

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique



جامعة عبد الرحمان ميرة – بجاية
كلية التكنولوجيا
قسم الري

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BOUNEKTA MOHAMMED EL HASSENE

BOUCHEKHOU WASSIM

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

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES MECHTAS, NKILAT ET TAMZRAR COMMUNE DE DJEMAA BENI HBIBI, WILAYA DE JIJEL.

Soutenu le **28/06/2025** devant le jury composé de :

- Président : **Mme BRAHAMI.D**
- Promoteur (s) : **Mr HAMCHAOULS**
- Examineur (s) : **Mr MERAH.f**

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : Bounehta
Prénom : Mohammed EL Hassene
Matricule : 202033029793
Spécialité et/ou Option : Hydraulique Urbaine
Département : Hydraulique
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024/2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Etude d'alimentation en eau potable
des mchras Nkilat et tamzart commune de
Djemaa Beni Hbib Wilaya de Sijel

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
09/07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé



بوجوده

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : Bouchmek Hou
Prénom : Wassim
Matricule : 202033029952
Spécialité et/ou Option : Hydraulique Urbaine
Département : Hydraulique
Faculté : Technologie
Année universitaire : 2024 / 2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Etude d'alimentation en eau potable des Mechras
Miklat et Tamzra commune de Algemma Bai Hbib Wilaya
de Sijel

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le

2025. 09. 09

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

قد شهود التصديق على الإمضاء السيد: Wassim Bouchmek Hou
2025 09 09
ع رئيس المجلس الشعبي البلدي
وتم توثيقه
دكتور أمال
111288489
2018.10.23
جرحيل

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formations (rubrique textes réglementaires)

Remerciements

*Tout d'abord nous remercions le **DIEU** tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail Un remerciement tout particulier à nos chers parents de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation*

*On remercie notre promoteur **Mr HAMCHAoui** de nous avoir encadrés guidé et accompagné dans ce travail ainsi que leur compréhension pour leurs précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.*

Nous tenons aussi à remercier tous nos amis qui ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier profondément les membres de jury **Mr MERAH et Mme BRAHAMI** d'avoir accepté de juger notre travail.*

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Dédicaces

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

Ma mère Mme, **BOUGUERBA HAKIMA** et mon père
Mr, **BOUNEKTA KHIREDINE**.

Pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif.

A mes frères et ma sœur ;

A toute ma famille ;

A mon frère et binôme : Wassim Bouchehou

A tous mes amis et mes collègues qui étaient avec moi
dès le début de mon parcours.

Mohammed El Hassene

Dédicaces

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

Ma mère Mme, **ROUAIGUIA LINDA** et mon père
Mr, **BOUCHEKHOU NOUR EDDINE** et
Ma Grande mère, **MAIZI SAKINA**.

Pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon
objectif.

A ma sœur, **BOUCHEKHOU HADIL** ;

A toute ma famille ;

A mon frère et binôme : **BOUNEKTA MOHAMMED
EL HASSENE**.

A tous mes amis et mes collègues qui étaient avec moi
dès le début de mon parcours.

WASSIM

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du site	2
I.2.1 Situation géographique	2
I.2.2 Situation topographique	3
I.2.3 Situation hydraulique actuelle.....	3
I.2.4 Situation climatique.....	3
I.2.4.1 Précipitation	5
I.2.4.2 Température	5
I.2.4.3 sismicité	7
I.3 Conclusion.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction.....	8
II.2 Estimation des besoins en eau.....	8
II.2.1 Estimation de la population future.....	8
II.2.2 Estimation des besoins domestiques	9
II.2.3 Consommation moyenne journalière	9
II.2.3.1 Consommation moyenne journalière de la population	9
II.2.3.2 Consommation moyenne journalières pour les différents besoins	10
II.2.3.3 Consommation moyenne journalière totale	11
II.2.4 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	11
II.2.5 Caractéristiques de la consommation.....	12
II.2.5.1 Etude des variations des débits	12
II.2.5.2 Variation de la consommation journalière	12
II.2.5.3 Variation de la consommation maximale journalière	13
II.2.5.4 Variation de la consommation minimale journalière	13
II.2.5.5 Variation de la consommation horaire.....	14
II.2.5.6 Evaluation de la consommation par tranche horaire	17
II-3 Conclusion.....	19

Chapitre III : Les réservoirs

III.1 Introduction.....	20
III.2 Rôle des réservoirs	20
III.3 L'emplacement des réservoirs	20
III.4 Classification des réservoirs	21
III.5 Choix du type de réservoir	21
III.6 Les Equipement des réservoirs	21
III.6.1 Conduit d'adduction	22
III.6.2 Conduit de distribution.....	22
III.6.3 Conduite de trop-plein	23
III.6.4 Conduite de vidange	23
III.6.5 By-pass.....	23
III.6.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie	24
III.6.6.1 Le système à deux prises	24
III.6.6.2 Le système à siphon	24
III.7 Capacité de réservoir	25
III.7.1 Méthode analytique	25
III.7.2 Méthode graphique	26
III.8 Dimensionnement des réservoirs	26
III.8.1 Capacité du réservoir principal R1 (Nkilate)	26
III.8.2 Capacité du réservoir Principal R2 (Tamzrar)	28
III.8.3 Détermination de la capacité déstockage des réservoirs de station de reprise	29
III.8.4 Dimensionnement des réservoirs SR1	29
III.9 Conclusion	30

Chapitre IV : Adduction

IV.1 Introduction	31
IV.2 Type d'adduction	31
IV.2.1 Adduction gravitaire.....	31
IV.2.2 Adduction par refoulement	31
IV.2.3 Adduction mixte.....	32
IV.3 Choix du tracé	32
IV.4 Choix du type des conduites.....	32
IV.5 Organes et accessoires de l'adduction Organes de sectionnement.....	32
IV.6 Organes de protection	34
IV.7 Organes de régulation	35
IV.8 Organes de branchement	35

IV.9 Choix du site de stockage.....	35
IV.10 Description du schéma d'adduction.....	35
IV.11 Etude Technico-économique	36
IV.11.1 Calcul du diamètre économique.....	37
IV.11.2 Calcul de la vitesse	37
IV.11.3 Calcul des pertes de charge.....	37
IV.11.4 Pertes de charge linéaires HL.....	38
IV.11.4.1 Pertes de charges singulières HS	39
IV.11.4.2 Pertes de charge totales HT	39
IV.12 Calcul hydraulique	39
IV.12.1 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation	39
IV.12.2 Puissance absorbée par la pompe	39
IV.12.3 Energie consommée par la pompe.....	40
IV.12.4 Frais d'exploitation.....	40
IV.12.5 Frais d'amortissement	40
IV.12.6 Calcul du bilan	40
IV.12.7 Prix des conduites.....	41
IV.13 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	41
IV.13.1 Adduction par refoulement Tronçon 1 (SP N1 - SR N1)	41
IV.13.2 Adduction par refoulement : tronçon 2 (SR1 –R1)	43
IV.13.3 Adduction par refoulement Tronçon 3 (SP2 –R2)	44
IV.14 Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons	46
IV.15 Conclusion.....	46

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

V.1 Introduction.....	47
V.2 Classifications des pompes.....	47
V.2.1 Les pompes volumétriques.....	47
V.2.2 Les turbopompes.....	47
V.3 Choix des pompes	48
V.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	48
V.4.1 La vitesse de rotation (N).....	48
V.4.2 Le débit de pompage (Q)	48
V.4.3 La hauteur manométrique totale (<i>H_{mt}</i>).....	48
V.4.4 Hauteur géométrique d'aspiration (<i>H_a</i>).....	49
V.4.5 Hauteur géométrique de refoulement (<i>H_r</i>)	49
V.4.6 Pertes de charge (<i>J_a+J_r</i>)	49

V.4.7 Les puissances utiles et absorbées.....	49
V.4.7.1 Puissance absorbée par la pompe (P_a).....	49
V.4.7.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile (P_u).....	49
V.4.8 Le rendement de la pompe (η).....	49
V.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	49
V.5.1 La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$	50
V.5.2 La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$	50
V.5.3 La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$	50
V.6 Caractéristiques d'une conduite.....	50
V.7 Couplage des pompes.....	50
V.7.1 Couplage en parallèle.....	51
V.7.2 Couplage en série.....	51
V.8 Point de fonctionnement.....	51
V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	51
V.9 Etude de la cavitation.....	54
V.10 Choix des pompes du projet.....	55
V.10.1 Tronçon 1 (SP1 – SR1).....	56
V.10.1.2 Tronçon 2 (SR1 – R1).....	60
V.10.3 Tronçon 3 (SP2 –R2).....	61
V.11 Conclusion.....	62

Chapitre VI : Distribution

VI.1 Introduction.....	63
VI.2 : Classification des réseaux de distribution.....	63
VI.2.1 Réseau ramifié.....	63
VI.2.2 Réseau maillé.....	63
VI.2.3 Réseau mixte.....	64
VI.3 Conception d'un réseau de distribution.....	64
VI.4 Choix du tracé.....	64
VI.5 Choix des conduites de distribution.....	64
VI.6 Equipement du réseau de distribution.....	65
VI.6.1 Canalisations.....	65
VI.6.2 Organes accessoires.....	65
VI.7 Description du réseau de distribution.....	66
VI.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	67
VI.8.1 Débit de pointe.....	67
VI.8.2 Débit spécifique.....	68

VI.8.3 Débit de route	68
VI.8.4 Débit aux nœuds	68
VI.9 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds.....	68
VI.10 Modalisation et simulation du réseau	72
VI.10.1 Présentation du logiciel EPANET.....	72
VI.10.2 Étapes d'utilisation du logiciel EPANET	72
VI.10.3 Modélisation du réseau.....	72
VI.10.3.1 Au niveau des nœuds	72
VI.10.3.2. Au niveau des arcs	72
VI.10.3.3. Au niveau des réservoirs	72
VI.10.3.4. Simulation du réseau.....	72
VI.11 Conclusion.....	81

Chapitre VII : Protection contre le coup de bélier

VII.1. Introduction.....	82
VII.2. Définition du coup de bélier.....	82
VII.3. Causes du coup de bélier	82
VII.4. Conséquences du coup de bélier	82
VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier	83
VII.6. Etude du coup de bélier	85
VII.6.1 Calcul de la célérité d'onde	85
VII.7. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	86
VII.8 Conclusion	88
Conclusion générale.....	89

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau (I.1) : Précipitations moyennes mensuelles (mm) aux stations Barrage El Agrem (période : 2020-2024)..... 5

Tableau (I.2) : Températures moyennes mensuelles à la station d'Achouat (2020–2024)6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II. 1 : Estimation de la population future 8

Tableau (II. 2) : Détermination des besoins domestiques..... 10

Tableau (II. 3) : Détermination des besoins scolaires.....10

Tableau (II. 4) : Détermination des besoins sanitaires.10

Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels.10

Tableau (II. 6) : Détermination des besoins commerciaux. 11

Tableau (II.7) : Consommation moyenne journalière totale..... 11

Tableau (II. 8) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et futur..... 12

*Tableau (II. 9) : Consommation **maximale** journalière..... 13*

Tableau (II.10) : Consommation minimale journalière..... 14

Tableau (II.11) : valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants14

Tableau (II.12) : les valeurs de β_{max} , $k_{max h}$ Et $Q_{max h}$16

Tableau (II.13) : valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....16

Tableau (II.14) : les valeurs de β_{min} , $k_{min h}$ et $Q_{min h}$ 16

Tableau (II.15) : Répartition horaire du débit maximal journalier en pourcentage et en Fonction du nombre d'habitants.....17

*Tableau (II.16) : Variation du débit horaire pour la zone de **Tamzrar et Tamzrar** 18*

Chapitre III : Les réservoirs

Tableau (III.1) : Dimensionnement du réservoir R1(Nkilate)27

*Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir R2 (**Tamzrar**) 28*

Chapitre IV : Adduction

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon ($SP1 - SR1$)..... 41

Tableau (IV.2) : Frais d'exploitation du tronçon ($SP1 - SR1$)	42
Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon ($SP1 - SR1$)	42
Tableau (IV.4) : Bilan global des frais du tronçon ($SP1-SR1$)	42
Tableau (IV.5) : Calcul de la Hmt du tronçon ($SR1 - R1$)	43
Tableau (IV.6) : Frais d'exploitation du tronçon ($SR1 - R1$)	43
Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon ($SR1 - R1$)	44
Tableau (IV.8) : Bilan global des frais du tronçon ($SR1 - R1$)	44
Tableau (IV.9) : Calcul de la Hmt du tronçon ($SP2 - R2$)	45
Tableau (IV.10) : Frais d'exploitation du tronçon ($SP2 - R2$)	45
Tableau (IV.11) : Frais d'amortissement du tronçon ($SP2 - R2$)	45
Tableau (V.12) : Bilan global des frais du tronçon ($SP2 - R2$)	46
Tableau (IV.13) : Récapitulatif des différents diamètres choisis	46

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

Tableau (V.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	55
Tableau (V.2) : Caractéristiques de la pompe 1	56
Tableau (V.3) : Les points de la courbe caractéristique	59
Tableau (V.4) : Caractéristiques de la pompe 2	60
Tableau (V.5) : Caractéristiques de la pompe 3	61

Chapitre VII : Distribution

Tableau (VI.1) : Détermination des débits du réseau de la zone 1	68
Tableau (VI.2) : Détermination des débits du réseau de la zone 2	70
Tableau (VI.3) : Résultats de simulation des tronçons donnés par EPANET de la zone 1	73
Tableau (VI.4) : Résultats de simulation des tronçons donnés par EPANET de la zone 2	74
Tableau (VI.5) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 1 avant le vannage	76
Tableau (VI.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 2 avant le vannage	77
Tableau (VI.7) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 1 Après le vannage	78
Tableau (VI.8) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 2 après le vannage	79

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VII.1: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons	86
---	----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure (I.1) : Notre zone d'étude d'après Google Earth 2025	2
Figure (I.2) : Localisation de la zone d'étude	3
Figure(I.3) : Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord (D'après l'ANRH, 1993)	4
Figure (I.4) : Variation des précipitations mensuelles (2020–2024)	5
Figure (I.5) : Variation des températures mensuelles à Achouat (2020–2024).....	6
Figure (I.6) : Carte sismique de l'Algérie (RPA 2003).....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure (II.1) : Histogramme du nombre d'habitants à l'horizon 2055.....	9
---	---

Chapitre III : Les réservoirs

Figure (III.1) : Différentes manières d'emplacement des réservoirs.....	20
Figure (III.2) : Équipement de réservoir.....	22
Figure (III.3) : Adduction avec chute libre.....	22
Figure (III.4) : Adduction noyée.....	22
Figure (III.5) : Conduite de distribution	23
Figure (III.6) : Trop-plein et vidange.....	23
Figure (III.7) : Conduite de by-pass	24
Figure (III.8) : Système à deux prises (incendie	24
Figure (III.9) : Système à siphon (incendie).....	25
Figure (III. 10) : schéma de réservoirs.....	30

Chapitre IV : Adduction

Figure (IV.1) : Schéma général d'une adduction gravitaire	31
Figure (IV.2) : Adduction par refoulement.....	31
Figure (IV.3) : Robinet vanne à opercule.....	33
Figure (IV.4) : Vanne à papillon	33
Figure (IV.5) : Vanne à opercule.....	34
Figure (IV.6) : Ventouse.....	34
Figure (IV.7) : Schéma général de l'adduction de la zone d'étude.....	36

Chapitre V : Pompes et stations de pompages

Figure (V. 1) : Les types des pompes selon la forme de la roue	47
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	50
Figure (V.3) : Couplage en parallèle.....	51
Figure (V.4) : Couplage en série	51
Figure (V. 5) : point de fonctionnement d'une pompe.	51

<i>Figure (V.6) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....</i>	<i>53</i>
<i>Figure (V.7) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure (V.8) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge</i>	<i>54</i>
<i>Figure (V.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression</i>	<i>55</i>
<i>Figure (V.10) : Courbe caractéristique de la pompe 1</i>	<i>56</i>
<i>Figure (V.11) : Caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure (V.12) : Courbe caractéristique de la pompe 2</i>	<i>61</i>
<i>Figure (V.13) : Courbe caractéristique de la pompe 3</i>	<i>62</i>

Chapitre VII : Distribution

<i>Figure (VI.1) : Réseau ramifié.....</i>	<i>63</i>
<i>Figure (VI.2) : Réseau maillé</i>	<i>63</i>
<i>Figure (VI.3) : Réseau mixte</i>	<i>64</i>
<i>Figure (VI.4) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la zone 1.....</i>	<i>66</i>
<i>Figure (VI.5) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la zone 2.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure (VI.6) : État des nœuds et des arcs avant le vannage – Zone 1.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure (VI.7) : État des nœuds et des arcs avant le vannage – Zone 2 –.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure (VI.8) : État des nœuds et des arcs après le vannage – Zone 1 –.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure (VI.9) : État des nœuds et des arcs après le vannage – Zone 2 –.....</i>	<i>81</i>

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

<i>Figure VI. 1: Volant d'inertie</i>	<i>83</i>
<i>Figure VI. 2: Constituant d'une soupape anti-bélier</i>	<i>84</i>
<i>Figure (VII.3) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air</i>	<i>84</i>
<i>Figure (VII.4) : Cheminée d'équilibre.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure (VII.5) : les résultats du calcul du coup de bélier tronçons : SP1–SR1.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure (VII.6) : les résultats du calcul du coup de bélier tronçons SR1–R1</i>	<i>87</i>
<i>Figure (VII.7) : les résultats du calcul du coup de bélier tronçons SP2–R2.....</i>	<i>87</i>

Liste des symboles et Abréviations

P_n : Population à l'horizon d'étude (2055)

P_0 : Population actuelle (2025)

n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude 30 ans

τ : Taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 2.5 %

NC: nombre de consommateurs.

$Q_{\text{moy } j \text{ maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j)

$Q_{\text{max } j}$: débit maximum journalier (m^3/j)

$k_{\text{max } j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 Dans notre cas.

$Q_{\text{min } j}$: débit minimum journalier (m^3/j)

$Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j)

$k_{\text{min } j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

$Q_{\text{max } h}$: Débit maximum horaire

$k_{\text{max } h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements L'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4 (nous prenons **$\alpha_{\text{max}}=1.3$**).

β_{max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du Régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour Notre cas on prend **$\alpha_{\text{min}} = 0.5$** ;

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

$k_{\text{min } h}$: Débit minimum horaire

$Q_{\text{min } h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Q_h : débit horaire

V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir

V_T : volume total du réservoir

V_{inc} : volume d'incendie **D_r** : Diamètre du réservoir **V** : Volume du réservoir

H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir

V_{inc} : volume de la réserve d'incendie pris à **120 m^3**

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

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

D_{BONNIN} : Diamètre de la conduite en (m) ;

Q : Débit véhiculé par la conduite en (m³/s).

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite.

J : Pertes de charge unitaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;

L : Longueur de la conduite ;

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

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

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

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de **COLEBROOK**.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi

k : Rugosité de la conduite à l'état neuf est égale pour le PEHD : $K_0 = 0.01 \text{ mm}$;

α : Coefficient de vieillissement de la conduite ($\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$), déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT ;

T_u : Durée d'utilisation de la conduite (30 ans) ;

Re : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule.

ν : Viscosité cinématique de l'eau

h : Perte de charge singulière (m) ;

H_L : Perte de charge linéaire (m).

H_T : Perte de charge totale (m).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

η : Rendement de la pompe ;

Q : Débit refoule

E : Energie consommée par la pompe (KWh),

t : Temps de pompage par jour

F_{exp} : Frais d'exploitation

e' : Prix unitaire du KWh. Fixe par la SONEGAS

P_u : Prix unitaire de la conduite

A : Amortissement annuel

i : Taux d'annuité

n : Nombre d'années d'amortissement

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

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

P_a : puissance absorbée par la pompe

a : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite

H_c : Caractéristique de la conduite (m).

H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;

h : Perte de charge engendrée par vannage en (m) ;

H_d : La hauteur manométrique totale du point désiré

Q_d : Débit au désiré.

m : Coefficient de rognage.

D : Diamètre de la roue avant rognage.

D_1 : Diamètre de la roue après rognage

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

N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;

Q_v : Débit au point homologue de P_v .

NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration.

Q_p : Débit de pointe en (m³/j).

Q_s : débit spécifique (l/s/m)

Q_r : débit de route (l/s).

Q_n : débit au nœud (l/s).

Q_c : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s).

a' : Célérité des ondes (m/s)

K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en PEHD : $K = 83$.

e : Epaisseur de la conduite (m)

B : Valeur du coup de bélier (m)

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

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

P_N : La pression nominale.

H_s : La valeur maximale de la pression-surpression (m).

H_d : La valeur minimale de la pression-dépression (m).

