions froides, car ils peuvent être facilement chauffés pour prévenir les problèmes de gel.
- Installation parallèle au sol, offrant une meilleure résistance aux vents et aux tremblements de terre.

IV.7.2. Inconvénients des réservoirs d'air :

- Cependant, il est nécessaire de fournir de l'air comprimé en continu.
- Nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui exigent une maintenance constante et entraînent des coûts élevés.

IV.8. Les cheminée d'équilibre :

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique ouvert à l'air avec un axe vertical. Elle remplit un rôle similaire à celui des réservoirs d'air, mais elle peut devenir de taille assez considérable, surtout lorsque les hauteurs de refoulement sont moyennes ou élevées. Les cheminées d'équilibre sont généralement aménagées en dérivation à la jonction entre une galerie d'amenée sous pression et une conduite forcée, dans le but de réduire les surpressions induites par le coup de bélier. Elles sont utilisées sur des tracés de refoulement qui comportent des points hauts ou susceptibles de subir de la cavitation en régime transitoire. Elles offrent plusieurs avantages, notamment :

- Réduction des surpressions provoquées par le coup de bélier.
- Adaptabilité aux tracés de refoulement comportant des points hauts.
- Capacité à prévenir la cavitation en régime transitoire.

Cependant, il est important de noter que les cheminées d'équilibre peuvent devenir volumineuses et nécessiter des coûts significatifs d'installation et de maintenance.

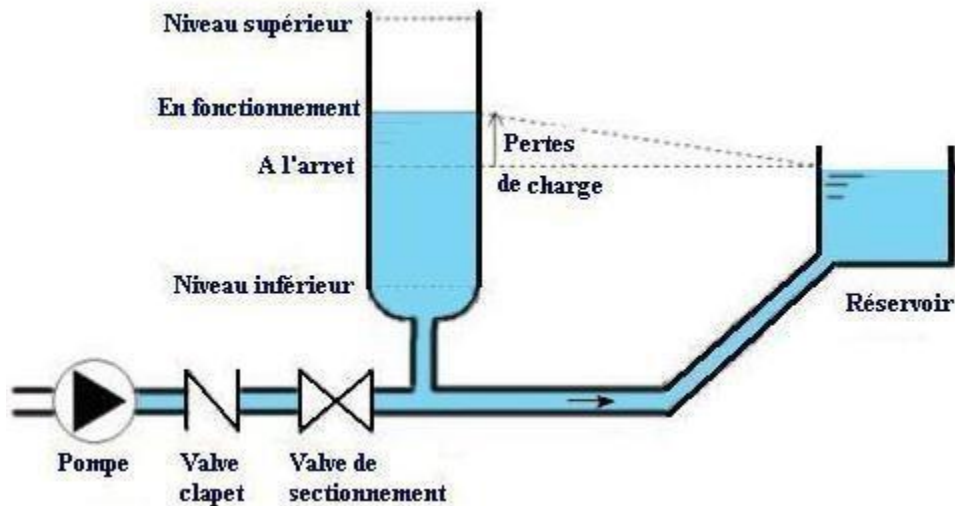


Figure VI.1. Cheminé d'équilibre

IV.9. Les ventouse :

Le rôle principal des ventouses est d'éliminer l'air piégé à l'intérieur des conduites et de permettre également l'entrée d'air dans ces conduites lorsqu'elles sont vidangées.



Figure VI.2. Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse

VI.10. étude du coup de bélier :

L'étude implique le calcul des surpressions et des dépressions dans les diverses sections des conduites de refoulement, ainsi que la vérification que ces valeurs restent inférieures à la pression de service spécifiée.

- Dans le contexte des conduites de refoulement, le coup de bélier se produit lorsque le groupe électropompe s'arrête brusquement.
- Pour les conduites gravitaires, le coup de bélier survient lorsque l'on ouvre ou ferme rapidement une vanne.

VI.10.1. Calcul de la célérité d'onde :

La célérité des ondes, qui représente la vitesse de propagation des ondes, est déterminée par la formule d'ALLIEVI, comme indiqué ci-dessous :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K' \times D}{e}}} \quad \text{VI.1}$$

Avec :

K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

D : diamètre intérieur de la conduite (mm)

e : épaisseur de la conduite (mm)

Ou :

$$K' = 83 \text{ pour le PEHD}$$

VI.10.2. La valeur numérique du coup de bélier :

L'analyse du coup de bélier est réalisée pour les deux situations suivantes :

Premier cas :

La fermeture brusque est définie par un temps de fermeture, noté T_f , qui est :

$$T_f < \frac{2 \times L}{\alpha} \quad \text{VI.2}$$

Avec :

$\frac{2 \times L}{\alpha}$: Le temps d'aller et retour de l'onde

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{\alpha \times V_0}{g} \quad \text{VI.3}$$

Avec :

B : valeur du coup de bélier (m)

α : Célérité de l'onde (m/s)

V_0 : vitesses moyenne d'écoulement (m/s)

g : l'accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

Pour calculer la surpression et la dépression, il est nécessaire de déterminer la pression absolue au point le plus élevé de la conduite, noté H_0 , de la manière suivante :

$$H_0 = H_g + 10 \quad \text{VI.4}$$

D'où :

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite.

H_g : Hauteur géométrique du refoulement.

10 : la pression atmosphérique (m).