L : Longueur de la conduite (m).

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, essentielle à toute activité humaine, est une ressource cruciale pour les besoins domestiques ainsi que pour l'évolution économique et sociale des régions.

Dans les régions rurales de l'Algérie, en particulier dans les mechtas isolées, l'obtention d'eau potable représente un problème quotidien pour la population locale.

Les contraintes géographiques, la vétusté des réseaux, le manque de planification, ou encore la croissance démographique non anticipée, compliquent davantage cette problématique.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'études, consacré à l'étude de l'alimentation en eau potable des mechtas Tamzrar et Nkilate, situées dans la commune de Djemaa Beni Hbib, wilaya de Jijel.

Ces localités connaissent actuellement de sérieuses difficultés en matière d'approvisionnement régulier en eau, notamment en période de forte demande.

La situation hydraulique de la région, malgré des ressources souterraines disponibles, reste insuffisamment exploitée à cause d'une absence de système structuré d'adduction, de stockage et de distribution.

Le choix de cette thématique s'est imposé naturellement, car il répond à un besoin local urgent et permet de mettre en pratique l'ensemble des compétences acquises durant notre parcours académique, notamment en hydraulique urbaine, modélisation, dimensionnement d'infrastructures, et gestion des réseaux d'eau. En outre, cette étude se veut un outil d'aide à la décision pour les autorités locales, en vue de garantir une alimentation continue et sécurisée en eau potable aux habitants des zones concernées.

Pour cela, ce travail est divisé en sept chapitres principaux, comme suite :

Nous débuterons notre travail par une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région.

Le deuxième chapitre, nous avons évalué les besoins en eau actuels et futurs à l'horizon 2055, en tenant compte de l'évolution démographique et des différents usages.

Le troisième chapitre concernera le dimensionnement des réservoirs de stockage nécessaires.

Le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction de l'eau depuis la source jusqu'aux réservoirs par une étude technico-économique.

Le cinquième chapitre, consiste à l'étude du choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet à l'aide du catalogue numérique.

Le sixième chapitre portera sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier.

Le dernier chapitre, est consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution du centre des mechtas Tamzrar et Nkilate. Une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions hydrauliques d'écoulement.

Enfin on terminera la présente étude par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Les mechtas Tamzrar et Nkilat, situées dans la commune de Djemaa Beni Hbib (wilaya de Jijel), rencontrent des difficultés d'accès à l'eau potable. Avant de proposer une solution, il est essentiel de bien connaître les caractéristiques du site. Ce chapitre présente donc les aspects géographiques, topographiques, géologiques, hydrographiques, hydrauliques et climatiques de la zone d'étude.

I.2 Présentation du site

I.2.1 Situation géographique

Constitue l'une des vingt-huit communes de la Wilaya de Jijel, la commune de Djemaa Beni Hbib est située à environ 35 Km, au Nord Est de la ville de Jijel (chef-lieu de Wilaya).

❖ Elle est délimitée :

- La commune de Sidi abd elazize au Nord et Khiri oued adjoul au Nord-est ;
- La commune de Bordj thar au Sud-Ouest ;
- La commune d'El kennar à l'Ouest ;
- La commune d'ELAncer à l'Est.

Ce territoire couvre une superficie de 48 750 hectares, soit 2,03 % du territoire de la Wilaya de Jijel et regroupe une population estimée à 19500 habitants lors du RGPH 2025 [1] [4].

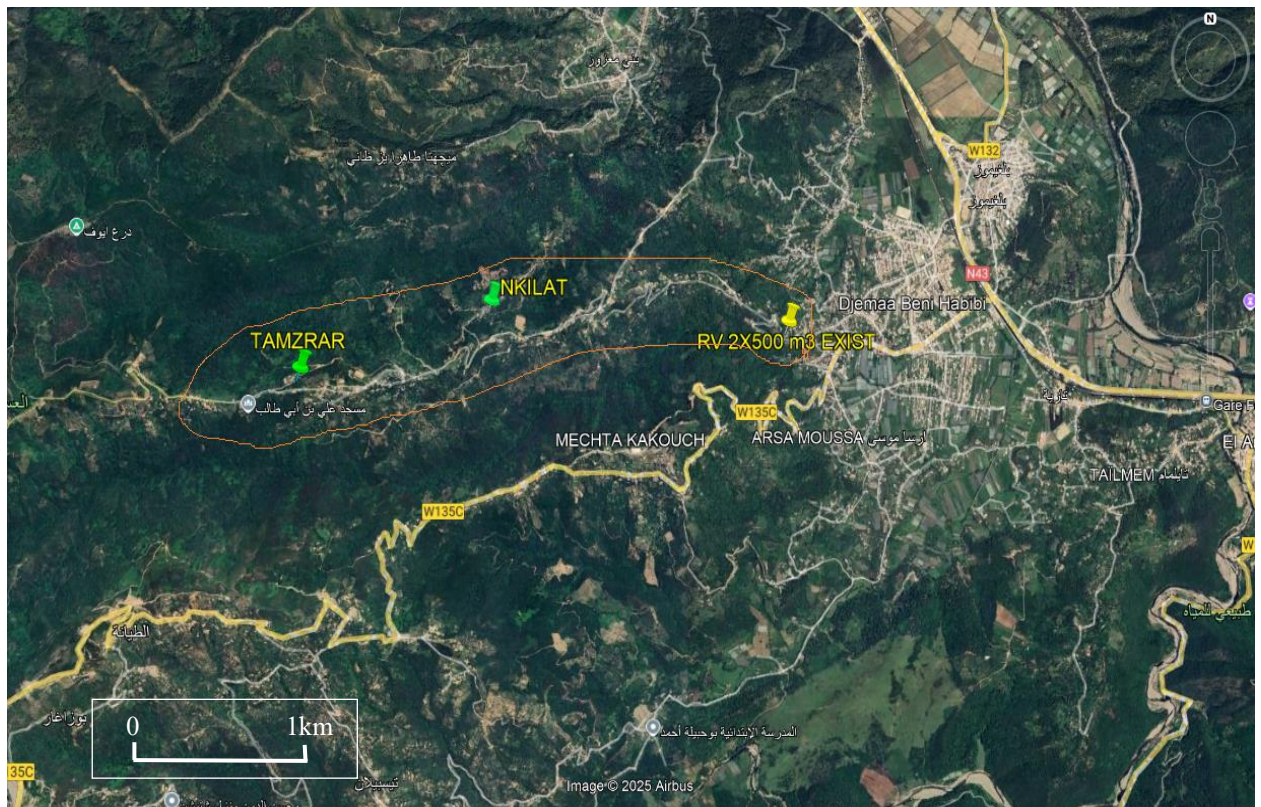


Figure (I.1) : Notre zone d'étude d'après google earth 2025.

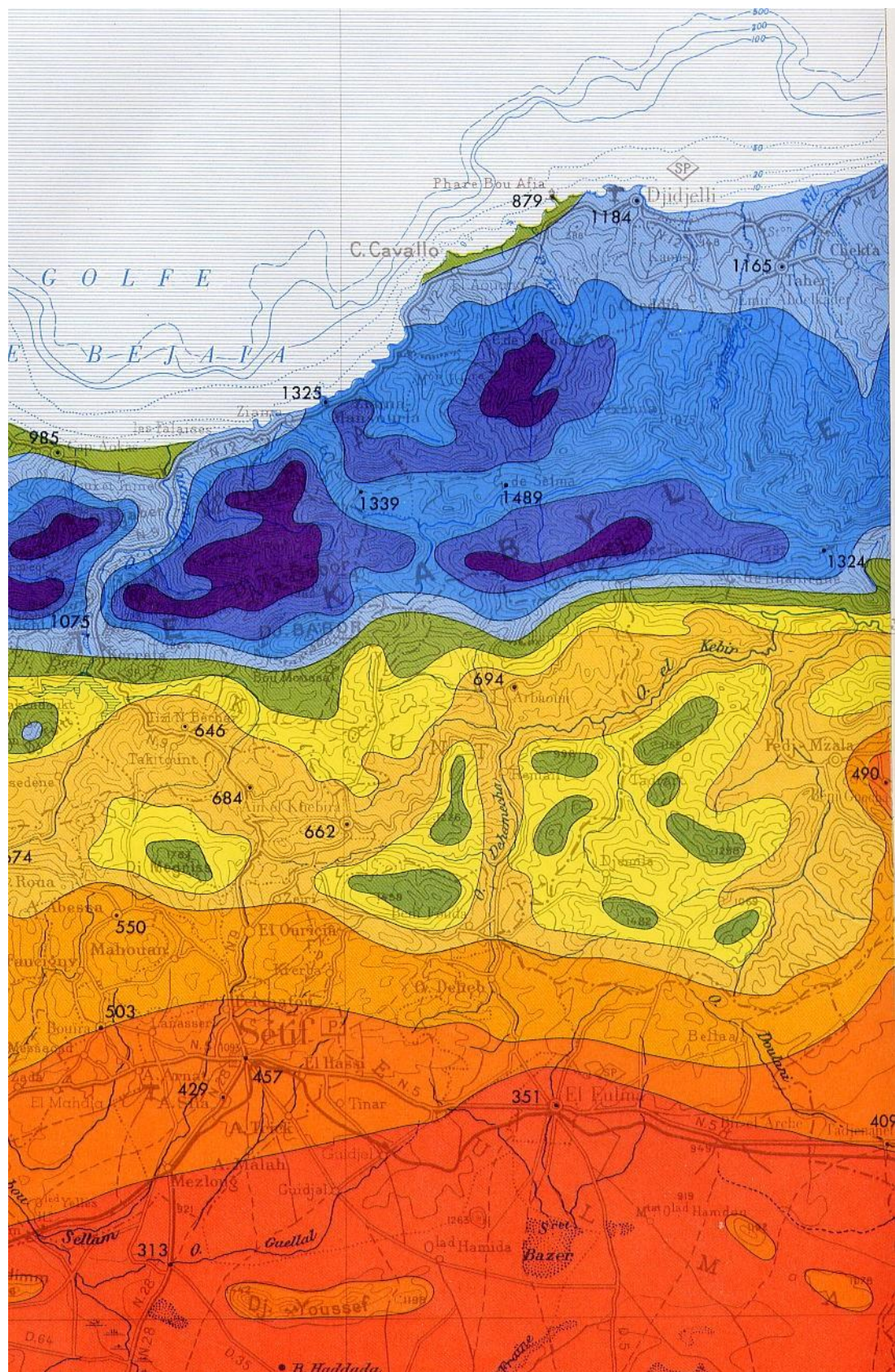


Figure (I.3) : Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie
du Nord Au 1/500 000 (d'après l'ANRH, 1993) [5]

I.2.4.1 Précipitations

Généralement la précipitation annuelle varie entre 800 (mm) et 1200 (mm), ce qui représente une moyenne mensuelle de 77 mm. Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est juillet qui enregistre seulement 0 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes. [6]

Tableau (I.1) : Précipitations moyennes mensuelles (mm) aux stations Barrage El Agrem (Période : 2020-2024)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	An
Pmoy (mm)	33,325	99,275	170,225	166,025	128,275	98,4	65,075	57,025	89,625	13,425	0	3,375	924,05

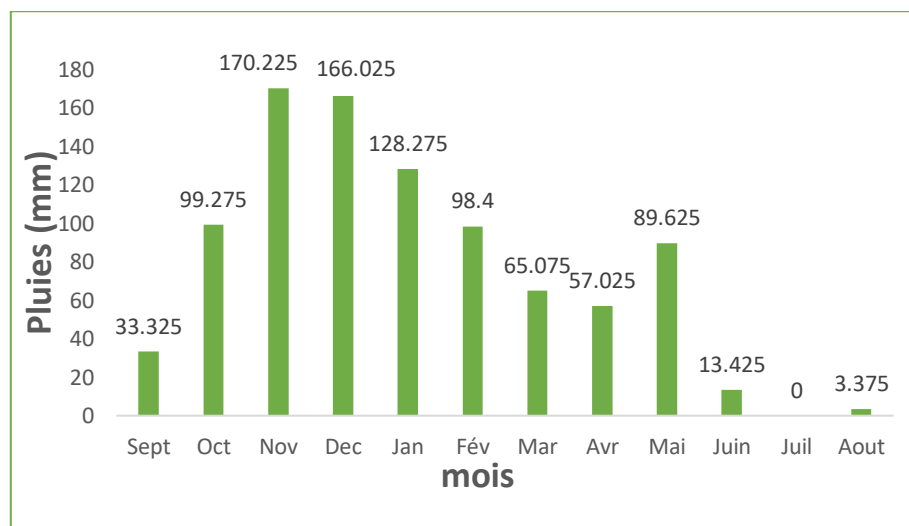


Figure (I.4) : Variation des précipitations moyennes mensuelles aux stations de Barrage El Agrem (Période : 2020-2024)

L'histogramme de répartition des moyennes mensuelles **Figure (I.4)** montre que :

- la saison pluvieuse a lieu durant les mois d'octobre à avril. De plus, pour le seul trimestre novembre-décembre-janvier, on enregistre 45 à 50 % du total annuel, aux 3 stations.
- Pour le reste de l'année (mai à septembre), les précipitations sont faibles et ne représentent, environ, que 11 à 15 % du total annuel.

I.2.4.2 Température

Max En moyenne, la température relevée s'établit à 17.9 °C avec une maximale de 21.9 °C et une Minimale de 13.2°C. La température réelle maximale intervient en août avec 30°C et là Minimale en janvier - février avec 8 °C. [6]

Tableau (I.2) : Températures moyennes mensuelles à la station d'Achouat (Période : 2020-2024).

Moi	Tempé maxi moyennes	Tempé moye moyennes	Tempé mini moyennes
janv.	17.0	12.0	7.0
févr.	18.1	13.1	8.0
Mars	19.6	14.6	9.6
avr.	21.0	16.2	11.4
Mai	24.4	19.5	14.2
Juin	28.5	23.6	18.7
juil.	32.0	26.9	21.7
Août	32.2	26.8	21.3
sept.	30.0	25.2	20.4
oct.	26.2	21.0	15.8
nov.	21.7	17.1	12.5
déc.	18.8	14.0	9.2
An	24.1	19.2	14.2

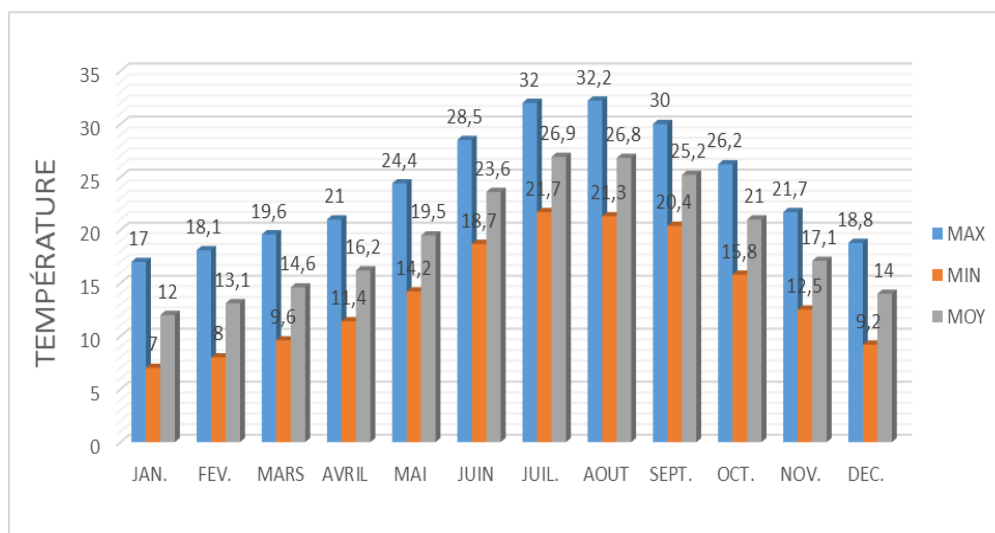


Figure (I.5) Variation des températures moyennes mensuelles à la station d'Achouat (Période : 2020-2024).

L'histogramme illustrant la variation des températures (Fig.) montre que :

- la moyenne mensuelle varie de 12 à 27 °C sur le littoral (Achouat) ;
- L'amplitude des variations mensuelles est évidemment plus faible à cette station littorale (Achouat) qu'à celle des régions de l'intérieur de pays ;
- La moyenne annuelle est de l'ordre de 19.2 °C (Achouat).

I.2.4.3 Sismicité

D'Après le Règlement Parasismique Algérien, RPA Cinq zones sismiques ont été identifiées au niveau national. Qui sont :

- Zone 1 : sismicité négligeable.
- Zone 2 : sismicité faible.
- Zone 3 : sismicité moyenne.
- Zone 4 : sismicité moyenne.
- Zone 5 : sismicité élevée.

Donc Djamaa Beni Hbibbi appartient à Zone 4 (sismicité moyenne) [2]

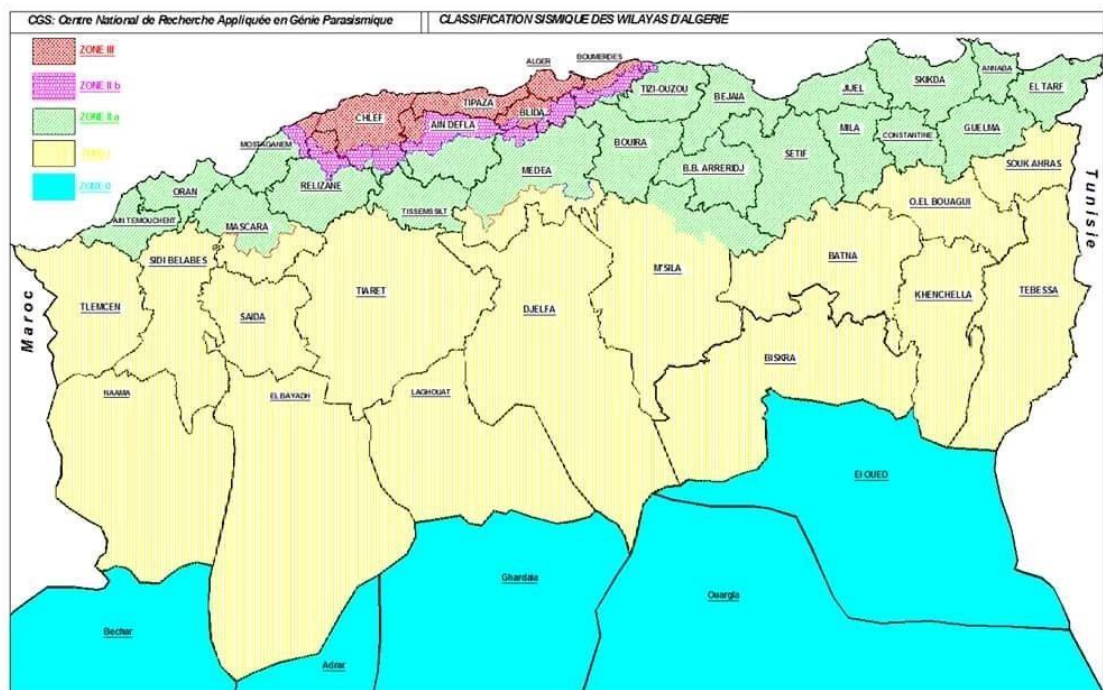


Figure (I.6) : Carte sismique de l'Algérie (RPA/version 2003).

I.3 Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons présenté les principales caractéristiques de la zone d'étude, à savoir les mechtas Tamzrar et Nkilat dans la commune de Djemaa Beni Hbib. L'analyse de la situation géographique, topographique, climatique et hydraulique nous permet de mieux comprendre les contraintes et les atouts du site. Ces éléments sont essentiels pour orienter correctement l'étude technique d'un projet d'alimentation en eau potable, adapté aux besoins réels de la population locale et aux spécificités du terrain.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction

L'estimation des besoins en eau constitue une étape fondamentale dans la planification et la conception des infrastructures d'alimentation en eau potable, en particulier dans les zones rurales en développement. Ce chapitre vise à évaluer les besoins en eau de la population actuelle et future du périmètre étudié, en tenant compte des projections démographiques à long terme ainsi que des différents usages spécifiques (domestiques, scolaires, sanitaires, socioculturels et commerciaux).

II.2 Estimation des besoins en eau

II.2.1 Estimation de la population future

Pour la détermination du nombre d'habitants pour différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques ou encore intérêts composés, qui s'écrit comme suit :

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

L'évolution de la population à moyen et long terme est calculée par la formule des intérêts composés [3]

Avec :

- ✓ P_n : Population future.
- ✓ P_0 : Population actuelle.
- ✓ t : Taux d'accroissement = 2.5%.
- ✓ n : Nombre d'années projetées (30 ans).

D'après le recensement de l'APC de Djemaa Beni Hbib (2025) la population du périmètre Étudié était 1900 habitants divisée en 2 zones

Z1 : (*Nkilate*) : nombre d'habitants est de 1000 hab

Z2 : (*Tamzrar*) : nombre d'habitants est de 900 hab

Tableau II. 1 : Estimation de la population future

	Nombre d'habitants en 2025	Taux d'accroissement (%)	Population futur (2040)	Population futur (2055)
Tamzrar	900	2.5	1304	1888
Nkilate	1000		1449	2098
Total	1900		2753	3986

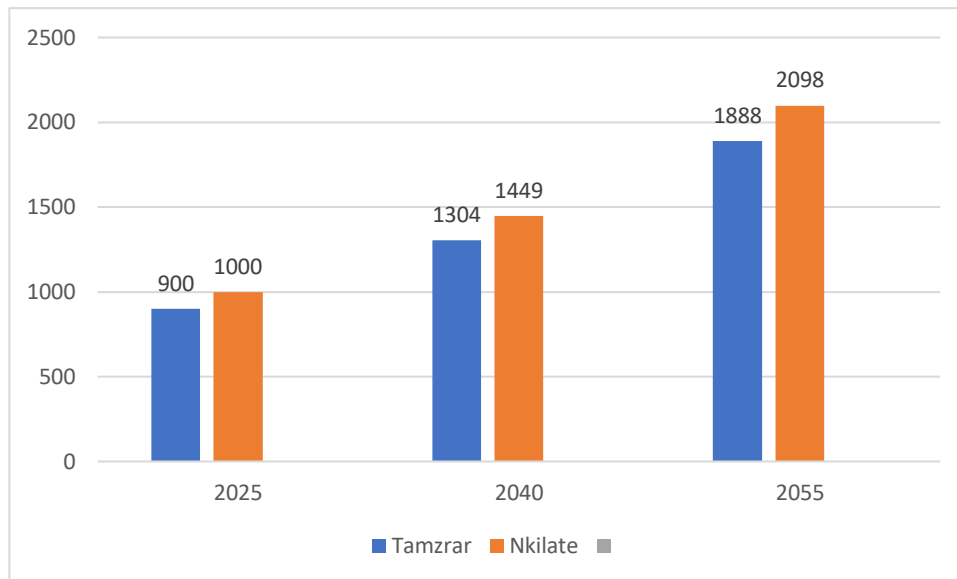


Figure II.1 : Histogramme de nombre d'habitants à l'horizon 2055

II.2.2 Estimation des besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie. Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...etc.), attribuée à chaque habitant

La zone concernée est de type rural et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de 150-200 l/j/hab. ; néanmoins, la capacité de stockage à l'horizon projeté déterminé sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab. [7]

II.2.3 Consommation moyenne journalière

Il est essentiel d'identifier toutes les sortes d'usagers dans une agglomération avant la mise en œuvre d'un système d'alimentation en eau potable. Cela permettra de Dimensionner le réseau de distribution en prenant en compte les besoins actuels et futurs en eau. il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tel que les besoins : scolaires, sanitaires, socioculturels, commerciaux.[7]

II.2.3.1 Consommation moyenne journalière de la population

La consommation moyenne journalière est :

$$Q_{moyj} = \frac{D \times NC}{1000} \dots \dots \dots (// -2)$$

Avec :

- Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j) ;
- D : dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- NC : nombre de consommateurs.[7]

Tableau II. 2 : Détermination des besoins domestiques.

Agglomération	Population (hab)		Dotation (L/J/Hab)	Débit moyen journalier (m³/j)	
Années	2025	2055	150	2025	2055
Tamzrar	900	1888		135	283.2
Nkilate	1000	2098		150	314.7
Total	1900	3986		285	597.9

II.2.3.2 Consommation moyenne journalières pour les différents besoins

II.2.3.2.1 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont donnés dans le **tableau (II.3)** [7]

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/élève)	Besoin en eau (m³/j)
Tamzrar	Primaires (2)	160	15	2.4
Nkilate	Primaires (2)	120		2.8
Total	4	280		5.2

Tableau (II. 3) : Détermination des besoins scolaires.

II.2.3.2.2 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont représentés uniquement par une salle de soins **tableau (II.4)** [7]

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/lit)	Besoin en eau(m³/j)
Nkilate	Salle de soins (1)	10	20	0.2

Tableau (II. 4) : Détermination des besoins sanitaires.

II.2.3.2.3 Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont donnés dans le **tableau (II.5)** [7]

Tableau (II.5) : Détermination des besoins socioculturels.

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/lit)	Besoin en eau (m³/j)
Nkilate	2 Mosquées	535	15	8.025
Tamzrar	1 Mosquée	265		3.975
TOTAL	3 Mosquées	800		12

II.2.3.2.4 Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont donnés dans le tableau (II.6) [7]

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m ³ /j)
Nkilate	Alimentation (3)	20	10	0.2
	Cafeteria (1)	20	20	0.4
TOTAL				0.6
Tamzrar	Alimentation (2)	14	10	0.14
	Cafeteria (1)	20	20	0.4
TOTAL				0.54

Tableau (II. 6) : Détermination des besoins commerciaux.

II.2.3.3 Consommation moyenne journalière totale

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme des différentes consommations de l'agglomération [8]

Qmoyj (m ³ /j)			
Localités Types Des Besoins	Nkilate	Tamzrar	Total
Domestiques	314.7	283.2	597.9
Scolaires	2.8	2.4	5.2
Sanitaires	0.2	/	0.2
Socioculturels	8.025	3.975	12
Commerciaux	0.6	0.54	1.14
Total	326.325	290.115	616.44

Tableau (II.7) : Consommation moyenne journalière totale.

II.2.4 Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins total journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement :

- à la consommation non quantifiée ;
- aux fuites chez le consommateur (robinets) ;
- aux fuites dans le système de distribution qui sont fonction du type de tuyau, du vieillissement du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule :

$$Q_{max j} = K_{max j} \times Q_{moy j} \dots\dots\dots (II.3)$$

Avec :

- $Q_{max j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy j maj}$: Débit moyen majoré (m^3/j) ;
- $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas. [8]

Tableau (II. 8) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.

Localités	Besoins actuels 2025 (m^3/j)	Besoins actuels 2025 majorés(m^3/j)	Besoins futurs 2055 (m^3/j)	Besoins Futurs 2055 majorés (m^3/j)
Tamzrar	135	162	283.2	340
Nkilate	150	180	314.7	378
Total	285	342	597.9	718

A l'horizon 2055 la consommation moyenne journalière de la ville s'élèvera à 718 m^3/j soit un débit de 8.31 l/s.

II.2.5 Caractéristiques de la consommation

II.2.5.1 Etude des variations des débits

Au sein d'une agglomération la consommation d'eau varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage occasionné au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité [9]

II.2.5.2 Variation de la consommation journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération.

Il est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement [10]

II.2.5.2.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Il est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière. Il est donné comme suit

$$K_{max j} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moy j}} \dots\dots\dots (II -4)$$

$$k_{max j} = 1,1 \text{ à } 1,3$$

Avec :

$Q_{max j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j) ;

$k_{\text{max } j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 Dans notre cas. [11]

II.2.5.2.2 Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Il est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il permet de connaître le débit minimal journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9.

$$K_{\text{min } j} = \frac{Q_{\text{min } j}}{Q_{\text{moy } j}} \dots\dots\dots (II-5)$$

Avec :

$Q_{\text{min } j}$: débit minimum journalier (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier(m^3/j) ;

$k_{\text{min } j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. [9]

II.2.5.3 Variation de la consommation maximale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\text{max } j} = k_{\text{max } j} \times Q_{\text{moy } j \text{ maj}} \dots\dots\dots(II-6)$$

$Q_{\text{max } j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;

$Q_{\text{moy } j \text{ maj}}$: Débit moyen majoré (m^3/j) ;

$k_{\text{max } j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas. [7]

Tableau (II .9) : Consommation maximale journalière

Année Villes	Besoin majoré (m^3/j)		$K_{\text{max } j}$	Débit maximum journalier(m^3/j)	
	2025	2055		2025	2055
Tamzra	162	340	1.2	194.5	408
Nkilate	180	378		216	454
Total	285	718		374.5	862

II.2.5.4 Variation de la consommation minimale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy } j}$) d'un coefficient d'irrégularité ($k_{\text{min } j}$) qui varie entre 0.7 et 0.9.

Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

$$Q_{\min j} = k_{\min j} \times Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (II -7)$$

Avec :

- **Q_{min j}**: consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année (m³/j) ;
- **Q_{moy j}**: débit moyen journalier (m³/j) ;
- **k_{min j}** : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9 ; Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau ci-dessous.[7]

Tableau (II.10) : Consommation minimale journalière

Besoin minimum(m ³ /j)			k _{min j}	Débit minimum journalier(m ³ /j)	
Villes	2025	2055		2025	2055
Tamzrar	135	283.2	0.8	108	227
Nkilate	150	314.7		120	252
Total	285	598		228	479

II.2.5.5 Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale Journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement Caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire (K_{max,h} , K_{min,h}) [7]

II.2.5.5.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy } h} = Q_{\text{max } j} / 24 \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec :

- Q_{moy h} : Débit moyen horaire (m³/h).
- Q_{max j} : Débit maximal journalier (m³/j) [7]

II.2.5.5.2 Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être Décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{max} et β_{max}

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max } h} * Q_{\text{moy.h}} \dots\dots\dots (II.9)$$

Où :

- $Q_{\max h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).
- $K_{\max h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum [7]

II.2.5.5.2.1 Coefficients d'irrégularité horaire maximum

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots \dots \dots (II.10) [12]$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau du développement local $\alpha_{\max} \in [1,2 - 1,5]$
Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient lié à l'accroissement de la population. Sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

Tableau (II.11) : valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Population (hab.) 10^3	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.13	1.1

Le nombre d'habitants de macheta **Tamzrar** est 1888 à l'horizon de 2055. De ce fait le coefficient β_{\min} nécessaire est de :

- Pour 1500 habitants ; $\beta_{\max 1} = 1.8$
- Pour 2500 habitants ; $\beta_{\max 2} = 1.6$
- Pour 1888 habitants ; $\beta_{\max} = ?$
- Pour 1888 habitants ; $\beta_{\max} = ?$

$$\beta_{\max} = \frac{\beta_{\max 1} \times (P - P_2) + ((P_1 - P) \times \beta_{\max 2})}{(P_1 - P_2)} \dots \dots \dots (II.11)$$

$$\beta_{\max} = \frac{(1.8 \times (1888 - 2500)) + ((1500 - 1888) \times 1.6)}{(1500 - 2500)}$$

Donc $\beta_{\max} = 1.72$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{\max} , $k_{\max h}$ Et $Q_{\max h}$ mentionnées au tableau. **(II.12)**

II.2.5.5.3 Débit minimum horaire

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation, et sur la détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy } h} \times K_{\min h} \dots \dots \dots (II.12)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy } h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimum horaire. [7]

Tableau (II.12) : les valeurs de β_{max} , $k_{max h}$ et $Q_{max h}$

Villes	Année	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$k_{max h}$	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	$Q_{max h}$ (m ³ /h)
Nkilate	2025	1000	1.3	2	2.6	9	23.4
	2055	2098		1.68	2.18	18.9	41.2
Tamzrar	2025	900		2	2.6	8.1	21.06
	2055	1888		1.72	2.24	17	38.1
Total	2025	1900		/	/	35.9	44.46
	2055	3986		/	/	17.1	79.3

II.2.5.5.3.1 Coefficients d'irrégularité horaire minimum

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau :

$$K_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots \dots \dots (II.13)$$

Avec :

- α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$.

- β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.[12]

Tableau (II.13) : valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Population (hab.) 10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	50	100
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

On trouvera les valeurs de β_{min} , $k_{min h}$ et $Q_{min h}$ mentionnées au tableau (II.14)

Tableau (II.14) : les valeurs de β_{min} , $k_{min h}$ et $Q_{min h}$

Villes	Année	Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	$k_{min h}$	$Q_{moy h}$ (m ³ /h)	$Q_{min h}$ (m ³ /h)
Nkilate	2025	1000	0.5	0.1	0.05	5	0.25
	2055	2098		0.1	0.05	10.5	0.525
Tamzrar	2025	900		0.1	0.05	4.5	0.225
	2055	1888		0.1	0.05	9.46	0.473
Total	2025	1900		/	/	9.5	0.475
	2055	3986		/	/	19.96	0.99

II.2.5.6 Evaluation de la consommation par tranche horaire

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée, en fonction de nombre des habitants. [12]

Tableau (II.15) : Répartition horaire du débit maximal journalier en pourcentage et en Fonction du nombre d'habitants

Heure	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	4.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
	100	100	100	100	100

II.2.5.6.1 Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2055

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P \cdot Q_{\max j} / 100 \dots\dots\dots (II.13)$$

Avec :

- $Q_{\max j}$: débit maximal journalier.
- P : pourcentage horaire.

Le tableau suivant résume la répartition horaire du débit pour l'horizon 2055 [12]

Tableau (II.16) : Variation du débit horaire pour la zone de Tamzrar et Tamzrar

	Tamzrar				Nkilate			
	Qmax j		Cumulée		Qmax j		Cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1	4.08	1	4.08	1	4.54	1	4.54
1-2	1	4.08	2	8.16	1	4.54	2	9.08
2-3	1	4.08	3	12.24	1	4.54	3	13.62
3-4	1	4.08	4	16.32	1	4.54	4	18.16
4-5	2	8.16	6	24.48	2	9.08	6	27.24
5-6	3	12.24	9	36.72	3	13.62	9	40.86
6-7	5	20.4	14	57.12	5	22.7	14	63.56
7-8	6.5	26.52	20.5	83.64	6.5	29.51	20.5	93.07
8-9	6.5	26.52	27	110.16	6.5	29.51	27	122.58
09-10	5.5	22.44	32.5	132.6	5.5	24.97	32.5	147.55
10-11	4.5	18.36	37	150.96	4.5	20.43	37	167.98
11-12	5.5	22.44	42.5	173.4	5.5	24.97	42.5	192.95
12-13	7	28.56	49.5	201.56	7	31.78	49.5	224.73
13-14	7	28.56	56.5	230.52	7	31.78	56.5	256.51
14-15	5.5	22.44	62	252.96	5.5	24.97	62	281.48
15-16	4.5	18.36	66.5	271.32	4.5	20.43	66.5	461.55
16-17	5	20.4	71.5	291.72	5	22.7	71.5	324.61
17-18	6.5	26.52	78	318.24	6.5	29.51	78	354.12
18-19	6.5	26.52	84.5	344.76	6.5	29.51	84.5	383.63
19-2	5	20.4	89.5	365.16	5	22.7	89.5	406.33
20-21	4.5	18.36	94	383.52	4.5	20.43	94	426.76
21-22	3	12.24	97	395.76	3	13.62	97	440.38
22-23	2	8.16	99	403.92	2	9.08	99	449.46
23-24	1	4.08	100	408	1	4.54	100	454
	100	408			100	454		

Le débit maximum horaire de pointe pour El mechta de **Tamzrar** est :**28.56** (m³/h) survient entre **12h** et **13h** et pour El mechta de **Nkilate** est : **123.09** (m³/h) survient entre **11h** et **12h**

II.3 Conclusion

L'analyse détaillée des besoins en eau des mechtas Tamzrar Nkilate met en évidence l'importance d'une approche globale intégrant à la fois les besoins actuels et futurs. À l'horizon 2055, la consommation journalière totale est estimée à 862 m³/j, soit un débit de 10 l/s, ce qui souligne la nécessité d'une infrastructure adaptée, résiliente et capable de faire face aux pics de consommation. Ces estimations constituent un socle essentiel pour assurer une gestion durable et équitable de la ressource en eau dans cette région.

Chapitre III :

Les réservoirs

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons aborder une composante essentielle des infrastructures hydrauliques qui est les réservoirs. Ces ouvrages assurent le stockage de l'eau entre l'adduction et la distribution, garantissant la continuité de l'alimentation, et l'adaptation aux variations de la demande. Nous étudierons leurs types, leurs fonctions et leur dimensionnement selon les besoins établis précédemment.

III.2 Rôle et utilité des réservoirs

- **Régulateur et accumulateur**

Le réservoir a le pouvoir de régulateur aux variations de la consommation. Pendant la période où la consommation excède la production, il se vide et il se remplit par contre, aux heures creuses où la consommation est inférieure à la production.

- **Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans le point très éloigné.

- **Régulariser le fonctionnement de la pompe**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant des heures de point).

- **Utilité pour briser la charge**

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge.

- **Assurer la réserve d'incendie**

Le réservoir doit contenir en tout temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.[12]

III. 3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

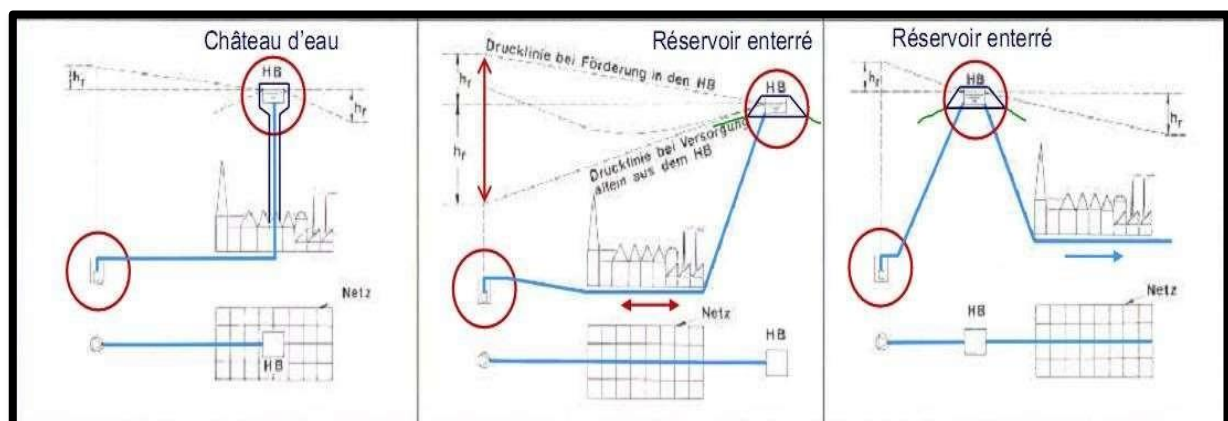


Figure (III.1) : les différentes manières pour l'emplacement du réservoir (source : MFE MR Goudjil, S. et Sadelli, H.)

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux Abonnés la pression suffisante. [13]

III.4 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon :

- **Leur position par rapport au sol, à savoir**
D'après la situation des lieux, ils peuvent être
 - Enterrés.
 - Semi-enterrés.
 - Surélevés, appelés aussi château d'eau
- **Leur forme, à savoir**
 - Circulaires.
 - Carrés et rectangulaires.
 - Quelconques.
- **La nature du matériau dont ils sont constitués qui peut être**
 - Métallique.
 - En maçonnerie.
 - En béton armé ordinaire ou précontraint.[14]

III.5 Choix de type de réservoirs

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés, ou surélevé dit châteaux d'eau qui sont classés selon :

- Le matériau de construction, ces réservoirs sont de nature métallique, maçonnerie, et en béton armé.
- L'usage, on trouve des réservoirs principaux d'accumulation et de stockage, d'équilibre et de traitement.
- La forme géométrique, dans la pratique on trouve deux formes cylindriques et rectangulaires.

Vu le relief de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés Pour les avantages suivants :

- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée. [7]

III.6 Les équipements des réservoirs :

L'alimentation de réservoir existant (R 500) est assurée par les différents puits, ce réservoir est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- D'une conduite de vidange ;

- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie [15]

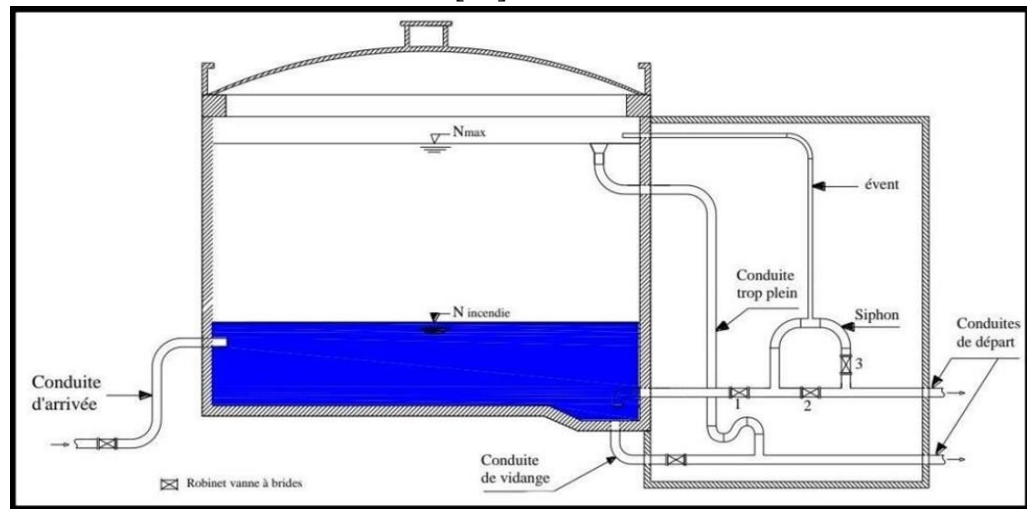


Figure (III.2) : Equipement de réservoir.