La valeur maximale de pression –surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad \text{IV.5}$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad \text{IV.6}$$

Deuxième cas : fermeture lente

La fermeture lente est caractérisé par un temps T_f tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad \text{IV.7}$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée en utilisant la formule de MICHAUD.

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad \text{IV.8}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite.

T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

Remarque :

Le coup de bélier est plus significatif en cas de fermeture brusque par rapport à une fermeture lente, et il est particulièrement prononcé dans le contexte de l'adduction par refoulement. Par conséquent, nos calculs se concentreront uniquement sur cette situation.

VI.11. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons :

VI.11.1. Tronçons de refoulement :

VI.11.1.1. Tronçon (SDEM –R2000 m³ EL Bord) :

Les données nécessaires pour le tronçon (SDEM-R2000m³) :

- Q =0,2 m³/s
- D int = 410 mm
- L = 680 m
- Hg =61,5 m
- e =45,4 mm

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SDEM-R2000 m³ sont représentées dans le tableau(VI.1) ci-dessous :

Tableau VI. 1 : Valeurs du coup de bélier du (SDEM-R2000m³)

Tançons	DN (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a(m/s)	B(m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(mm)
SDEM-R2000	500	45,4	1,52	350,487	54,306	71,5	125,806	17,194	160

VI.11.1.2. Tronçon (Forage –R2X200m³) :

Les données nécessaires pour le tronçon (Forage- R2X300m³) sont :

- Q = 0,012 m³/s
- D int= 102 mm
- L = 4800 m

- $H_g = 98$ m
- $e = 11,4$ mm

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SDEM-R2000 m³ sont représentées dans le tableau (VI.2) ci-dessous :

Tableau VI. 2 : Valeurs du coup de bélier du (Forage -R2X300m³)

Tançons	DN(mm)	e(mm)	V0(m/s)	a(m/s)	B(m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(mm)
Forage-R2X300	200	11,4	1,460	352,018	52,390	108	160,39	55,610	160

VI.11.2. Adduction gravitaire :

VI.11.2.1. Tronçon (R2000 m³ –R2X500m³)

Les données nécessaires pour le tronçon (R2000-R2X500) :

- $Q = 0,02282$ m³ /s
- $D_{int} = 163$ mm
- $L = 1800$ m
- $H_g = 62,5$ m
- $E = 18,2$ m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon R2000-R2X500 sont représentées dans le tableau (VI. 3) ci-dessous :

Tableau VI. 3 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2000-R2X500)

Tronçon	DN(mm)	e(mm)	V0(m/s)	a(m/s)	B(m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(mm)
R2000-R2X500	200	18,2	1,08	351,859	38,737	72,5	111,237	33,763	160

VI.11.2.2. Tronçon (R2000 m³ –ACL) :

Les données nécessaires pour le tronçon (R2000-ACL) :

- $Q = 0,105$ m³/s
- $D_{int} = 327$ mm
- $L = 880$ m
- $H_g = 58$ m
- $e = 36,3$ m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon R2000-R2X500 sont représentées dans le tableau (VI. 4) ci-dessous :

Tableau VI. 4 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2000-ACL)

Tronçons	DN(mm)	e(mm)	V0(m/s)	a(m/s)	B(m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(mm)
R2000-ACL	400	36,3	1,25	350,899	44,712	68	112,712	23,288	160

VI.11.2. 3. Tronçon (R2X500 m³ –ZAATRA) :

Les données nécessaires pour le tronçon (R2X500-ZAATRA) :

- $Q = 0,02738$ m³/s
- $D_{int} = 164$ mm
- $L = 3865$ m
- $H_g = 31,5$ m

- $E = 18,2 \text{ mm}$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon R2000-R2X500 sont représentées dans le tableau (VI. 5) ci-dessous :

Tableau VI. 5 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2X500-ZAATRA)

Tronçons	DN(mm)	e(mm)	V0(m/s)	a(m/s)	B(m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(mm)
R2X300-zaatra	200	18,2	1,3	350,849	46,494	41,5	87,994	-4,994	160

VI.11.2.4. Tronçon (R2X300 m³ –R2X500m³) :

Les données nécessaires pour le tronçon (R2X300-R2X500) :

- $Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D \text{ int} = 131 \text{ mm}$
- $L = 5482 \text{ m}$
- $H_g = 25 \text{ m}$
- $e = 11,4 \text{ mm}$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon R2000-R2X500 sont représentées dans le tableau (VI. 6) ci-dessous :

Tableau VI. 6 : Valeurs du coup de bélier du tronçon (R2X300-R2X500)

Tronçons	DN(m)	e(mm)	V0(m/s)	a(m/s)	B(m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(mm)
R2X300-R2X500	160	11,4	0,863	312,742	27,512	35	62,512	7,488	160

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (VI.7) ci-dessous :

Tableau VI. 7 : Tableau récapitulatif

Tronçon	DN(mm)	e(mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
SDEM-R2000	500	45,4	1,52	350,487	54,306	71,5	125,806	17,194	160
Forage-R2X300	200	11,4	1,46	352,018	52,390	108	160,39	55,610	160
R2000-R2X500	200	18,2	1,08	351,859	38,737	72,5	111,237	33,763	160
R2000-ACL	400	36,3	1,25	350,899	44,712	68	112,712	23,288	160
R2X300-zaatra	200	18,2	1,3	350,849	46,494	41,5	87,994	-4,994	160
R2X300-R2X500	160	11,4	0,863	312,742	27,512	27,512	62,512	7,488	160

VI.11.3. Interprétation des résultats :

Les résultats des calculs montrent que les segments suivants :(SDEM-R2000) ;(R2000-R2X500) ;(R2000-ACL) ;(R2X300-R2X500) restent en deçà de la pression maximal de service en cas de surpression, et que la valeur de dépression obtenue est positive. Par conséquent il n'est pas nécessaire d'installer un dispositif anti – bélier.