III.6.1 Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure. Pour les eaux souterraines et les eaux des forages, il est préférable que l'arrivée soit en chute libre, ce qui permet une oxygénation de l'eau. [15]

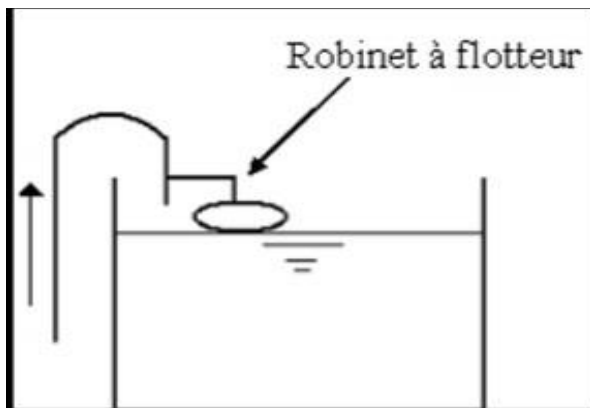


Figure (III.3) : Adduction avec chute libre.

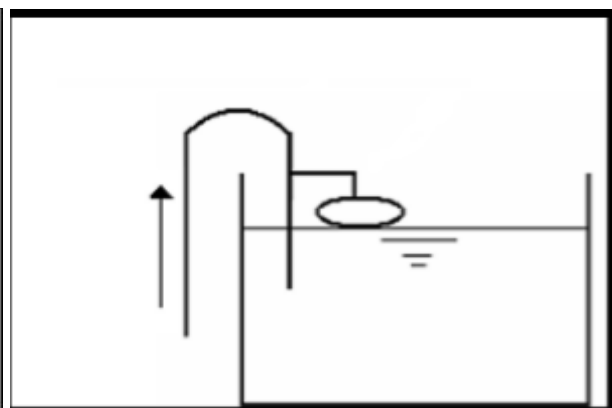


Figure (III.4) : Adduction noyée.

III.6.2 Conduite de distribution

Cette conduite véhicule le débit de distribution vers les agglomérations son départ s'effectue à (0.15 à 0.20 m) au-dessous de radier pour éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.[15]

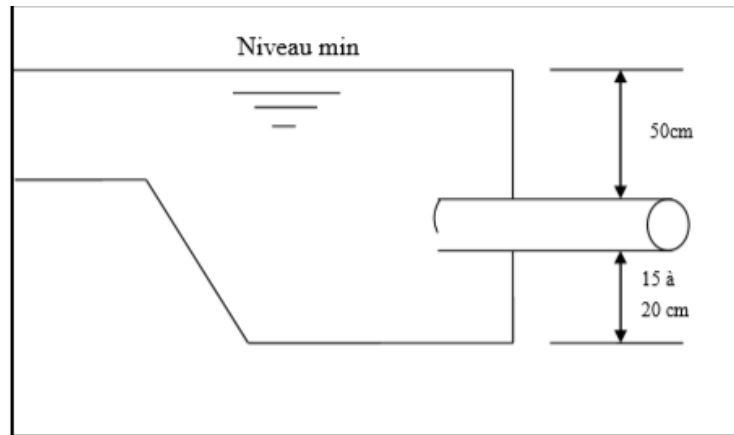


Figure (III.5) : conduite de distribution.

III.6.3 Conduite du trop-plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Elle est prévue en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage.[15]

III.6.4 Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, elle comporte un robinet- vanne. La vidange nous permet l'inspection et le nettoyage du réservoir et aussi d'éventuelles réparations et se raccorde généralement à la conduite de trop plein.[15]

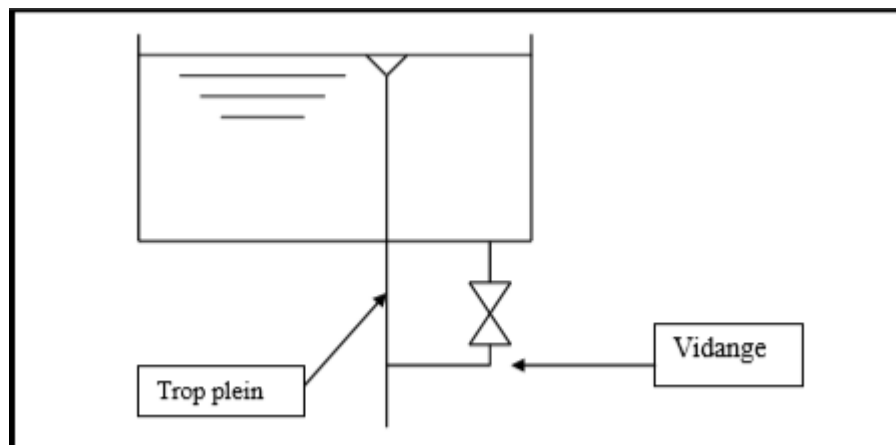


Figure (III.6) : Trop-plein et vidange.

III.6.5 Conduit BY-PASS

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ), il fait circuler l'eau sans la faire passer au réservoir, permettant d'isoler le réservoir en cas de besoin (nettoyage de la cuve ou réparation du château).

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;

En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (III.7) ci-après.[15]

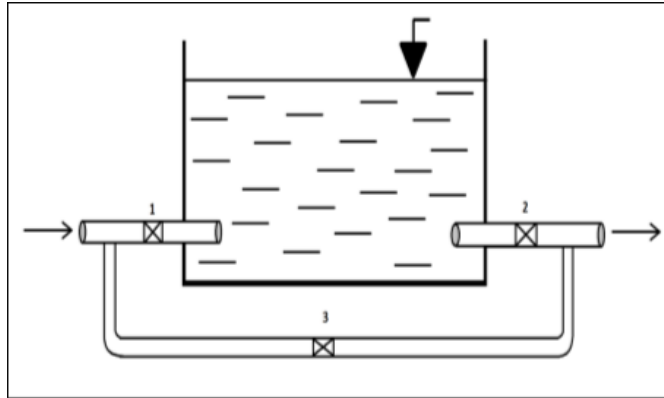


Figure (III.7) : Conduite de by-pass

III.6.6 Système de matérialisation d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le Niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système a siphon. [15]

III.6.6.1 Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve Atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie Reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.[15]

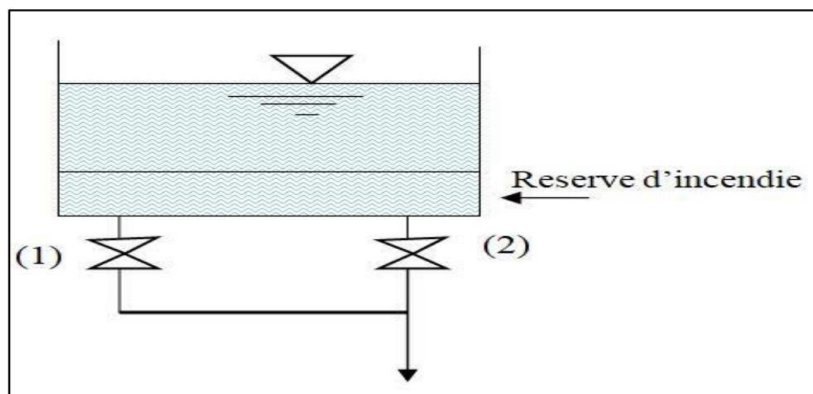


Figure (III.8) : Système à deux prises

III.6.6.2 Le système a siphon

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint :

- En temps normal : (1) et (3) ouverts et (2) fermé
- En cas d'incendie : (2) est ouvert. [15]

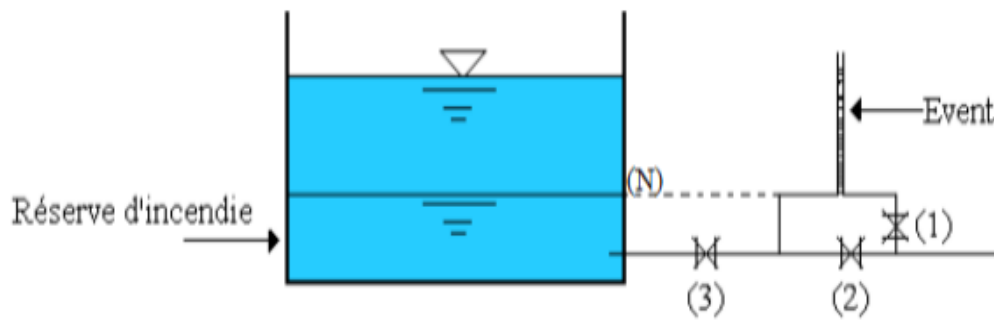


Figure (III.9) : Système à siphon.

III.7 Capacité de réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération

Le calcul de la capacité.

Peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode Analytique.
- Méthode graphique.[16]

III.7.1 Méthode analytique

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

$$V_{\max} = P_{\max j}(\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100}$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
- P_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- $Q_{\max j}$: consommation maximale journalière (m^3/j).[16]

❖ Détermination de la valeur de P

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe 1)
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (**P_{\max}**) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max} = |R_{+\max}| + |R_{-\max}|$$

Avec :

- **$R_{+\max}$** : Résidu maximum positif (%) ;
- **$R_{-\max}$** : Résidu maximum négatif (%). [16]

III.7.2 Méthode graphique

Cette Méthode tient compte de la courbe de consommation totale (Intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (baissée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$VR = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + V_{\text{inc}}$$

VR : Volume du réservoir,

- ΔV_{\min} : Surplus en (m³),
- ΔV_{\max} : Déficit en (m³),
- V_{inc} : Réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$). [16]

III.8 Dimensionnement des réservoirs

III.8.1 Capacité du réservoir principal R1 (Nkilate)

Ce réservoir assure la distribution par gravité vers la population de 2098 habitants avec un débit de **454 m³/j** et alimente les réservoirs de *Tamzrar* avec un débit de **408 m³/j** et $t_{K_{\max,h}} = 2,18$

D'après le **Tableau (III.1)** on déduire le Pourcentage maximal de stockage est de :

$$P_{\max} = |11,061| + |-4,740| = 15,801\% \quad \text{On a: } Q_{\max,j} = 862 \text{ m}^3 / j$$

$$\text{Alors : } V_{\max} = 15,801 \times \frac{862}{100} = 136,204 \text{ m}^3$$

Et on sait que :

$$V_T = V_{\text{inc}} + V_{\max}$$

Donc :

$$V_T = 120 + 136,204 = 256,204 \text{ m}^3$$

Donc ; le volume total du réservoir R1 selon les normes sera égal à : **300 m³**

➤ **Diamètre de réservoir R1 :**

$$V_{R1} = S \times H$$

$$V_{R1} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H ; \quad \longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V_{R1}}{\pi \times H}}$$

H : C'est la hauteur du réservoir = 5 m

V : Volume du réservoir en m³

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_{R1}}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 300}{3,14 \times 5}} = 8,743 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } \mathbf{D=9m}$$

➤ **Hauteur d'incendie du réservoir R1 :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 120}{3,14 \times 9^2} = 1,887 \text{ m}$$

Apports		Adduction vers R2		Distribution R1		Surplus	Déficit	Résidu
Heure	%	m³/h	%	m³/h	%	m³/h	%	%
0-1	5	43,1	2,3665	20,4	0,527	4,54	2,107	2,107
01-02	5	43,1	2,3665	20,4	0,527	4,54	2,107	4,214
02-03	5	43,1	2,3665	20,4	0,527	4,54	2,107	6,321
03-04	5	43,1	2,3665	20,4	0,527	4,54	2,107	8,427
04-05	5	43,1	2,3665	20,4	1,053	9,08	1,580	10,008
05-06	5	43,1	2,3665	20,4	1,580	13,62	1,053	11,061
06-07	5	43,1	2,3665	20,4	2,634	22,70	0,000	11,061
07-08	5	43,1	2,3665	20,4	3,424	29,51		-0,790
08-09	5	43,1	2,3665	20,4	3,424	29,51		-0,790
09-10	5	43,1	2,3665	20,4	2,897	24,97	-0,263	9,217
10-11	5	43,1	2,3665	20,4	2,370	20,43	0,263	9,481
11-12	5	43,1	2,3665	20,4	2,897	24,97	-0,263	9,217
12-13	5	43,1	2,3665	20,4	3,687	31,78	-1,053	8,164
13-14	5	43,1	2,3665	20,4	3,687	31,78	-1,053	7,111
14-15	5	43,1	2,3665	20,4	2,897	24,97	-0,263	6,847
15-16	5	43,1	2,3665	20,4	2,370	20,43	0,263	7,111
16-17	5	43,1	2,3665	20,4	2,634	22,70		0,000
17-18	0	0	0	0	3,424	29,51		-3,424
18-19	0	0	0	0	3,424	29,51		-3,424
19-20	0	0	0	0	2,634	22,70		-2,634
20-21	0	0	0	0	2,370	20,43		-2,370
21-22	5	43,1	2,3665	20,4	1,580	13,62	1,053	-3,687
22-23	5	43,1	2,3665	20,4	1,053	9,08	1,580	-2,107
23-24	5	43,1	2,3665	20,4	0,527	4,54	2,107	0,000
TOTAL	100	862	47,33	408	52,67	454,02		

Tableau (III.1) : Dimensionnement du réservoir R1(Nkilate).

III.8.2 Capacité du réservoir R2 Principal (*Tamzrar*) :

Ce réservoir assure la distribution par gravité vers la population de 1888 habitants avec un débit de $408 \text{ m}^3/\text{j}$.

Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir R2 (Tamzrar).

Apports			Distribution R2 (<i>Tamzrar</i>)		Surplus	Déficit	Résidu
Heures	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5,000	20,400	1,000	4,080	4,000		4,000
01-02	5,000	20,400	1,000	4,080	4,000		8,000
02-03	5,000	20,400	1,000	4,080	4,000		12,000
03-04	5,000	20,400	1,000	4,080	4,000		16,000
04-05	5,000	20,400	2,000	8,160	3,000		19,000
05-06	5,000	20,400	3,000	12,240	2,000		21,000
06-07	5,000	20,400	5,000	20,400	0,000		21,000
07-08	5,000	20,400	6,500	26,520		-1,500	19,500
08-09	5,000	20,400	6,500	26,520		-1,500	18,000
09-10	5,000	20,400	5,500	22,440		-0,500	17,500
10-11	5,000	20,400	4,500	18,360		0,500	18,000
11-12	5,000	20,400	5,500	22,440		-0,500	17,500
12-13	5,000	20,400	7,000	28,560		-2,000	15,500
13-14	5,000	20,400	7,000	28,560		-2,000	13,500
14-15	5,000	20,400	5,500	22,440		-0,500	13,000
15-16	5,000	20,400	4,500	18,360		0,500	13,500
16-17	5,000	20,400	5,000	20,400		0,000	13,500
17-18	0,000	0,000	6,500	26,520		-6,500	7,000
18-19	0,000	0,000	6,500	26,520		-6,500	0,500
19-20	0,000	0,000	5,000	20,400		-5,000	-4,500
20-21	0,000	0,000	4,500	18,360		-4,500	-9,000
21-22	5,000	20,400	3,000	12,240	2,000		-7,000
22-23	5,000	20,400	2,000	8,160	3,000		-4,000
23-24	5,000	20,400	1,000	4,080	4,000		0,000
TOTAL	100,000	408,000	100,000	408,000			

D'après **Tableau (III.2)** la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |21| + |-9| = 30 \% \quad \text{On a: } Q_{\max.j} = 408 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V_{\max} = 30 \times \frac{408}{100} = 122,4 \text{ m}^3$$

Et on sait que :

$$V_T = V_{\text{inc}} + V_{\max} \quad \text{Donc :}$$

$$V_T = 120 + 122,4 = 242,4 \text{ m}^3$$

Donc ; le volume total du réservoir R2 (**Tamzrar**) selon les normes sera égal à : 250 m^3

➤ **Diamètre de réservoir R2 (Tamzrar) :**

$$VR_3 = S \times H \dots\dots\dots$$

$$VR_2 = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H ; \quad \longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 \times VR_2}{\pi \times H}}$$

H : C'est la hauteur du réservoir = 5 m

V : Volume du réservoir en m^3

$$D = \sqrt{\frac{4 \times VR_2}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 250}{3.14 \times 5}} = 7,98 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend } D = 8 \text{ m}$$

➤ **Hauteur d'incendie du réservoir R2 :**

$$H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times 8^2} = 2,388 \text{ m}$$

III.8.3 Détermination de la capacité déstockage des réservoirs de station de reprise

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t = 1/4$ heure.

Dans notre étude les deux réservoirs de station de reprise ne contiennent pas une conduite de distribution.

III.8.4 Dimensionnement des réservoirs SR1

Le dimensionnement de la deuxième station de reprise est déterminé comme suit :

$$V_{\text{SR1}} = Q_{\max} \cdot h \times t$$

Avec :

- **VSR1** : Volume de la deuxième station de reprise en (m^3)
- **Q** : Débit arrivant à la station de pompage (m^3/h)
- **T** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25\text{h}$)

Le volume de la (SR2)

$$V_{SR1} = \frac{862 \times 0,25}{20} = 10,775 \text{ m}^3$$

- Constatation : Le volume calculé est de $10,775 \text{ m}^3$
- Le volume du réservoir de la SR1 sera de 50 m^3

La figure III.9 représente le schéma des réservoirs :

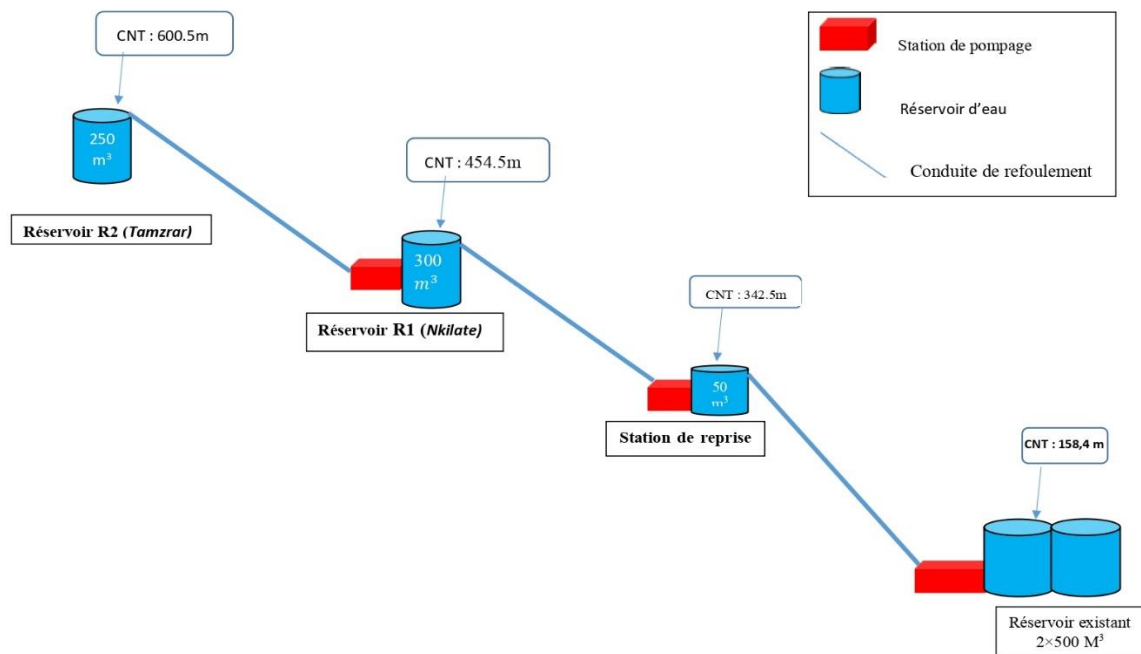


Figure III. 10 : schéma de réservoirs.

III.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé le volume et les dimensions nécessaires des réservoirs (hauteur, diamètre, et hauteur d'incendie) afin d'assurer un stockage suffisant pour l'alimentation en eau potable des zones concernées.

Dans notre étude, nous a amené à réaliser deux réservoirs un de 300 m^3 et l'autre 250 m^3 . Après avoir fait le dimensionnement final du réservoir, nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui aura comme objectif de véhiculer l'eau de la station de pompage vers le réservoir.