Néanmoins, le tronçons (Forage –R2X300) , dépassent la pression de service dans la valeur du coup de bélier en suppression . Quant au tronçon (R2x 300 –zaatra) la valeur de dépression trouvée sont négative. Par conséquent, nous devons mettre en place une mesure de protection, et dans notre situation, nous préférons utiliser un réservoir d'air en raison de ses avantages en termes d'économie et d'efficacité.

VI.11.4. Méthode de calcul du réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON.

VI.11.4.1. Principe de calcul de réservoir d'air :

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

a .Le temps se suivent selon les valeurs de Tf :

$$Tf = \frac{2XL}{a} \quad (\text{IV.9})$$

b. Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \times V_m \times \theta \quad (\text{VI.10})$$

- ΔU : Variation du volume d'air (m³) ;
- S : Section de la conduite (m²) ;
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la Nouvelle vitesse choisie ;
- θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite

c. Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{VI.11})$$

Avec :

- $+\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se vide ;
- $-\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se remplit

d. La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson :

$$(Z_0 + S_0) \times U^{1,4} = Z \times U^{1,4} \quad (\text{VI.12})$$

Avec

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue ;
- U_0 : Volume d'air initial ;
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

e. La vitesse dans la tubulure :

❖ *Cas de la montée de l'eau :*

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = k \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

- V_1 : Vitesse dans la tuyère ;
- V_f : Vitesse finale choisie ;
- D : Diamètre de la conduite ;
- d' : Diamètre de la veine contractée.

$$d' = 0,92 \times d \quad (\text{V.14})$$

(d) sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

❖ *Cas de la descente de l'eau :*

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D^2}{d'^2} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère ;
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

f. Calcul des pertes de charge :

- Cas de la montée de l'eau :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (\text{VI.16})$$

$$C = f(m')$$

Avec :

$$m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\varnothing^2} \quad (\text{VI.17})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (**Annexe (VI.1)**).

- b) Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (\text{VI.18})$$

$$C' = f(m'')$$

Avec:

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2}$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (**Annexe (VI.1)**).

VI.11.5. Application du calcul pour le tronçon forage –R2X300 :

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 25$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 50$ mm

Les caractéristiques de la tuyère sont :

➤ Montée de l'eau :

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,102^2}{(0,92 \times 0,025)^2} = V_1 = 19,67 V_f$$

Donc : $k=17$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$m' = \frac{(0,92 \times d')^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,025)^2}{(0,050)^2} = 0,212$$

A partir de l'annexe (**VI.1**). (, on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «c» dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,63$.

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\bullet \quad \Delta h_1 = 0,63 \times \frac{V^2}{(2 \times g)} = 0,63 \times \frac{(19,67)^2}{(2 \times 9,81)} = 12,42 V f^2$$

➤ Descente de l'eau :

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D^2}{d^2} = \frac{(2 \times 0,102)^2}{0,025^2} = 33,29$$

Ce que donne :

$$V_2 = K' \times V_f = 33,29 \times V_f$$

Par ailleurs

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,025^2}{0,050^2} = 0,125$$

A partir de l'annexe (**VI.1**)., on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0,78$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$C' = 0,78$$

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2} = \frac{33,29^2}{2 \times 9,81} = 44$$

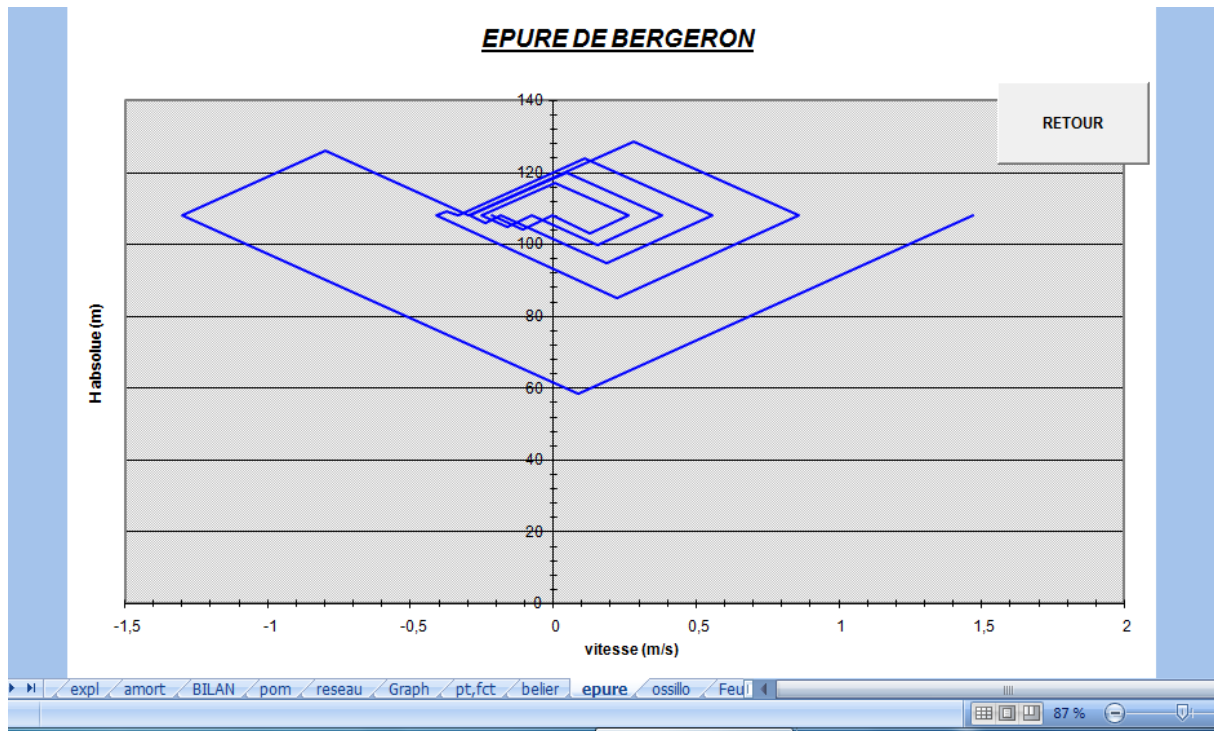


Figure VI. 3 : Épure de BERGERON pour le tronçon (Forge-R2X300)

➤ Interprétation des résultats :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 49,244 m .le volume d'air à la fin de cette dépression est 0.2730 m³.La surpression est de 24.985 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 0.1 m³

La figure (VI.4) montre clairement que le phénomène du coup bélier s'est amorti en fonction du temps.

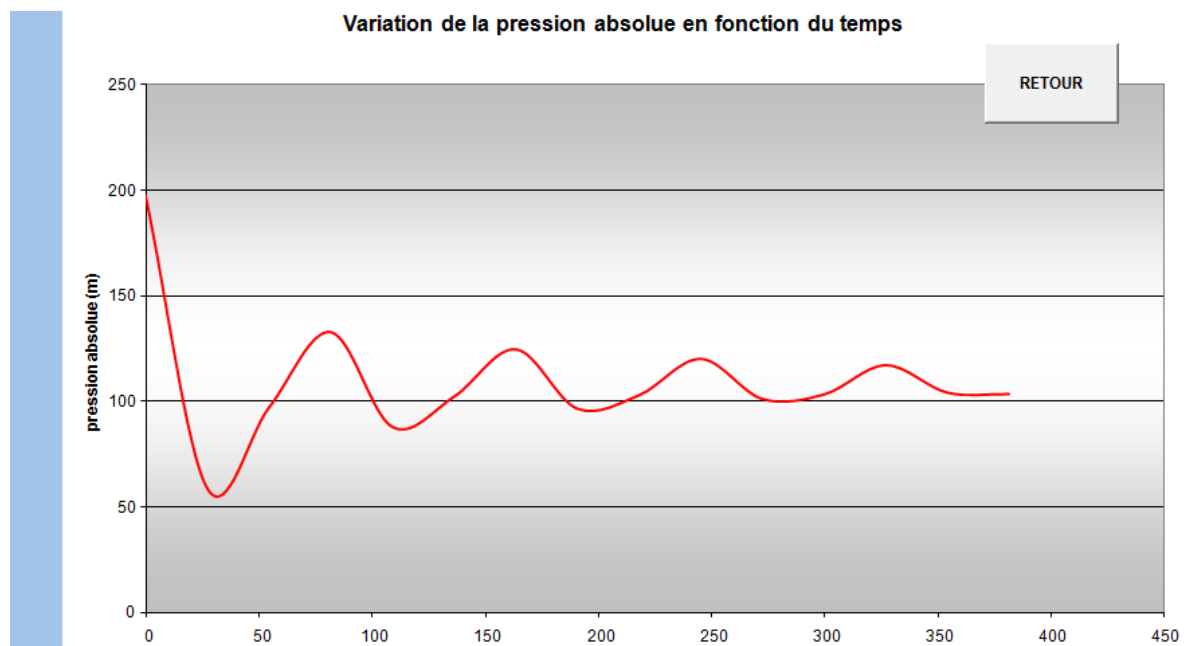


Figure VI. 4 : Variation de pression absolue pour le tronçon (Forge-R2X300)

➤ **Dimensionnement du réservoir d'air :**

À partir du tableau (VI.8), on a le volume maximal d'air est d'ordre 0.273 m³ Par Conséquent (forage -R2X300), il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon tel que :

$$V_t = 1.2 \times U_{max} = 1.2 \times 0,273 = 0,3276 \text{ m}^3$$

On optera pour un réservoir de volume normalisé de (1000 l).