Chapitre IV :

ADDUCTION

IV.1 Introduction

Adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques et infrastructures permettant de transporter l'eau depuis son point de captage comme (forage, source, réservoir) jusqu'aux lieux de stockage ou de distribution, à travers un réseau de conduites. Ce processus est essentiel pour assurer une alimentation continue et fiable en eau potable aux populations. Selon les caractéristiques du terrain et de la source, l'adduction peut se faire de manière gravitaire (par la pente naturelle), par refoulement (à l'aide de pompes), ou par un système mixte combinant les deux. Dans ce chapitre, il s'agit de dimensionner les différentes parties du réseau d'adduction qui dessert les mechtas Tamzrar Nkilate, L'objectif est de garantir une acheminer efficace, durable et optimisée de l'eau.

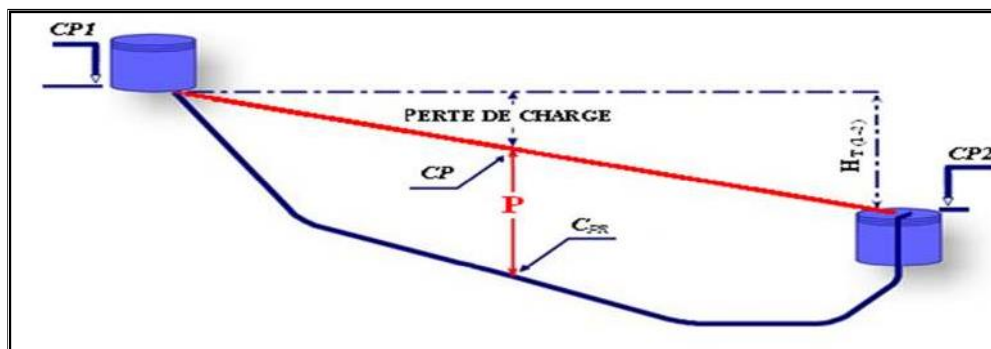
IV.2 Type d'adduction

IV.2.1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée ou l'écoulement dans les conduites dépend de la pente [17].

Le schéma général d'une adduction gravitaire est représenté dans la **Figure (IV.1)**

Figure (IV.1) : Schéma général d'une adduction gravitaire



IV.2.2 Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge, c'est-à-dire dans des conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement. [17]

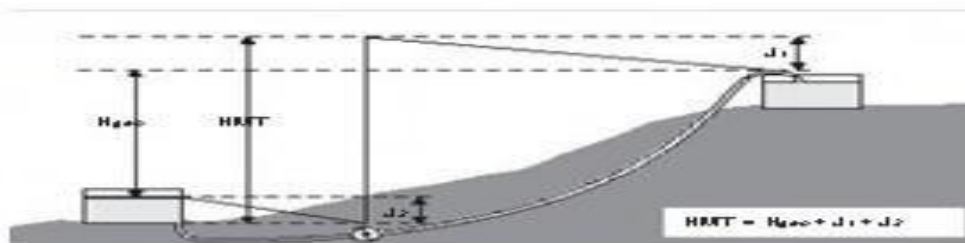


Figure (IV.2) : Adduction par refoulement

IV.2.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relai entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [17]

IV.3 Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [17] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées. [18]

IV.4 Choix du type des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels [18] :

- Le diamètre ;
- La pression supportée ;
- Les conditions d'installation ;
- Le type de sol ;
- Le revêtement ;
- Bonne étanchéité ;
- La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique). Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :
- La disponibilité ;
- La durée de vie ;
- Le prix unitaire.
- Parmi les conduites utilisées on cite :
- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

IV.5 Organes et accessoires de l'adduction Organes de sectionnement

IV.5.1 Robinet vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres [7].

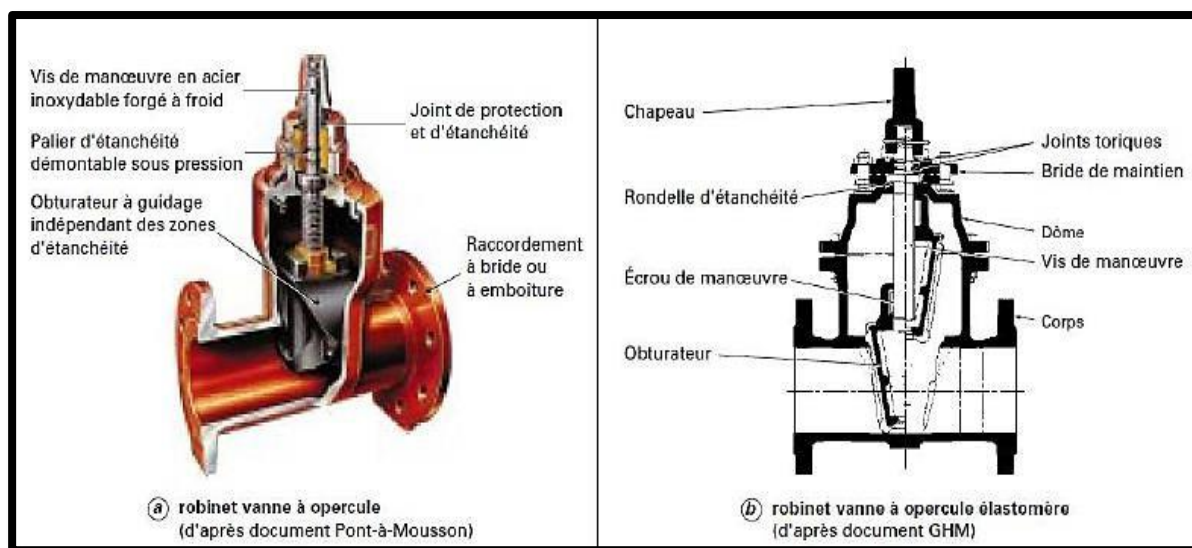


Figure (IV.3) : Robinet vanne à opercule.

IV.5.2 Vannes papillons

Une vanne papillon est une vanne de sectionnement de construction relativement simple. En position fermée, le disque bloque le passage de l'eau tandis qu'en position ouverte, le disque est tourné pour permettre l'écoulement. Un quart de tour amène la vanne en ouverture ou fermeture totale. La vanne papillon est ainsi conçue pour une ouverture et une fermeture rapide.

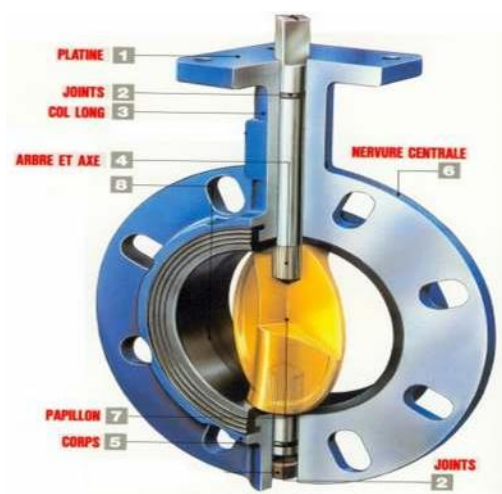


Figure (IV.4) : Vanne à papillon [17]

IV.5.3 Robinet vanne à coin (à opercule)

Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillons. L'arrêt se fait par un obturbateur en forme de coin. Les robinets-vannes à passage direct sont les vannes les plus courantes pour isoler un circuit.

a- Avantages

- Ouverture totale, pas de perte de charge ;
- Étanchéité robuste.

b- Inconvénients

- Encombrement ;
- Manœuvre multi-tours ;
- Motorisation difficile ; Pas de régulation



Figure (IV.5) : Vanne à opercule

IV.6 Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se produisent au niveau des canalisations [7].

IV.6.1 Ventouse

Elle sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Les ventouses sont placées aux points hauts des canalisations.

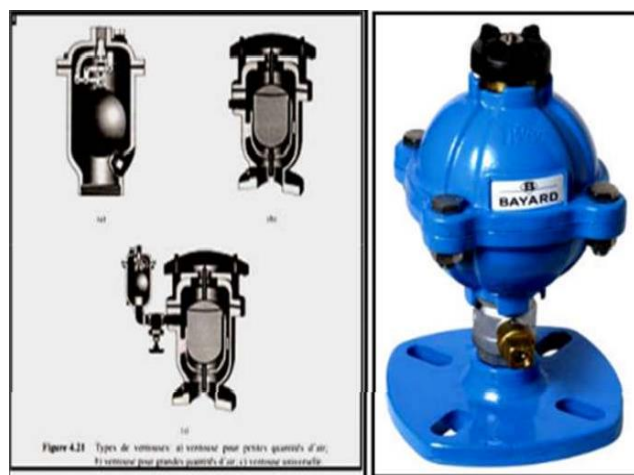


Figure (IV.6) : Ventouse

IV.6.2 Clapet

Il est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

IV.6.3 Vanne de vidange

Elle joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas.

IV.7 Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite [19] :

IV.7.1 Vanne de régulation du débit

Elle limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne variations de pression amont et aval.

IV.7.2 Vanne de régulation de la pression amont

Elle maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente

La pression, on obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

IV.7.3 Vanne de régulation de la pression aval

Son but est de fournir une pression constante à l'aval.

IV.8 Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue [19] :

IV.8.1 Les coudes

Ils sont destinés pour le changement de direction.

IV.8.2 Les tés

Ils raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.

IV.8.3 Les cônes

Ils joignent des conduites de diamètres différentes.

IV.9 Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux contraintes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0.2 l/s)
- Être plus près des usagers.

IV.10 Description du schéma d'adduction

Ce schéma représente un système d'adduction d'eau potable en refoulement, dont la source principale est un réservoir existant composé de deux réservoirs de 500 m³ chacune, situé à une altitude de 158,4 mètres. À partir de ce réservoir, l'eau est d'abord pompée par une station de pompage vers une station de reprise localisée à une altitude de 342,5 mètres à l'aide d'une conduite de refoulement de 1400 mètres de longueur et de 160 mm de diamètre, assurant un débit de 10 litres par seconde. La station de reprise relance ensuite l'eau vers un réservoir intermédiaire R1, situé à Nkilate, d'une capacité de 300 m³ et à une altitude de 454,5 mètres. Cette phase de refoulement est assurée par une conduite de 1339,28 mètres de longueur et de 160 mm de diamètre, avec le même débit de 10 L/s. À partir de R1, une deuxième station de pompage permet d'élever

l'eau jusqu'au réservoir final R2, situé à Tamzart, à une altitude de 600,5 mètres et ayant une capacité de 250 m³. Cette dernière conduite, d'une longueur de 1231 mètres et de 90 mm de diamètre, transporte l'eau à un débit de 4,722 L/s.

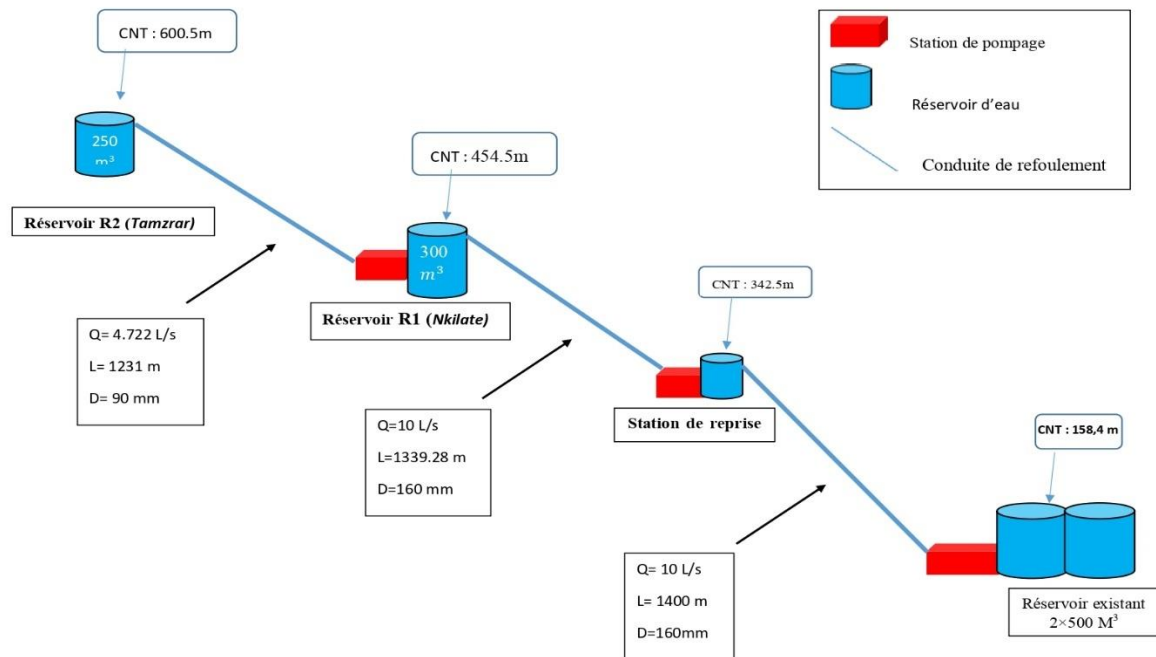


Figure (IV.7) : schéma générale de l'adduction de la zone d'étude.

IV.11 Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur [16] :

- Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

IV.11.1 Calcul du diamètre économique

- **1er Cas : adduction gravitaire :**

Les conduites gravitaires sont dimensionnées en tenant compte de la plage de vitesse d'écoulement souhaitée, qui varie entre V_{min} et V_{max}

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{max} \times \pi}}$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{min} \times \pi}}$$

Avec :

V_{min} : la vitesse minimale de l'écoulement (0.5 m/s)

V_{max} : la vitesse maximale de l'écoulement (1.5 m/s)

D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m)

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

- **2eme Cas : adduction par refoulement :**

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

- Formule de BONNIN :

- $D_{BONNIN} = \sqrt{Q}$

- Formule de BRESS :

- $D_{BRESS} = 1,5 \times \sqrt{Q}$

Avec :

- D_{BONNIN} : Diamètre de la conduite en (m) ;

- Q : Débit véhiculé par la conduite en (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par les deux Formules. Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

IV.11.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{(4 * Q)}{(\pi * D^2)}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

- D : Diamètre de la conduite.

IV.11.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours ; on distingue :

IV.11.4 Pertes de charge linéaires HL

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de **DARCY-WEISBACH** :

Avec :

$$HL = J \times L = \lambda \times \left(\frac{L}{D_{int}} \right) \times \left(\frac{V^2}{2g} \right) \dots \dots \dots$$

$$J = \frac{(8 \times \lambda \times Q^2)}{(\pi^2 \times g \times D^5)} \dots \dots \dots$$

- **J** : Pertes de charge unitaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;
- **L** : Longueur de la conduite ;
- **D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- **V** : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- **Q** : Débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²) ;
- **λ** : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge **λ** aux différents régimes

❖ Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{k}{D}))^{-2}$$

❖ Régime transitoire

Formule de COLEBROOK $\left(\frac{1}{\sqrt{\lambda}} \right) = -2 \times \log \left[\left(\frac{K}{3.7 \times D} \right) + \left(\frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \right]$

Où :

- **D** : Diamètre de la conduite. (En m) ;
- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi

Avec :

La rugosité absolue à l'état neuf du PEHD est donnée comme suit :

- Pour les diamètres D ≤ 200mm, K = 0,01mm.
- Pour les diamètres D > 200mm, K = 0,02mm.

Est comme le calcul des adductions est faite à long terme une majoration des rugosités sera prise en compte, dont les valeurs sont :

- Pour les diamètres D ≤ 200mm, K = 0,02mm.
- Pour les diamètres D > 200mm, K = 0,04mm.

- **Tu** : Durée d'utilisation de la conduite (30 ans) ;
- **Re** : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule.

$$Re = \frac{(V \times D)}{\nu} \dots\dots\dots$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
- À 10°C $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- À 20°C $\nu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$;
- À 30°C $\nu = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

IV.11.4.1 Pertes de charge singulières **HS**

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc, et estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$hS = 0.15 \times HL$$

Avec :

- **hS** : Perte de charge singulière (m) ;
- **HL** : Perte de charge linéaire (m) ;

IV.11.4.3 Pertes de charge totales **HT**

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$HT = HL + hS$$

Avec :

- **hS** : Perte de charge singulière (m) ;
- **HL** : Perte de charge linéaire (m) ;
- **HT** : Perte de charge totale (m).

IV.12 Calcul hydraulique

IV.12.1 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Elle présente la somme des pertes de charge linéaires et singulières [20] :

$$H_{tm} = H_g + H_t$$

Avec

- **Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **Hg** : Hauteur géométrique (m) ;
- **Ht** : Perte de charges totales (m) ;

IV.12.2 Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Elle est déterminée par la formule suivante

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{n}$$

- P_a : puissance absorbée par la pompe (kW).
- η : Rendement de pompage ($0,7 \div 0,8$) on prend $\eta=0,75$;
- H_{tm} : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : Débit à transit (m³/s).
- n : Le rendement de la pompe en %

IV.12.3 Energie consommée par la pompe

$$E = P_a \times t \times 365$$

- E : Energie consommée par la pompe (kWh)
- P_a : puissance absorbée par la pompe (kW)
- t : temps de pompage par jout (20 h).

IV.12.4 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante

$$F_{exp} = E \times e'$$

Avec :

- **F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA),
- E : Energie consommée par la pompe (KWh),
- e' : Prix unitaire du KWh. Fixe par la SONELGAZ (4.67DA)

IV.12.5 Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (Da).
- P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml)
- L : Longueur de la conduite (m).
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots$$

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8\%$;
- n : nombre d'années d'amortissement ($n = 30$ ans).

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 = 0.0888$$

Soit : $A = 0.0888$

IV.12.6 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

IV.12.7 Prix des conduites

Le prix des conduites est pris en tenant compte des couts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire. (Voir l'annexe)

IV.13 Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

❖ Adduction par refoulement

IV.13.1 Tronçon 1 : (SP N1 -- SR N1)

Les suggestions du maître de l'ouvrage se résument en :

Les paramètres initiaux :

Cote TN (SP 01) : 157.4m m

Cote TN (SR01 Projetée) : 342.5m

Hauteur géométrique : 185.1m

Longueur de l'adduction : L=1400m

Débit =10 L/s

Diamètre :

DBONNIN = 0,1 m.

DBRESS = 0.15 m

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD PN25 sont :

$$110 \text{ mm} \leq D \leq 160 \text{ mm}$$

a) Calcul de HMT

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le tableau :

Tableau (IV.1) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP1 – SR1).

Dext(m)	D int(m)	V(m/s)	Re	λ	L(m)	HL(m)	HS(m)	Ht (m)	Hmt (m)
0.110	0,0798	2	159600	0,0146	1400	26,11	3,916	30,026	215,126
0,125	0,0908	1,545	140286	0,0142	1400	26,63	4	30,63	215,1
0.160	0,1162	0,943	109576,6	0,0135	1400	7,81	1,1715	9,98	195,08

b) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau :

Tableau (IV.2) : Frais d'exploitation du tronçon (SP1 – SR1).

Dext (m)	Dint(m)	Q(m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.110	0,0798	0,01	215,126	28,138	205407,4	959252,558
0,125	0,0908	0,01	215,1	28,135	205385,5	959150,285
0.160	0,1162	0,01	195,08	25,516	186266,8	869865,956

c) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau :

Tableau (IV.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP1 – SR1).

Dext (m)	Dint(m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.110	0,0798	1180,40	1400	0.0888	146747,328
0,125	0,0908	1 521,00	1400	0.0888	189090,72
0.160	0,1162	2485,60	1400	0.0888	309009,792

d) Frais totaux

Après avoir calculé les frais d'exploitations et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau :

Tableau (IV.4) : Bilan global des frais du tronçon (SP1-SR1).

Dext(m)	D int(m)	V(m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Totaux (DA)
0.110	0,0798	2	959252,558	146747,328	1105999,886
0,125	0,0908	1,545	959150,285	189090,72	1148241,005
0.160	0,1162	0,943	869865,956	309009,792	1178875,748

D'après le tableau on trouve que le diamètre le plus économique est 160 mm avec une vitesse acceptable de 0,943 m/s.

IV.13.2 Adduction par refoulement : tronçon 2 (SR1 –R1)

Les suggestions du maître de l'ouvrage se résument en :

Les paramètres initiaux :

Cote TN (SR 1) : 342,5m

Cote TN (RV1) : 454,5m

Hauteur géométrique : 112m

Longueur de l'adduction : L=1339,28m

Débit =10 L/s

Diamètre :

DBONNIN = 0,1 m.

DBRESS =0,15 m

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD PN16 sont : 110 mm (PN16) ,160 mm (PN16)

a) Calcul de HMT

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le tableau :

Tableau (IV.5) : Calcul de la Hmt du tronçon (SR1 – R1).