Le profil de pression est illustré sur la figure (VI.5) suivante :

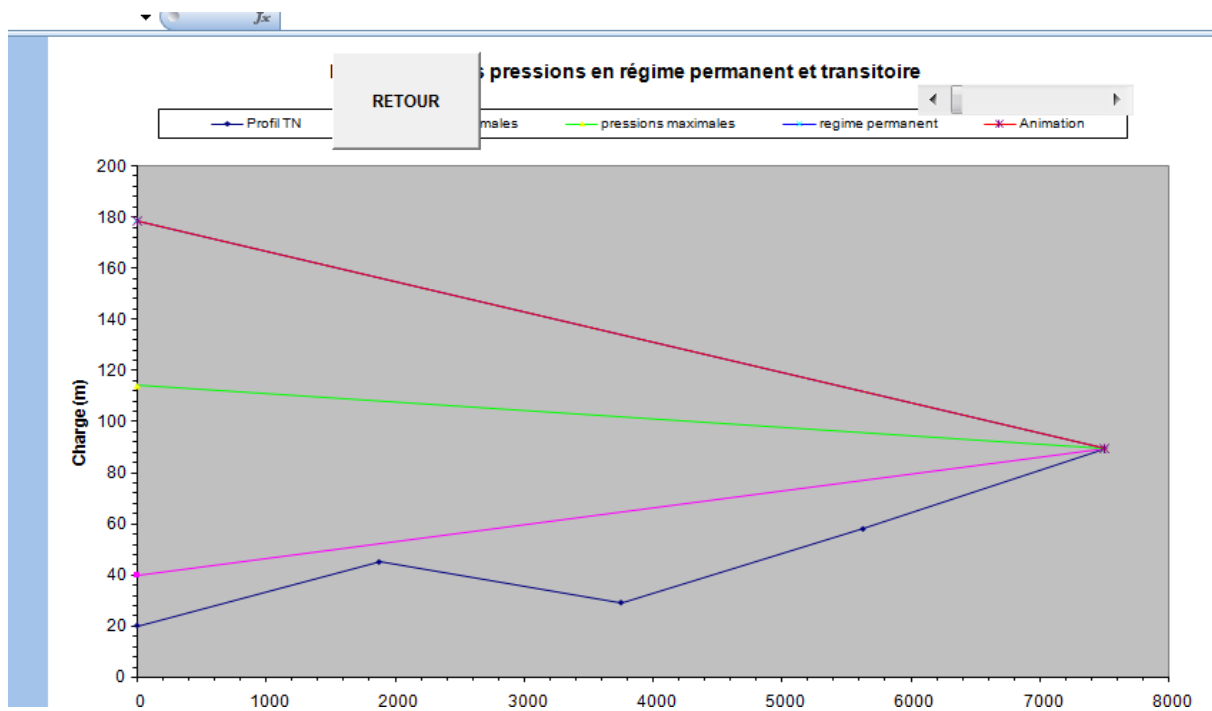


Figure VI. 5 : profil de pressions pour le tronçon (Forge-R2X300)

VI.11.5. Tronçons gravitaires :

Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

La valeur de coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD (VI.9), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $2 \times \frac{L}{a}$

VI.11.5.1 Tronçon (R2X500- ZAATRA)

La Valeur du temps de retour de l'onde de déformation ce représentée dans le tableau suivant (VI.9) :

Tableau VI. 9 : Valeur du temps de retour de l'onde de déformation

Tronçon (R2X500- ZAATRA)	L(m)	a(m/s)	Tr
	3865	350,849	22,03

La valeur du coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **22 secondes**.

VI.12. Conclusion :

La protection des installations hydraulique contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, après l'avoir étudié, nous constatons que la valeur de surpression et de dépression des tronçons (SDEM-EL bord), (El bord-R2X500), (EL bord-ACL), (R2X300-R2X500) vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.

Par contre la valeur de la surpression est importante pour le tronçon (forage-R2X300) par conséquent on a opté pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection d'un volume de (1000 l).

Conclusion générale :

Au cours de cette étude, notre objectif a été de trouver des solutions à la question de l'approvisionnement en eau potable de la commune de ZEMMOURI, située dans la wilaya de BOUMERDES.

Notre étude a été réalisée en prenant en compte l'horizon 2048, au moment où la population de la commune atteindra 44 579 habitants. L'analyse des besoins en eau par rapport aux ressources disponibles a révélé un déficit de 11 081,81 m³ par jour. Pour remédier à cette situation, les services de la DRE de Boumerdes ont opté pour la solution de renforcer l'approvisionnement en eau en utilisant la station de dessalement des eaux de mer de Cap-Djenet.

Afin de garantir l'approvisionnement en eau potable de la zone d'étude, nous avons planifié la construction de trois nouveaux réservoirs, à savoir :

- Un réservoir d'environ 1000 m³ près de l'ancien réservoir d'EL BORD.
- Un réservoir d'une capacité d'environ 300 m³ à KOUDIET EL ARAIES.
- Un réservoir d'une capacité d'environ 500 m³ à ZAATRA.

Nous avons choisi le PEHD PN16 pour les conduites d'adduction en raison de ses nombreux avantages. Le dimensionnement a révélé les valeurs suivantes :

- ϕ 500 mm pour la conduite C1 (SDEM vers R2000m³ El BORD) ;
- ϕ 125 mm de la conduite C2 (Forage ZET 1R vers le réservoir (2X300 m³ de KOUDIET AL ARAIES) ;
- ϕ 200 mm pour la conduite C3 (R2000m³ El bord vers les R2X500m³) et la conduite C5 (les R2X500m³ vers R2 de ZAATRA) ;
- ϕ 400 conduite C4 (R2000m³ El bord vers ACL) ;
- ϕ 160 mm conduite C6 (R2X300m³ vers 2X500m³).

Pour sélectionner la pompe appropriée pour le refoulement, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI. Notre choix s'est porté sur un groupe électropompe immergé de type E8S50/11A, qui affiche un rendement de 74%.

La protection des installations hydraulique contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. La valeur de surpression et de dépression des tronçons (SDEM-EL bord), (El bord-R2X500), (EL bord-ACL), (R2X300-R2X500) vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.

Par contre la valeur de la surpression est importante pour le tronçon (forage-R2X300)

Par conséquent on a opté pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection d'un volume de (1000 m³).

En conclusion, notre objectif est d'avoir réalisé un travail susceptible de servir de base pour une étude détaillée visant à assurer un approvisionnement ininterrompu en eau potable, tout en étant une référence bibliographique pour les futures promotions.

Bibliographie

[1] plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune de ZEMMOURI wilaya de BOUMERDES.

[2] GOUDJIL , S et SADELLI ,H <Alimentation en eau potable des localités M'NAIRI I , M'NAIRI II, HEDDADA,DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM et KOUDIET EL ASSA (W.SOUK AHRAS)> Mémoire de fin d'étude, master, université Abderrahmane mira de BEJAIA, ALGERIE , juin 2017.

[3] AHSENE, L. : « Alimentation en eau potable (adduction) de la commune Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W.Tizi-Ouzou) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2015.

[4] DUPONT, A : Hydraulique urbaine. Tome II, ouvrages de transport élévation distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

[5] VALIRON F., «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» Edition technique et documentation Lavoisier, 1994.

[6] HADJOU, N., et HADDAR, A. : « Renforcement du réseau d'Alimentation en eau potable du village de RAFFOUR commune M'CHEDALLAH (W. Bouira) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.

[7] BENARIBA M. : Alimentation en eau potable de la ville de CHEbli (W. Blida), Mémoire de Fin d'Etude, Ingénieur d'état en hydraulique, Université Abou Baker Belkaid de Tlemcen, 2012-2013.

[8] Catalogue PEHD, STMP CHIALI.

[9] LENCASTRE, Armando. Hydraulique générale. Paris : Eyrolles, 1999.P : 28.

[10] REY, Robert. POULAIN, Jean. Pompes roto dynamiques. Paris : Techniques de l'Ingénieur, 1996.P :58.

[11] : BOURAINE, L. et YAICI, F. :'' Renforcement en AEP de la commune de MAATKAS à partir des deux forages sis Boughni et Bougdoura''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2017.

[12] PERNES P., Hydraulique unidimensionnelle partie 2, Edition Cemagref, Massy 2004

[13] DUPONT, A. : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

[14] BONVIN, J. : « Hydraulique urbaine", Tome I : « Captage, Réseaux d'adduction, Réservoirs, Réseaux de distribution, Equipement, Pompes, Petites centrales hydrauliques ». Version 2005

[15] HAMOUCHE, B., et AMGHAR, N. : « Renforcement du réseau d'AEP des huit villages de la commune de KENDIRA à partir du piquage de la chaine de BERBACHA (W. Bejaia) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.

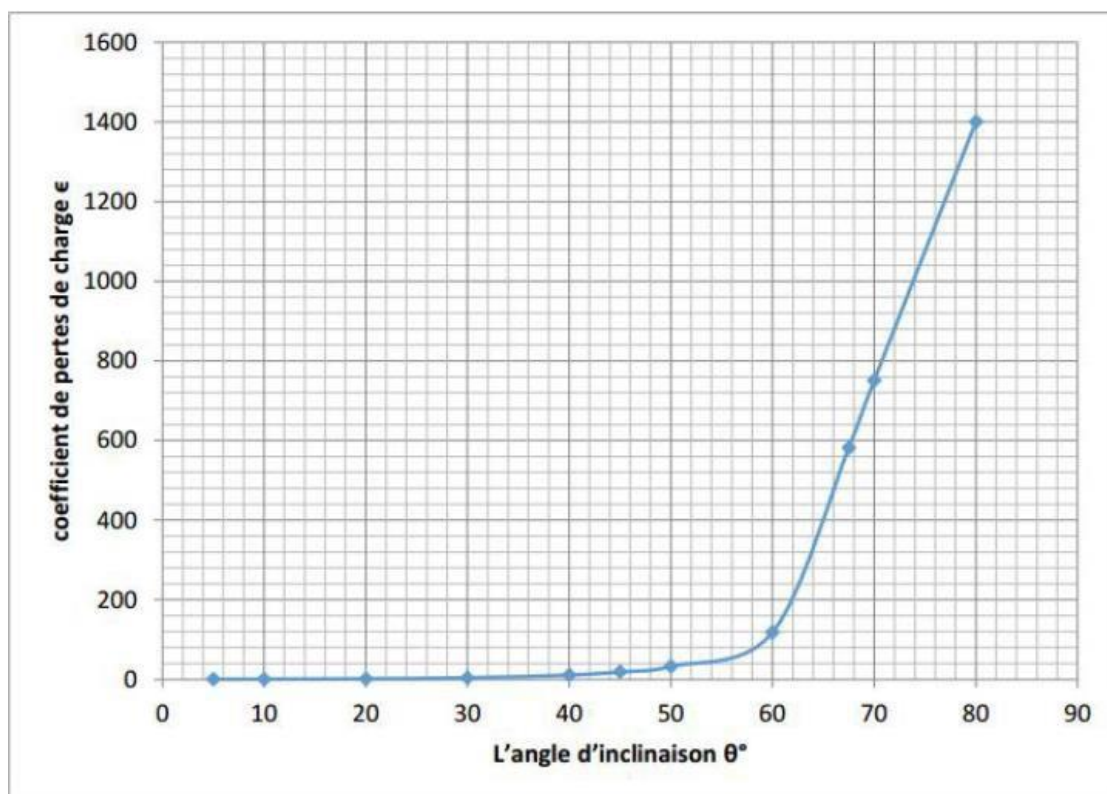
[16] CHOUIREF, N., et SLIMANI, N. : « Etude d'Alimentation en eau potable de la commune de HAIZER (W.BOUIRA) », Mémoire de fin d'étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2018.