Dext(m)	D int(m)	V(m/s)	Re	λ	L(m)	HL(m)	HS(m)	Ht (m)	Hmt (m)
0,110	0,090	1,572	1414800	0,014	1339,28	26,24	3,936	30,176	142,176
0,125	0,1022	1,219	124581,8	0,0211	1339,28	20,94	3,141	24,081	136,081
0,160	0,1308	0,744	97315,2	0,013	1339,28	3,75	0,563	4,313	116,313

b) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau :

Tableau(IV.6) : Frais d'exploitation du tronçon (SR1 – R1).

Dext (m)	Dint(m)	Q(m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.110	0,090	0,01	142,176	18,60	133920	625406,4
0,125	0,1022	0,01	136,081	17,79	129867	606478,89
0.160	0,1308	0,01	116,313	15,213	109538,930	511546,803

c) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau :

Dext (m)	Dint(m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.110	0,090	829,40	1339,28	0.0888	98638,936
0,125	0,1022	1073,80	1339,28	0,0888	127704,955
0.160	0,1308	1755	1339,28	0.0888	208718,752

Tableau (IV.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SR1 – R1).

d) Frais totaux

Après avoir calculé les frais d'exploitations et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau :

Tableau (IV.8) : Bilan global des frais du tronçon (SR1-R1).

Dext(m)	D int(m)	V(m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Totaux (DA)
0.110	0,090	1,572	625406,4	98638,936	724045,336
1339,28	0,1022	1,219	606478,89	127704,955	734183,845
0.160	0,1308	0,744	511546,803	208718,752	720265,555

D'après le tableau on trouve que le diamètre le plus économique est 160 mm avec une vitesse acceptable de 0,744 m/s.

IV.13.3Adduction par refoulement Tronçon 3 (SP2 –R2)

Les paramètres initiaux :

Cote TN (SP2) : 453.5m

Cote TN (R2) : 600.50m

Hauteur géométrique : 147m

Longueur de l'adduction : L=1231m

Débit =4,722 L/s

DBONNIN = 0.0687m.=68,716mm

DBRESS = 0 ,103 m.=103,075mm

D'où, les diamètres nominalisés pour Le PEHD sont : 75 mm (PN25), 110 mm (PN25).

a) Calcul de HMT :

La variation de la Hmt en fonction des diamètres est donnée dans le Tableau :

Tableau (IV.9) : Calcul de la Hmt du tronçon (SP2 – R2).

Dext (m)	Dint(m)	V(m/s)	Re	λ	L(m)	HL(m)	HS(m)	Ht (m)	Hmt (m)
0.075	0.0544	2.033	110595.2	0.0168	1231	80.08	12.012	92.1	240.1
0,090	0,0654	1,406	91952,4	0,0152	1231	28,826	4,324	33,150	180,150
0.110	0.0798	0.944	75331.2	0.0155	1231	10.98	1.647	12.627	160.627

b) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau :

Tableau (IV.10) : Frais d'exploitation du tronçon (SP2 – R2).

Dext (m)	Dint(m)	Q(m ² /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0.075	0.0544	0.00472	240.1	14.832	108273,6	505637,712
0,090	0,0654	0.00472	180,150	11,122	81190,6	379160,102
0.110	0.0798	0.00472	160.627	9.916	72386,8	338046,356

c) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau :

Tableau (IV.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP2 – R2)

Dext (m)	Dint(m)	Prix (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0.075	0.0544	549,64	1231	0.0888	60082.687
0,090	0,0654	787,80	1231	0.0888	86116,623
0.110	0.0798	1180,4	1231	0.0888	129032

d) Frais totaux

Après avoir calculé les frais d'exploitations et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau :

Tableau (IV.12) : Bilan global des frais du tronçon (SP2 – R2).

Dext (m)	D int (m)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Totaux (DA)
0.075	0.0544	2.033	505637,712	60082.687	565720,399
0,090	0,0654	1,406	379160,102	86116,623	465276,725
0.110	0.0798	0.944	338046,356	129032	467078,356

D'après le tableau on trouve que le diamètre le plus économique est 90 mm avec une vitesse acceptable de 1,406 m/s.

IV.14 Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons

Tableau (IV.13) : représente le récapitulatif des diamètres choisis.

Type d'adduction	Tronçon	Type des matériaux de la conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Refolement	SP1– SR1	PEHD(PN25)	1400	160
	SR1 – RV1	PEHD(PN16)	1339.28	160
	SP2 – RV2	PEHD(PN25)	1231	90

IV.15 Conclusion

Le dimensionnement du système d'adduction a été réalisé en tenant compte des besoins maximums en eau des mechtas concernés et des caractéristiques techniques du terrain. Trois tronçons de refolement ont été étudiés séparément afin de choisir, pour chacun, le diamètre de conduite le plus économique tout en assurant une vitesse d'écoulement adéquate et des pertes de charge acceptables. Pour le premier tronçon (SP1 – SR1), le diamètre optimal retenu est 160 mm, avec une vitesse acceptable de 0,943 m/s. Dans le deuxième tronçon (SR1 – R1), un diamètre de 160 mm, avec une vitesse acceptable de 0,744 m/s. Enfin, pour le troisième tronçon (SP2 – R2), un diamètre de 90 mm, avec une vitesse acceptable de 1,406 m/s. L'ensemble de ces choix permet de garantir un transport efficace de l'eau entre les différents points du réseau, tout en minimisant les frais d'exploitation et d'amortissement. Ces résultats serviront de base pour le choix des pompes et la conception des équipements du réseau, qui seront abordés dans le chapitre suivant.

Chapitre

Pompes et stations de pompages

V.1 Introduction

Une pompe est une machine qui permet d'élever un fluide, comme l'eau, d'un point bas vers un point haut en augmentant sa pression. Son rôle principal est de transformer l'énergie mécanique fournie par un moteur en énergie hydraulique pour assurer l'acheminement de l'eau dans les conduites. Dans ce chapitre, nous allons étudier les types de pompes, les critères de choix et les méthodes de dimensionnement en nous appuyant sur les données hydrauliques des tronçons à équiper.

V.2 Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [20]:

V.2.1 Les pompes volumétriques :

Appelées aussi pompes à déplacement, c'est le cas des Pompes à piston et les vis d'Archimède.

V.2.2 Les Turbo-pompes :

Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « La roue » ou « Rotor » ; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

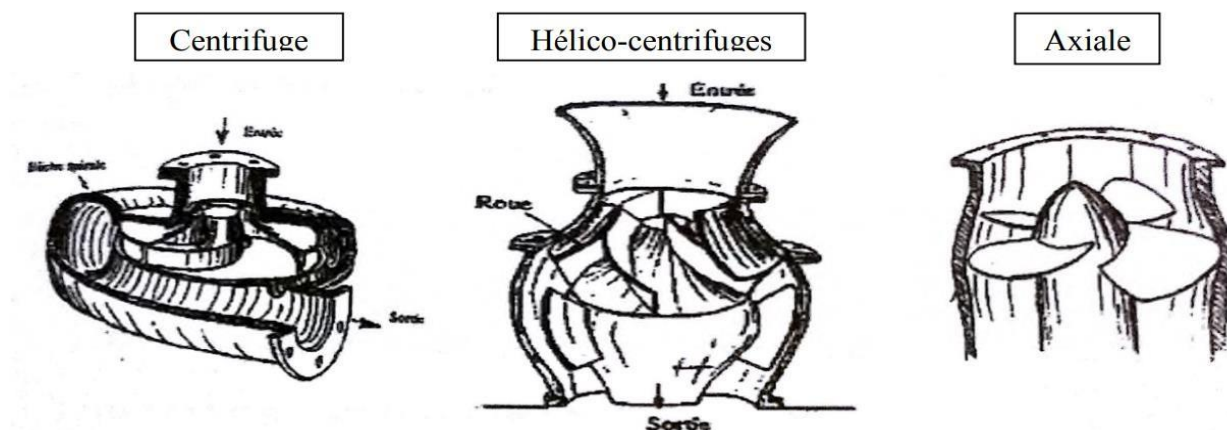


Figure (V.1) : Les types des pompes selon la forme de la roue.

1. Selon le type de la roue

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes hélico-centrifuges.
- Les pompes hélices (axiales).

2. Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en
- Série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

3. Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

4. Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

5. Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression.

V.3 Choix de la pompe

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

- Le débit à refouler ;
- La hauteur d'élévation de l'eau ;
- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable du mètre cube d'eau à refouler
- Fiabilité.

Dans la présente étude, on s'intéressera aux pompes centrifuges, et cela pour les raisons suivantes

- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- Elles constituent des groupes légers et peu encombrants.[21]

V.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les caractéristiques importantes d'une pompe sont [21] :

V.4.1 la vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.4.2 Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

V.4.3 La hauteur manométrique totale (H_{mt})

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

V.4.4 Hauteur géométrique d'aspiration (H_a)

Elle sera négative pour une aspiration en dépression, et positive pour une aspiration en charge.

C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ça sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

V.4.5 Hauteur géométrique de refoulement (H_r)

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

V.4.6 Pertes de charge ($J_a + J_r$)

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètre.

$$H_{MT} = H_a + H_r + j_a + j_r$$

V.4.7 Les puissances utiles et absorbées

V.4.7.1 Puissance absorbée par la pompe (P_a)

La puissance absorbée (P_a) qui est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, Cette puissance est donnée par la loi suivante [19] :

$$P_a = \rho \times g \times H_{MT} \times Q / \eta$$

Avec :

P_a : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m) ;

η : Rendement de la pompe (%) ;

ρ : masse volumique de l'eau = $1000 kg/m^3$.

V.4.7.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile (P_u)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté P_u [19] :

$$P_u = P_h = \rho \times g \times H \times Q$$

V.4.8 Le rendement de la pompe (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a . Il est calculé comme suit:

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho \times g \times H \times Q}{P_a}$$

Avec :

P_u : puissance utile en (W) ;

η : Le rendement de la pompe.

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

Q : débit relevé en (m^3/s) ;

H : hauteur d'élévation en (m).

V.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [22] :

V.5.1 La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$

Elle exprime la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

V.5.2 La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

V.5.3 La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

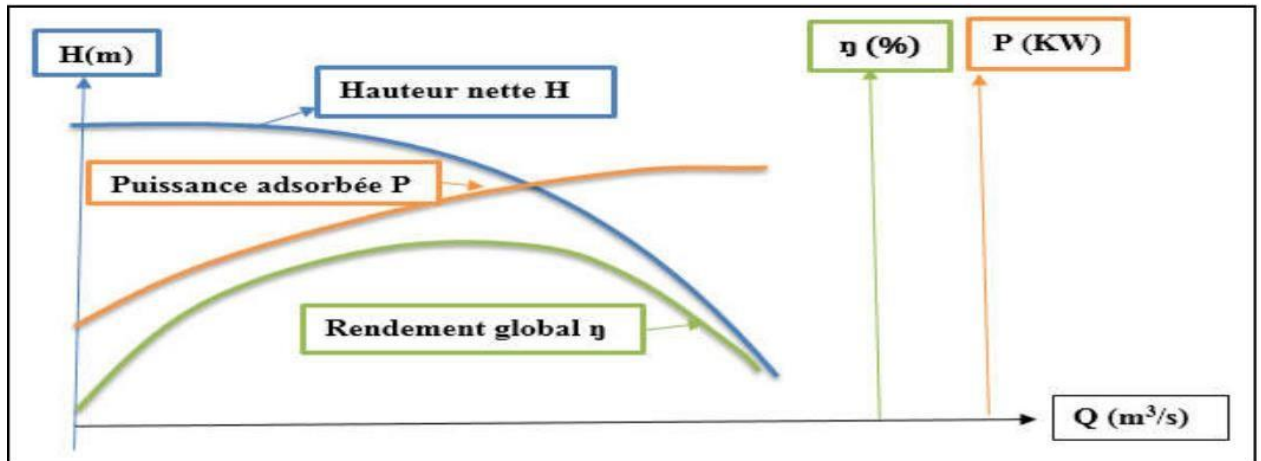


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.6 Caractéristiques de la conduite :

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante [21] :

$$H_c = H_g + R \times Q^2$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique en (m) ;
- R : Valeur de la perte de charge au point considère en (m) ;
- Q : Débit (m^3/j) ;
- H_c : Caractéristiques de la conduite (m)
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m),

Avec :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times D^5 \times g} \dots\dots\dots$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/S}^2$)

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

V.7 Couplage des pompes

Dans la pratique, et pour des raisons économiques, on monte souvent plusieurs pompes en tenant compte des contraintes techniques, On distingue deux types de couplages [22] :

V.7.1 Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage les pompes refoulent dans une conduite commune. À condition que les pompes utilisées atteignent la même hauteur de refoulement en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes. Les montages en parallèle offrent l'avantage de permettre le fonctionnement d'une seule pompe lorsque les besoins sont faibles, et l'activation de pompes supplémentaires en cas d'augmentation du débit de refoulement (Figure V.).

V.7.2 Couplage en série

Dans ce type de couplage, les pompes ayant les mêmes débits de refoulement sont disposées les unes à la suite des autres, Cette disposition permet de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes, elle est souvent plus économique qu'une pompe unique avec une hauteur de refoulement élevée (Figure V.).

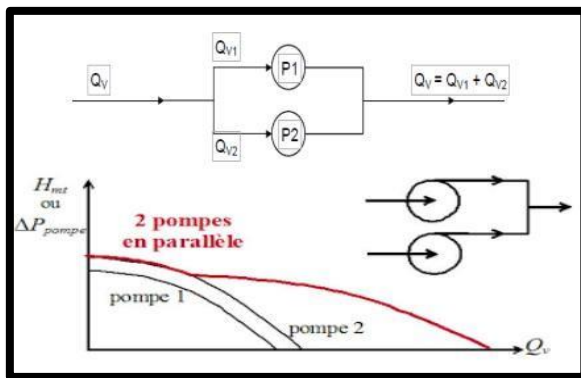


Figure (V.3) : Couplage en parallèle

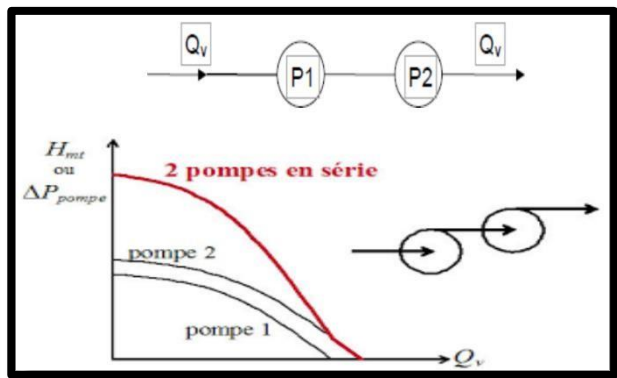


Figure (V.4) : Couplage en série.

V.8 Point de fonctionnement

V.8.1 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». [22]

(Voir figure V.5).

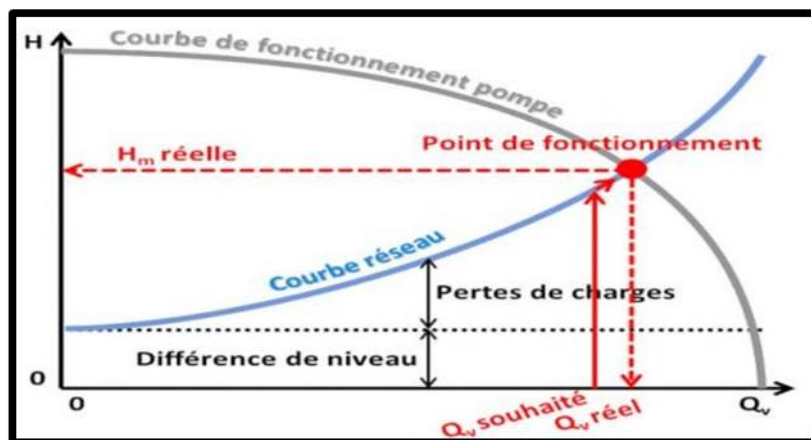


Figure (V. 5) : point de fonctionnement d'une pompe.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H_d et Q_d déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

- **Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage :**

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant. Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_d = 24$ est de :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 24 \times Q_d \text{ [21]}$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q_2 pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q_f \times T_f = 24 \times Q_d$$

D'où :

$$T_f = \frac{24 \times Q_d}{Q_f}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{Q_f \times g \times H_f}{\eta} \text{ (Kw)}$$

- **Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)**

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_d .

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{Q_d \times g \times H'}{\eta} \text{ (Kw)}$$

Avec : [21]

$$H' = H_d + J_v$$

Où :

J_v : Perte de charge engendrée par vannage en (m),

H' : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de $h=0$ en (m).

η : Le rendement de point P (Q_d , H_d).

- **Troisième variante : Rognage de la roue**

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Ceci doit se faire dans une limite ne dépasse pas 15% de réduction du diamètre. Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe Caractéristique de la conduite (point D). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point P (Q_p , H_p). [20]

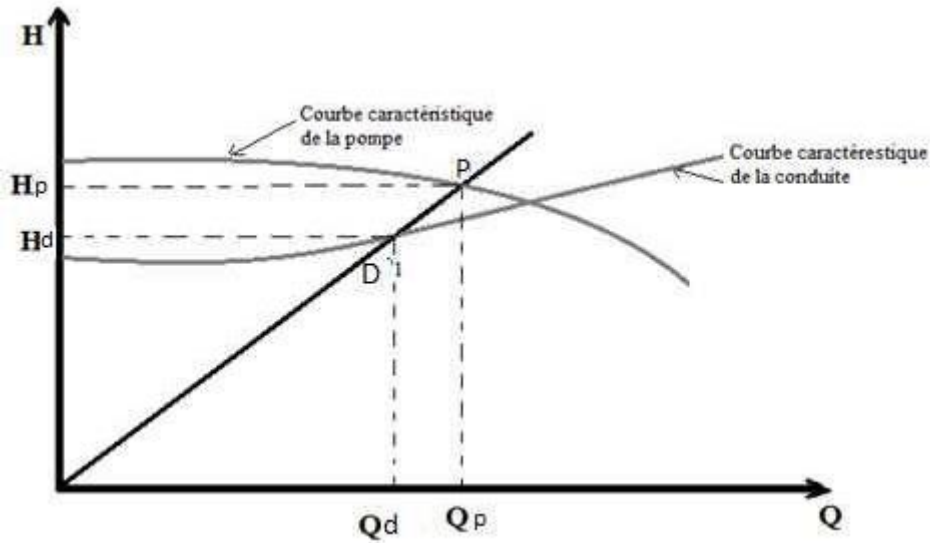


Figure (V.6) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_d}{Q_p} = \frac{H_d}{H_p} = \frac{D^2}{D_1^2}$$

Ou

- d et d₁ : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ; En posant d = m × D, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \left(\frac{H_d}{H_p}\right)^{1/2} = \left(\frac{Q_d}{Q_p}\right)^{1/2} = \frac{D^2}{D_1^2}$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{Q_d \times g \times H_d}{\eta} \text{ (Kw)}$$

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

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation.

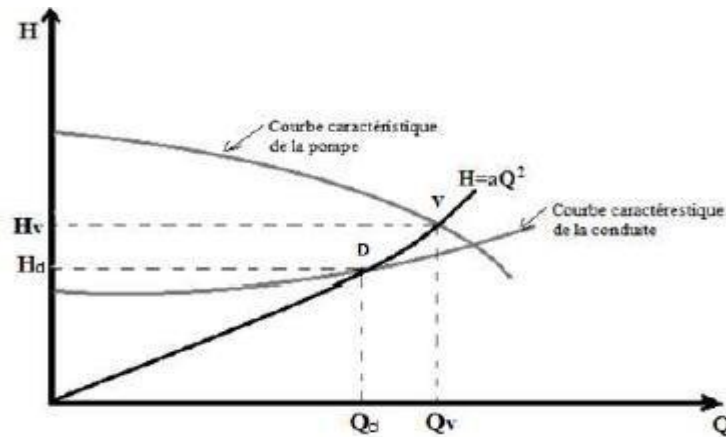
Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole ($H = a \times Q^2$) qui passe par l'origine du graphe. [20]

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

$$A = \frac{H_d}{Q_{2d}}$$

La parabole tracée passe par le point désiré Pd (Hd, Qd) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue Pv(Qv, Hv) de Pd (Fig. V-), alors d'après les lois de similitude la nouvelle vitesse de rotation est :

Figure (V.7) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré



$$N' = N \times \left(\frac{Q_d}{Q_v}\right) \quad (\text{Tr/min})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{Q_d \times g \times H_d}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

V.9 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Des bulles d'air se forment provoquant d'importantes perturbations dans les zones de pression les plus élevées. La cavitation est reconnaissable à un bruit de cailloux brassés ou à des crépitements. Elle s'accompagne de vibrations, d'érosion des aubages et se traduit par une chute brutale des courbes caractéristiques [20].

Pour éviter la cavitation dans les pompes, on doit assurer une certaine pression à l'aspiration dite "charge nette minimale disponible à l'aspiration $NPSH_d$ " donnée par l'utilisateur, qui doit être supérieure à "la charge nette minimale requise $NPSH_r$ " donnée par le constructeur.

La condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (\text{V.})$$

➤ Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

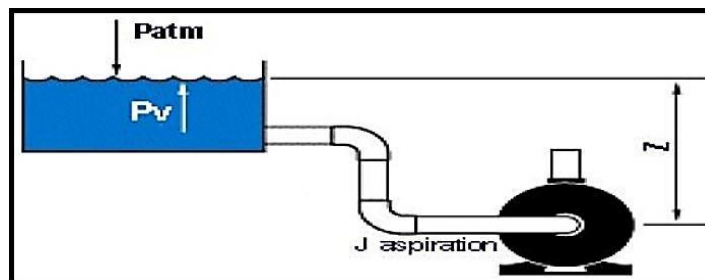


Figure (V.8) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge .

➤ Pour l'alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

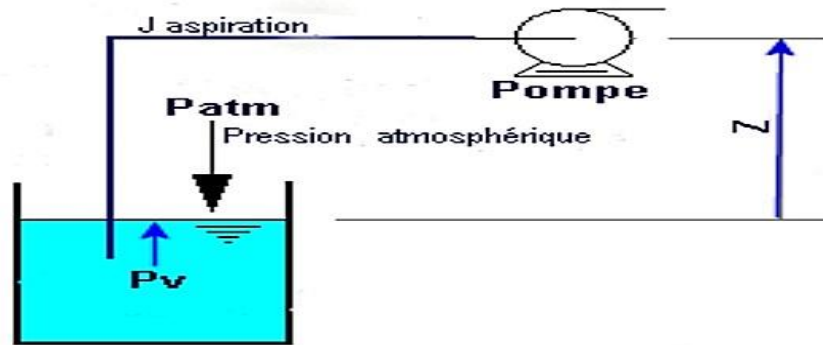


Figure (V.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression .

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau V.1, dans notre étude on prend $T^\circ = 20^\circ\text{C}$

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
TV(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

V.10 Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le catalogue numérique « CAPRARI PUMP TUTOR ». Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

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

V.10.1 Tronçon 1 SP1 – SR1

➤ Caractéristiques de la conduite

Débit véhiculé : $Q = 10 \text{ l/s}$

La hauteur géométrique : $H_g = 185,1 \text{ m}$

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 195,08 \text{ m}$. Les pertes de charges : $\Delta H = 9,98 \text{ m}$

➤ Caractéristiques de la pompe

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HVU35/5A+50) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'Annexe (5) et Le tableau V.2 :

Tableau (V.2) : Caractéristiques de la pompe 1.

N (tr/min)	η (%)	Pa (kw)	NPSHR (m)
2950	70,9	33,5	2.65

- Le point de fonctionnement P2 (12,1 l/s, 200m)
- Le point désiré P1 (10l/s, 195,08 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure V.10 suivante :

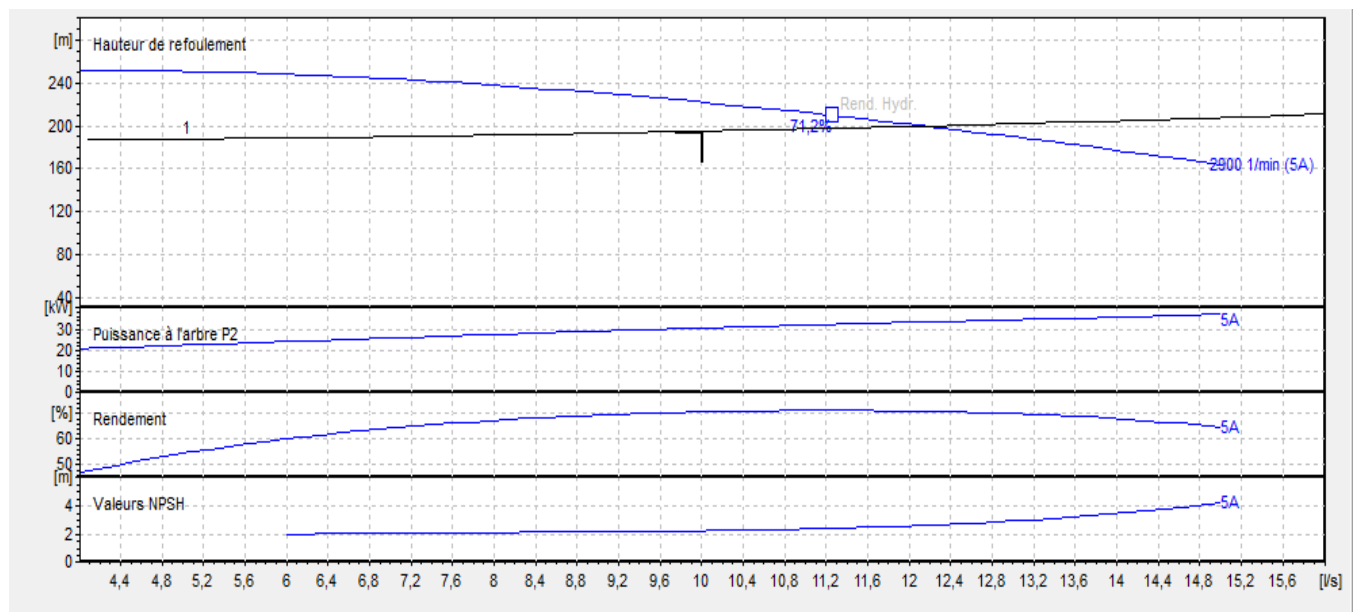


Figure (V.10) : Courbe caractéristique de la pompe 1.

Le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré. Pour avoir des conditions de fonctionnement adéquates de la pompe, il va falloir effectuer des modifications sur le fonctionnement ou le dimensionnement de la pompe.

V.10.1.1 Réalisation de point de fonctionnement :

➤ La caractéristique de la pompe :

On a :

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

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

a) $H = 200 \text{ m}$, $Q = 12,1 \text{ l/s}$

b) $H = 164 \text{ m}$, $Q = 15 \text{ l/s}$

On remplace les coordonnées des points dans l'équation et on va avoir le système d'équation suivant :

c) $200 = a * (12,1)^2 + b$

d) $164 = a * (15)^2 + b$

Donc l'équation de la courbe caractéristique de la pompe sera comme suite :

$$H_p = -0,458 * Q^2 + 267,066$$

Pour remédier au problème de fonctionnement de la pompe, nous étudierons les variantes citées ci-dessous :

1^{er} variante : changement de temps de pompage :

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

$$T_d * Q_d = T_f * Q_f$$

$$20 * 10 = T_f * 12,1$$

$$T_f = 20 * 10 / 12,1$$

$$T_f = 16.53 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{Q_f * g * H_f}{\eta} \text{ (Kw) } \dots \dots \dots$$

$$P_a = \frac{0.0121 * 9.81 * 200}{0.709} = 33.484 \text{ kw}$$

➤ Frais d'exploitation :

$$F_{ex} = P * T * 365 * e$$

Avec :

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

T : Nombre d'heure de pompage.

P : puissance de pompage.

e : prix d'un K_{wh} ($e = 4.67 \text{ DA}$).

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 33,484 \times 16,53 \times 365 \times 4,67$$

D'où

$$F_{exp} = 943452,266 \text{ Da}$$

2^{ème} variante : Régulation par étouffement (le vannage)

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

$$J_v = H' - H_d = 225 - 195 = 30 \text{ m.}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{Qd \times g \times H'}{\eta} \text{ (Kw) } \dots \dots \dots$$

$$P_a = \frac{0.01 \times 9.81 \times 225}{0.709} = 31.1318 \text{ kw}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 31,1318 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où

$$F_{exp} = 1061314,1938 \text{ Da}$$

3^{ème} variante : rognage de la roue de la pompe :

Le rognage d'une pompe c'est le changement du diamètre extérieur de la roue gardant la même vitesse de rotation N, donc avec les lois de similitude on aura :

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Qd}{Qp} = \frac{Hd}{Hp} = \frac{D^2}{D1^2}$$

Où

d et d1 : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

$$m = \left(\frac{Hd}{Hp}\right)^{1/2} = \left(\frac{Qd}{Qp}\right)^{1/2} = \frac{D^2}{D1^2}$$

$$m = \left(\frac{10}{10,58}\right)^{1/2} = 0,945$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - 0,945$$

$$r = 0.055 = 5,5 \%$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{0.01 \times 9.81 \times 195,08}{0,709} = 26,99 \text{ kw}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 26,99 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où

$$F_{exp} = 5 \text{ Da}$$

4^{ème} variante : Variation de la vitesse

On a :

$$H_p = -0.458 \cdot Q^2 + 267,066$$

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit : $N' = N \times \left(\frac{Qd}{Qv}\right)$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a \times Q^2 = \frac{Hd}{Qd^2} \times Q^2 = 1.95 \times Q$$

Tableau (V.3) : Les points de la courbe caractéristique

Q	0	3	6	9	12	15
H _p	267,066	262,944	250,578	229,968	201,114	164,016
H=a×Q ²	0	17,55	70,2	157,95	280,8	438,75

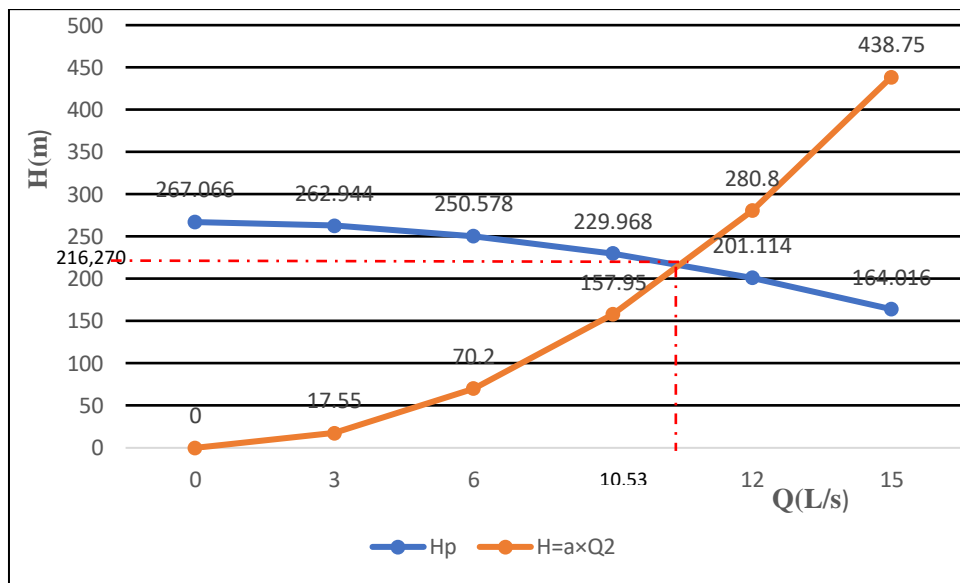


Figure (V.11) : Caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q_v, H_v). Les coordonnées du point A sont (10,5313 l/s ; 216,270 m).

Donc :

$$N' = 2900 \times \left(\frac{10}{10,5313}\right) = 1753,6961 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{0.01 \times 9,81 \times 195}{0,709} = 26,98 \text{ kw}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 26,98 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

D'où

$$F_{exp} = 919775,18 \text{ Da}$$

➤ **Vérification de la cavitation**

La cote du point d'aspiration = 158,4 m

La cote de l'axe de la pompe = 157,4 m

La hauteur d'aspiration = 1 m

Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable).

$NPSH_r = 2,65 \text{ m}$

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P'_0 = P_0 / \rho \cdot g = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 154,4) = 10,145 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + H_v)$$

$$(NPSH)_d = 10,145 + 1 - (0 + 0,24) = 10,905 \text{ m}$$

$(NPSH)_d \gg (NPSH)_r$ donc la pompe ne Cavite pas

V.10.2 Tronçon 2 SR1 – R1

➤ **Caractéristiques de la conduite**

Débit véhiculé : $Q = 10 \text{ l/s}$

La hauteur géométrique : $H_g = 112 \text{ m}$

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 116 \text{ m}$.

Les pertes de charges : $\Delta H = 4,313 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMU40-2/5A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'Annexe (6) et Le tableau :

Tableau (V.4) : Caractéristiques de la pompe 2

N (tr/min)	η (%)	P_a (kw)	NPSHR (m)
2900	65,5	17,1	2.83

Le point de fonctionnement P2 (10 l/s, 116 m)

Le point désiré P1 (10/s, 116,313 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure V.12 :

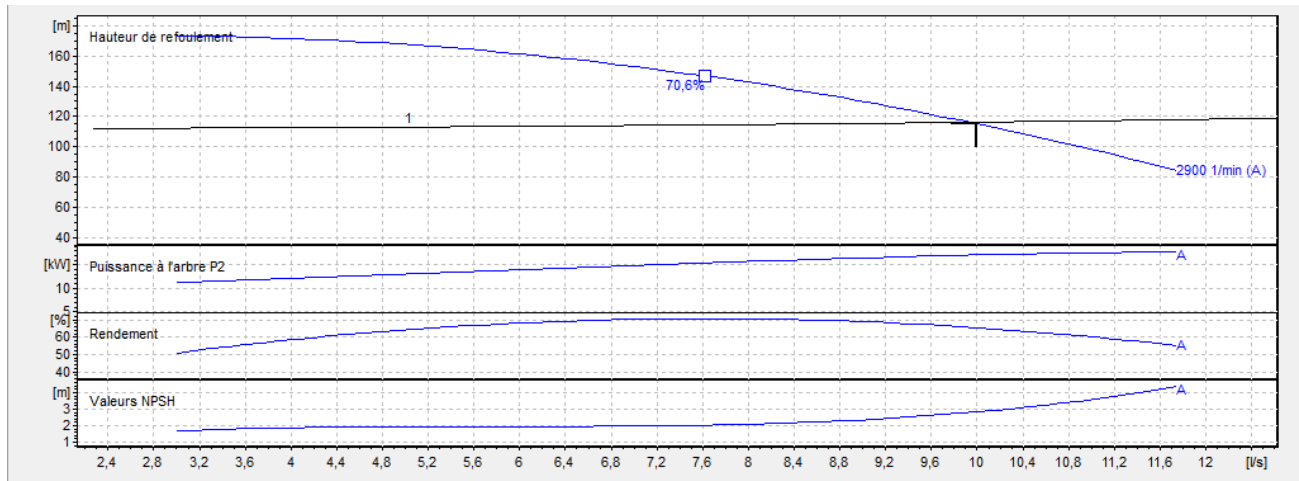


Figure (V.12) : Courbe caractéristique de la pompe 2.

➤ **Vérification de la cavitation**

La cote du point d'aspiration = 342,5 m

Côte de l'axe de la pompe = 341,5m

Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 342,5 - 341,5 = 1$ m

Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable).

NPSHr = 2,83m

➤ **Calcul de la pression à la côte d'aspiration :**

$P'_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 341,5) = 9,92$ m

$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + H_v)$ (V.29)

$(NPSH)_d = 9,92 + 1 - (0 + 0,24) = 10,68$ m

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$ donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.3 Tronçon 3 (SP2 –R2)

➤ **Caractéristiques de la conduite**

Débit véhiculé : $Q = 4,722$ l/s

La hauteur géométrique : $H_g = 147$ m

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 180,150$ m.

Les pertes de charges : $\Delta H = 33,150$ m

➤ **Caractéristiques de la pompe**

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMu40-1/ 8B) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'Annexe (7) et Le tableau :

Tableau (V.5) : Caractéristiques de la pompe 3.

N (tr/min)	η (%)	Pa (kw)	NPSHR (m)
2900	66,8	11,122	2,16

Le point de fonctionnement P2 (4,74 l/s, 180 m)

Le point désiré P1 (4,722/s, 180,150 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure V.13 :

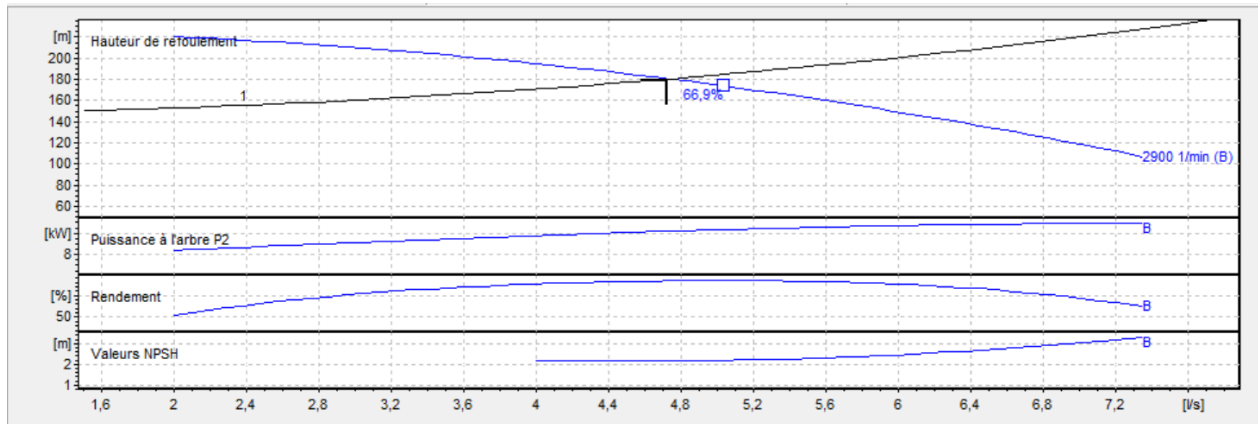


Figure (V.13) : Courbe caractéristique de la pompe 3.

➤ Vérification de la cavitation

La cote du point d'aspiration = 454,5 m

Côte de l'axe de la pompe = 453,5m

Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 454,5 - 453,5 = 1 \text{ m}$

Perte de charge de l'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable).

$NPSH_r = 2,16 \text{ m}$

$P'0 = 10.33 - (0,0012 \times C_a) = 10.33 - (0,0012 \times 453,5) = 9,785 \text{ m}$

$(NPSH)_d = P'0 + H_a - (J_a + H_v) \quad (V.29)$

$(NPSH)_d = 9,785 + 1 - (0 + 0.24) = 10,545 \text{ m}$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$ donc la pompe ne Cavite pas

V.11 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié les caractéristiques techniques nécessaires pour choisir les pompes adaptées aux différents tronçons du système d'adduction. Pour chaque tronçon, nous avons déterminé la hauteur manométrique totale, le débit à refouler, et sélectionné les pompes à l'aide du catalogue numérique CAPRARI. Nous avons opté pour : Une pompe centrifuge multicellulaire de type HVU35/5A+50 pour le tronçon SP1–SR1, Une pompe HMU40-2/5A pour le tronçon SR1–R1, Une pompe HMU40-1/ 8B pour le tronçon SP2–R2. Ces choix garantissent un bon rendement, une consommation énergétique maîtrisée, et une absence de cavitation dans tous les cas. Nous avons également étudié plusieurs variantes de fonctionnement (changement du temps de pompage, régulation par étouffement, variation de vitesse...) afin d'adapter les pompes au point de fonctionnement désiré. Grâce à cette analyse, les pompes sélectionnées assurent le transport de l'eau de manière fiable et économique, répondant ainsi aux exigences du projet.

Chapitre VI :

Distribution

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous abordons la dernière étape de notre étude : la mise en place du réseau de distribution d'eau potable pour les mechtas de Nkilat et Tamzrar. Après avoir évalué les besoins en eau, il est désormais question d'assurer une distribution efficace jusqu'aux consommateurs, avec un débit suffisant et une pression adaptée. Le dimensionnement du réseau sera réalisé à l'aide du logiciel EPANET, en tenant compte des contraintes du terrain et des caractéristiques de la population locale.

VI.2 : Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

VI.2 .1 Réseau ramifié :

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture, un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval [24].