Annexe 2. Les prix du revient des conduites en PEHD PN16

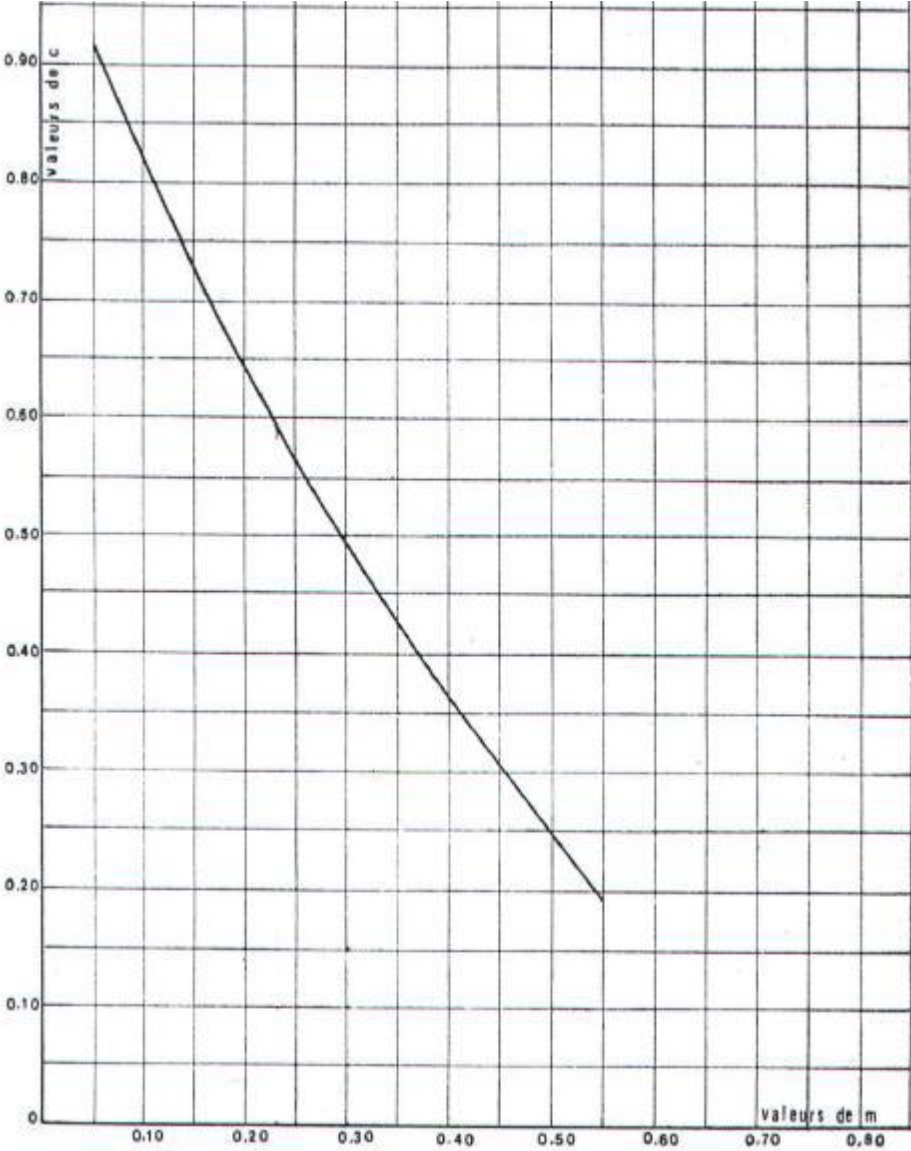
Diameter (mm)	Prix unitaire (DA/m)
90	1113
110	1572
125	2099
160	3349
200	5227
250	8143
315	12597

Annexe. 3 : Evolution du coefficient de singularité ξ 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	80
ξ	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Annexe VI.1. Coefficient des pertes de charge c dans un tuyau



E8S50/11A + MC850

Caractéristiques requises

Débit	14,4 l/s
Hauteur de refoulement	170 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	14,9 l/s
Hauteur de refoulement	174 m
Puissance absorbée	34,2 kW
Rendement	74%
Hauteur manométrique H(Q=0)	240 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

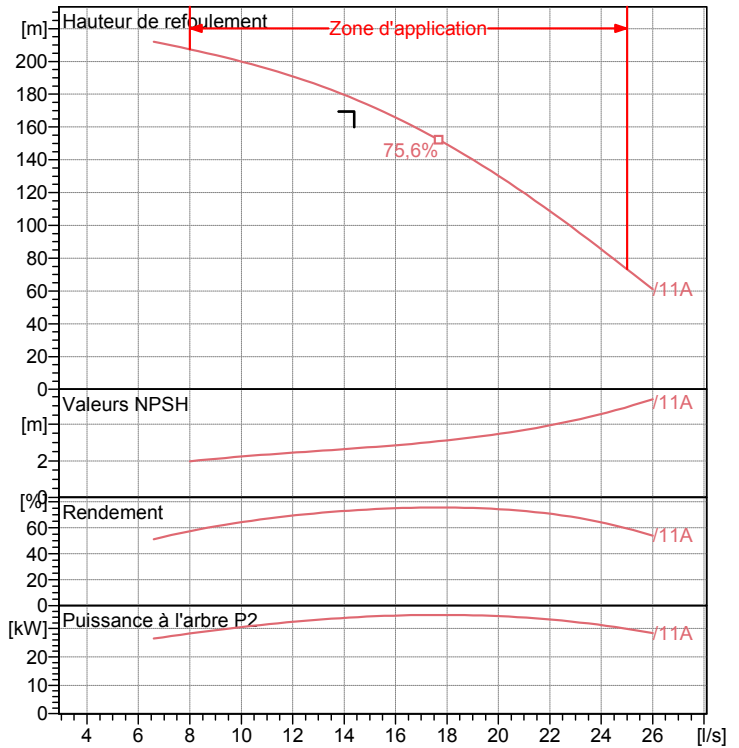
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	Sur dem. 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



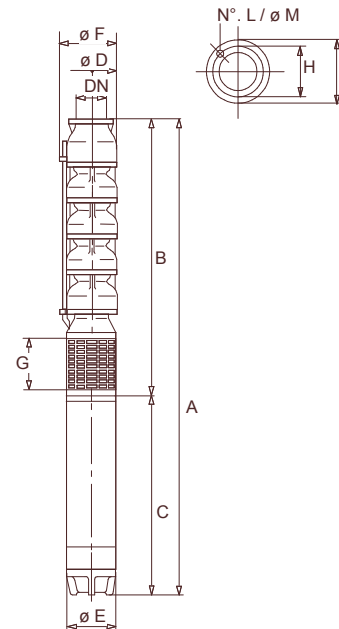
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 3022
B = 1875
C = 1147
D = 188
DN = 100
E = 191
F = 195
G = 160
H = 145
I = 166
L = 6
M = 11,5



Notes:

Date 23.10.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé :

Dans cette étude, nous avons analysé les différentes phases impliquées dans la planification de l'approvisionnement en eau potable de la commune de ZEMMOURI, située dans la Wilaya de BOUMERDES. L'objectif principal était de répondre aux besoins de la population de cette région en termes de débit et de pression d'eau, tout en assurant une distribution efficace de l'eau à un coût minimal.

À la suite de notre analyse, nous avons conclu que les sources d'eau existantes ne sont pas suffisantes pour satisfaire les besoins actuels et futurs. Par conséquent, nous avons recommandé l'exploration et la mobilisation d'une nouvelle source d'eau pour combler ce déficit. En raison des caractéristiques techniques et de la topographie de la zone étudiée, notre proposition inclut la conception de trois réservoirs semi-enterrés, la mise en place d'une chaîne d'adduction en fonction de critères techniques et économiques, utilisant des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité) de diamètres appropriés. Pour le pompage, nous avons choisi d'utiliser un groupe électropompe immergé. La distribution de l'eau vers le centre de la commune est prévue en utilisant des conduites en PEHD.

Enfin, notre étude a également pris en compte la vérification de la possibilité de phénomènes de coup de bélier dans le système et la pose des conduites en conséquence pour garantir un fonctionnement optimal du réseau.

Abstract :

In our investigation, we examined the various phases involved in the provision of drinking water to the municipality of ZEMMOURI, located in the BOUMERDES province. Our primary objective was to address the water needs of the local population, ensuring both the required flow and pressure, and doing so at the lowest possible cost.

Upon completing our study, it became evident that the existing water sources were insufficient to meet both current and future demands. Consequently, we recommended the exploration and utilization of an additional water source to bridge this deficit.

Considering the technical specifications and the geographical layout of the area under investigation, we proposed the dimensioning of three semi-underground reservoirs. We also devised a supply system based on technical and economic criteria, employing PEHD (Polyethylene High-Density) pipes with appropriate diameters. For the pumping mechanism, we selected a submerged electric pump unit. Furthermore, we designed a distribution network using PEHD pipes for the municipality's central area.

Ultimately, our study also encompassed an examination of the occurrence of the water hammer phenomenon, and we ensured the proper installation of pipes to optimize the performance of the system.

ملخص:

في هذه الأطروحة، قمنا بدراسة مراحل متعددة لتوفير مياه الشرب لبلدية زموري في ولاية بومرداس، بهدف تلبية احتياجات السكان في هذه المنطقة من حيث تأمين التدفق والضغط المطلوبين، وذلك بأقل تكلفة ممكنة. بعد إجراء الدراسة، تبين لنا أن المصادر الحالية غير كافية لتلبية الاحتياجات الحالية والمستقبلية. لذلك، قدمنا توصية بالبحث عن مصدر مياه إضافي لسد هذا العجز. استنادًا إلى المواصفات التقنية والخصائص الجغرافية للمنطقة المدروسة، اقترحنا تحديد الأحجام الملائمة لثلاث خزانات شبه مدفونة. كما قمنا بتصميم نظام توريد مياه مبني على معايير تقنية واقتصادية باستخدام أنابيب PEHD ذات أقطار مناسبة. فيما يتعلق باختيار مضخة الضخ، اخترنا وحدة مضخة كهربائية غاطسة. في النهاية، شملت دراستنا أيضًا التحقق من وجود ظاهرة الصدمة المائية (المعروفة أيضًا بـ "الطرق المائية") وضمان تثبيت الأنابيب بشكل صحيح لضمان أداء مثلى للنظام.