Le réseau est représenté dans la figure (VI.1) ci-après :

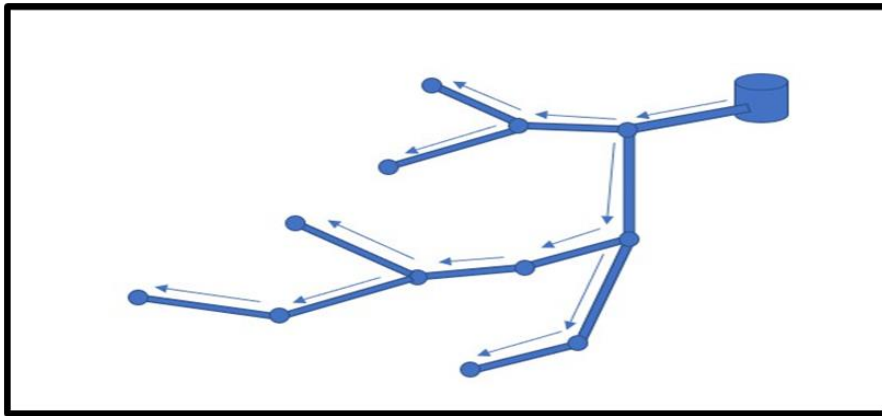


Figure (VI.1) : Réseau ramifié

VI.2.2 Réseau maillé

Il permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler la partie endommagée et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Bien que son coût initial soit plus élevé, mais en raison de la sécurité qu'il procure il doit être toujours préféré au réseau ramifié [24]. Le réseau est représenté dans la figure (VI.2) ci-dessous :

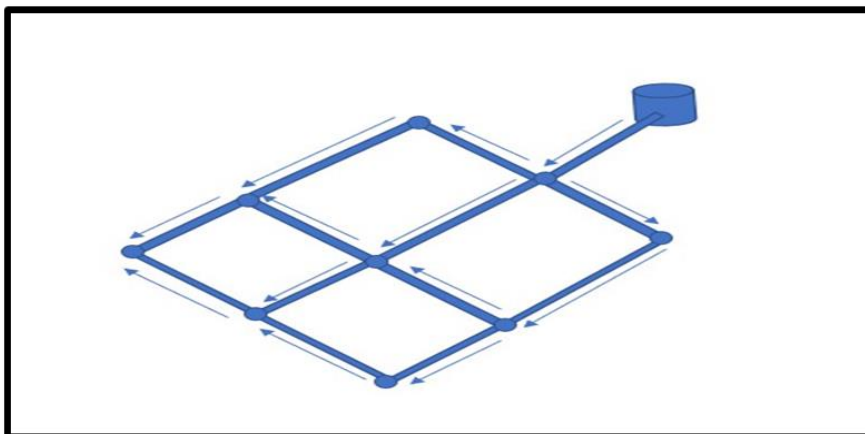


Figure (VI.2) : Réseau maillé

VI.2.3 Réseau mixte

C'est un réseau maillé comportant, en cas de besoin quelques ramifications permettant d'alimenter des zones isolées de la ville (zones industrielles, zones rurales).

La figure (VI.3) représente un réseau mixte.

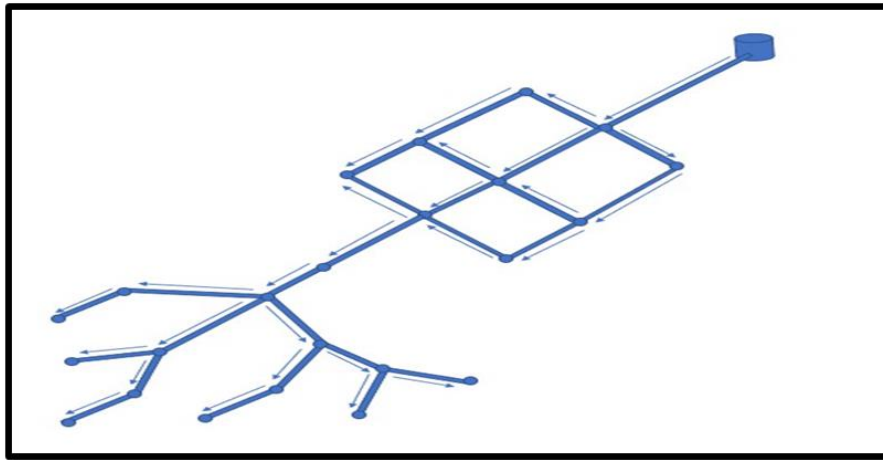


Figure (VI.3) : Réseau mixte

VI.3 Conception d'un réseau de distribution

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau [21] :

- ✓ L'emplacement des quartiers ;
- ✓ L'emplacement des consommateurs principaux ;
- ✓ Le relief ;
- ✓ Le souci est d'assurer un service souple et régulier.

VI.4 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [23] :

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine...etc) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriétés de terrains et d'autorisation.

VI.5 Choix des conduites de distribution :

Dans le cadre de cette étude, nous avons choisi d'utiliser la conduite en PEHD, il est essentiel de prendre en compte [24]

Les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression de service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix et la durée de vie du matériau ;
- La disponibilité du diamètre sur le marché.

Notre choix est porté sur des conduites en PEHD PN6, pour les multiples avantages

Qu'il présente, à savoir [14]:

- Leur disponibilité sur le marché.
- Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux.
- Facilité de la pose.
- Résistance à la corrosion interne et externe.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Longue durée de vie.

VI.6 Equipement du réseau de distribution

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci.[23]

VI.6.1 Canalisations

Le réseau de distribution est constitué de [23] :

Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage.

Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.

Conduites secondaires qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.6.2 Organes accessoires

Les principaux organes accessoires sont [23] :

a) Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits, leurs manœuvres s'effectuent à partir du sol au moyen d'une clé dite Béquille.

b) Décharges

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

c) Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou poteau d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10 m.

d) Ventouses

Une ventouse permet d'évacuer l'air des conduites d'une façon permanente (elle fait sortir l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation et fait entrer l'air à grand débit pour la vidange de la canalisation).

e) Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

f) Pièces spéciales de raccordement

- Coudes : Utilisés pour le changement de la direction ;
- Tés : Utilisés dans le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- Cônes : Joignent des conduites de diamètres différentes ;
- Bouchons d'extrémités : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.

VI.7 Description du réseau de distribution

➤ Zone 1 :

Dans cette étude, on a la distribution pour la zone de **Nkilat** avec un débit maximum journalier total de $454 \text{ m}^3/\text{j}$ cette distribution se fait par le réservoir **R1** dont la côte radier est de 342,5 m avec une capacité de 300 m³. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de m.

➤ Zone 2 :

Dans cette étude, on a la distribution pour la zone de **Tamzrar** avec un débit maximum journalier total de $408 \text{ m}^3/\text{j}$ cette distribution se fait par le réservoir **R2** dont la côte radier est de 600,5 m avec une capacité de 250 m³. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de m.

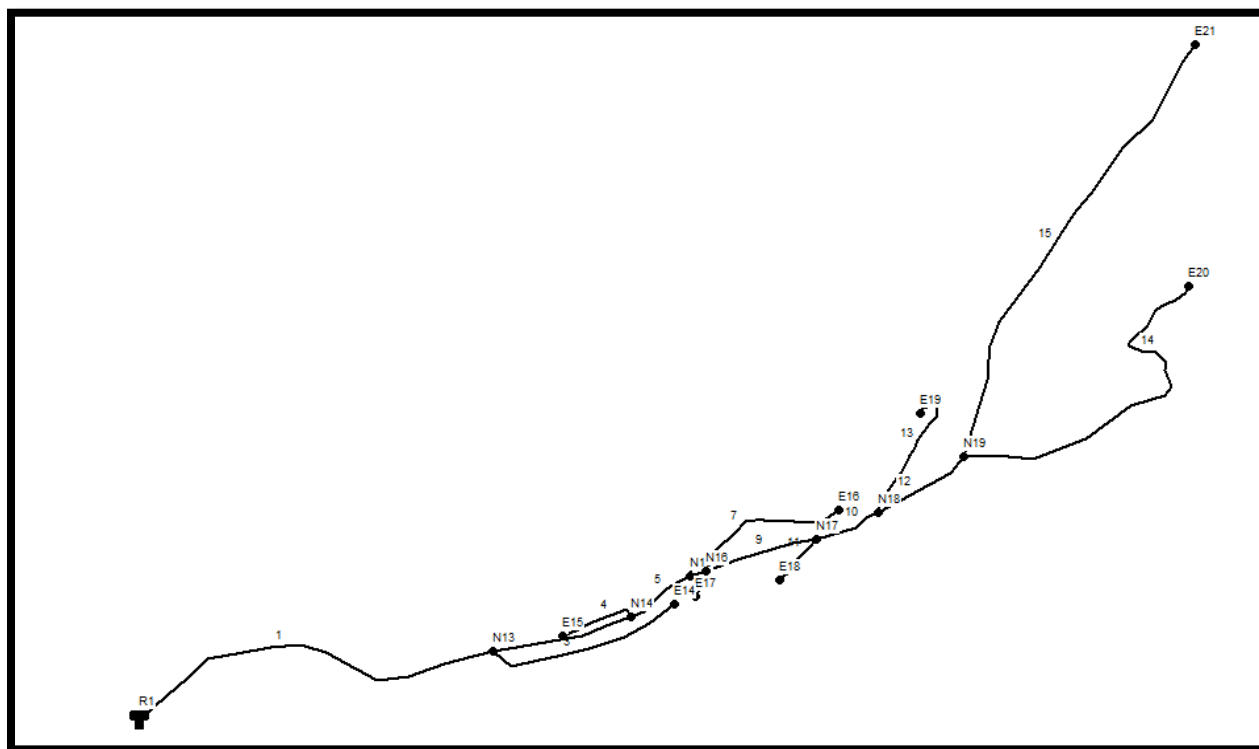


Figure (VI.4) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la zone 1.

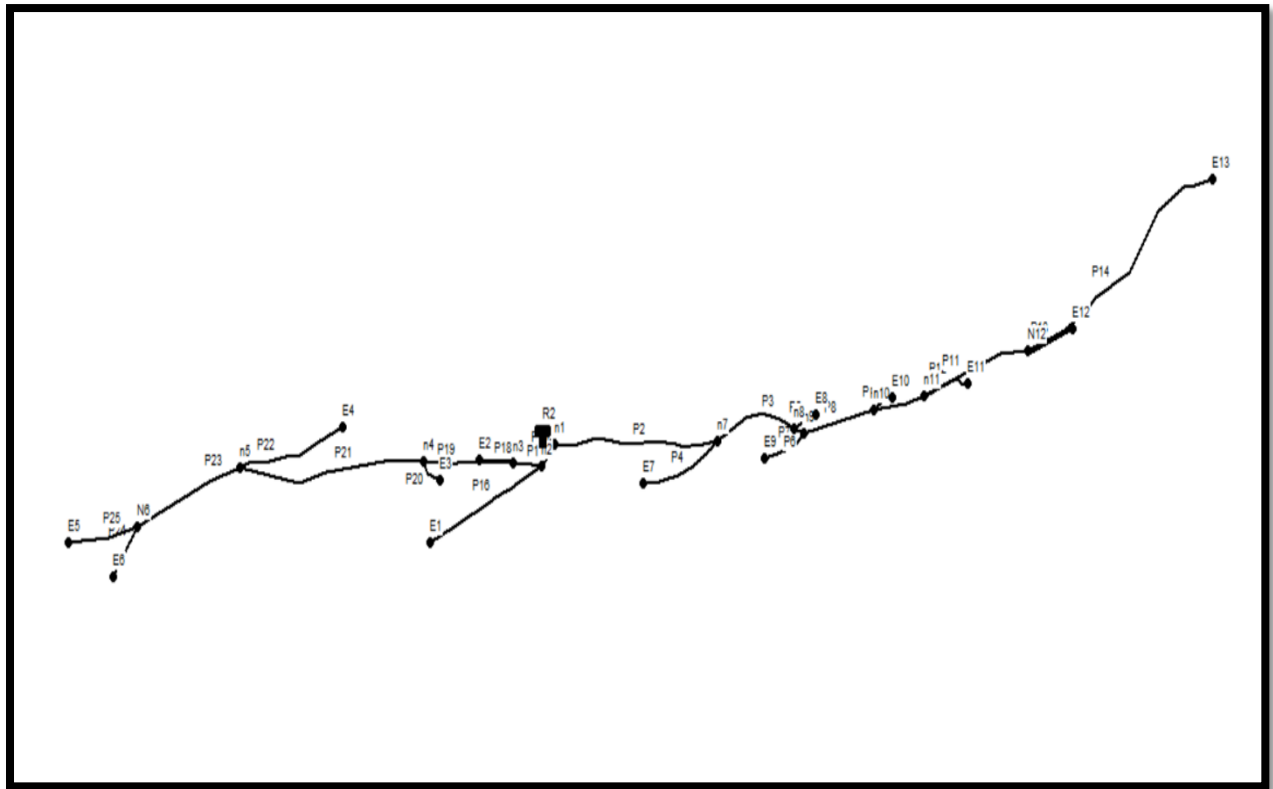


Figure (VI.5) : Schéma descriptif du réseau de distribution de la zone 2.

VI.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière Suivante [23].

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie) ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

VI.8.1 Débit de pointe :

Le débit de pointe (***Qp***) correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

➤ Zone 1 :

$$Q_P = Q_{\max.h} = 31,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 8,8277 \text{ L/s}$$

➤ Zone 2 :

$$Q_p = Q_{\max.h} = 28,56 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 7,9333 \text{ L/s}$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s).
- $Q_{max.h}$: débit maximum horaire (m^3/h).

VI.8.2 Débit spécifique :

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

Avec :

$$Q = \frac{Q_p}{\sum L_i} \dots\dots\dots (VI.2)$$

- Q_s : débit spécifique (l/s/m) ;
- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VI.8.3 Débit de route :

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier. Il se calcule comme suit :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

- Q_r : débit de route (l/s) ;
- Q_s : Débit spécifique (l/s/m) ;
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

VI.8.4 Débit aux nœuds :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

- Q_n : débit au nœud (l/s).
- $\sum Q_r$: somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s).
- $\sum Q_c$: somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

VI.9 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds :

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans les tables (VI.1 et VI.2) Suivantes :

Tableau VI.1 : Détermination des débits du réseau de la zone I :

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_s (l/s/m)	Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
N13	RV1–N13	473	0.002978306	1.408739	1.300031
	N13–E14	228	0.002978306	0.679054	
	N13–N14	172	0.002978306	0.512269	
E14	N13–E14	228	0.002978306	0.679054	0.339527
N14	N13–N14	172	0.002978306	0.512269	0.512269

	N14–E15	85	0.002978306	0.253156	
	N14–N15	87	0.002978306	0.259113	
E15	N14–E15	85	0.002978306	0.253156	0.126578
N15	N14–N15	87	0.002978306	0.259113	0.478018
	N15–E16	214	0.002978306	0.637357	
	N15–N16	20	0.002978306	0.059566	
E16	N15–E16	214	0.002978306	0.637357	0.318678
N16	N15–N16	20	0.002978306	0.059566	0.288895
	N16–E17	34	0.002978306	0.101262	
	N16–N17	140	0.002978306	0.416963	
E17	N16–E17	34	0.002978306	0.101262	0.050631
N17	N16–N17	140	0.002978306	0.416963	0.431855
	N17–E18	68	0.002978306	0.202525	
	N17–N18	82	0.002978306	0.244221	
E18	N17–E18	68	0.002978306	0.202525	0.101263
N18	N17–N18	82	0.002978306	0.244221	0.574813
	N18–E19	178	0.002978306	0.530138	
	N18–N19	126	0.002978306	0.375267	
E19	N18–E19	178	0.002978306	0.530138	0.265069
N19	N18–N19	126	0.002978306	0.375267	1.761668
	N19–E20	465	0.002978306	1.384912	
	N19–E21	592	0.002978306	1.763157	
E20	N19–E20	465	0.002978306	1.384912	0.692456
E21	N19–E21	592	0.002978306	1.763157	0.881579

Tableau VI.2 : Détermination des débits du réseau de la zone 2 :

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s/m)	Qr (L/s)	Qn (l/s)
N1	R300-N1	20	0.003564	0.0713	0,55955
	N1-N2	33	0.003564	0.1176	
	N1-N7	261	0.003564	0.9302	
N2	N2-E1	199	0.003564	0.7092	0,4936
	N2-N3	45	0.003564	0.1604	
	N1-N2	33	0.003564	0.1176	
E1	N2-E1	199	0.003564	0.7092	0,3546
N3	N3-E2	56	0.003564	0.1996	0,43305
	N3-N4	142	0.003564	0.5061	
	N2-N3	45	0.003564	0.1604	
E2	N3-E2	56	0.003564	0.1996	0,0998
N4	N4-E3	35	0.003564	0.1247	0,8393
	N4-N5	294	0.003564	1.0478	
	N3-N4	142	0.003564	0.5061	
E3	N4-E3	35	0.003564	0.1247	0,0624
N5	N5-E4	171	0.003564	0.6094	1,144
	N5-N6	177	0.003564	0.6308	
	N4-N5	294	0.003564	1.0478	
E4	N5-E4	171	0.003564	0.6094	0,3047
N6	N6-E5	110	0.003564	0.3920	0,6308
	N6-E6	67	0.003564	0.2388	
	N5-N6	177	0.003564	0.6308	
E5	N6-E5	110	0.003564	0.3920	0,196
E6	N6-E6	67	0.003564	0.2388	0,1194

N7	N7-E7	130	0.003564	0.4633	0,9302
	N7-N8	131	0.003564	0.4669	
	N1-N7	261	0.003564	0.9302	
E7	N7-E7	130	0.003564	0.4633	0,2316
N8	N8-E8	38	0.003564	0.1354	0,33325
	N8-N9	18	0.003564	0.0642	
	N7-N8	131	0.003564	0.4669	
E8	N8-E8	38	0.003564	0.1354	0,0677
N9	N9-E9	71	0.003564	0.2530	0,3582
	N9-N10	112	0.003564	0.3992	
	N8-N9	18	0.003564	0.0642	
E9	N9-E9	71	0.003564	0.2530	0,1265
N10	N10-E10	34	0.003564	0.1212	0,4063
	N10-N11	82	0.003564	0.2922	
	N9-N10	112	0.003564	0.3992	
E10	N10-E10	34	0.003564	0.1212	0,0606
N11	N11-E11	77	0.003564	0.2744	0,5916
	N11-N12	173	0.003564	0.6166	
	N10-N11	82	0.003564	0.2922	
E11	N11-E11	77	0.003564	0.2744	0,1372
N12	N12-E12	48	0.003564	0.1711	1,03715
	N12-E13	361	0.003564	1.2866	
	N11-N12	173	0.003564	0.6166	
E12	N12-E12	48	0.003564	0.1711	0,0856
E13	N12-E13	361	0.003564	1.2866	0,6433

VI.10 Modalisation et simulation du réseau

VI.10.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [25].

VI.10.2 Étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes de l'utilisation de logiciel pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Constatation des résultats de la simulation.

VI.10.3 Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs et bâches [25].

VI.10.3.1 Au niveau des nœuds

Elles sont :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

VI.10.3.2. Au niveau des arcs

Elles sont :

- Le nœud initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).

VI.10.3.3. Au niveau des réservoirs :

Elles sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre.

VI.10.3.4. Simulation du réseau :

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres de chaque arc (conduite), nous pouvons effectuer une simulation du réseau sur EPANET, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s et 1.5 m/s) et des pressions aux nœuds comprise entre (10 m.c. e et 60 m.c. e). Notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10 (Annexe (2)). Les résultats de simulation des conduites sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau (VI.3) : Résultats de simulation des tronçons donnés par
EPANET de la zone 1 :**

Tronçon	Longueur (m)	Dint (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Pertes de charge unitaires (m/km)
RV1–N13	473	110.2	8.12	0.85	6.27
N13–E14	228	21	0.34	0.98	62.75
N13–N14	172	96.8	6.48	0.88	7.81
N14–E15	85	16	0.13	0.63	40.59
N14–N15	87	96.8	5.84	0.79	6.47
N15–E16	214	21	0.32	0.92	56.06
N15–N16	20	98.8	5.05	0.66	4.5
N16–E17	34	16	0.05	0.25	8.36
N16–N17	140	79.2	4.71	0.96	11.56
N17–E18	68	16	0.1	0.5	27.51
N17–N18	82	79.2	4.18	0.85	9.3
N18–E19	178	21	0.27	0.77	40.45
N18–N19	126	66	3.34	0.98	14.97
N19–E20	465	35.2	0.69	0.71	18.55
N19–E21	592	35.2	0.88	0.91	28.54

Tableau (VI.4) : Résultats de simulation des tronçons donnés par EPANET de la zone2

Tronçon	Longueur (m)	Dint (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Pertes des charge unitaires (m/km)
R2-N1	20	110.2	10.58	1.11	10.13
N1-N2	33	66	4.68	1.37	27.64
N1-N7	261	79.2	5.34	1.08	14.53
N2-E1	199	21	0.35	1.02	67.80
N2-N3	45	79.2	3.83	0.78	7.96
N3-E2	56	16	0.1	0.50	26.83
N3-N4	142	66	3.3	0.96	14.66
N4-E3	35	16	0.06	0.31	11.95
N4-N5	294	55.4	2.39	0.99	19.21
N5-E4	171	21	0.3	0.88	51.77
N5-N6	177	35.2	0.95	0.97	32.39
N6-E5	110	16	0.2	0.97	87.65
N6-E6	67	38,8	0.12	0.59	36.65
N7-E7	130	21	0.23	0.67	31.88
N7-N8	131	79.2	4.18	0.85	9.33
N8-E8	38	16	0.07	0.34	13.74
N8-N9	18	79.2	3.78	0.77	7.78
N9-E9	71	16	0.13	0.63	40.55
N9-N10	112	79.2	3.3	0.67	6.08
N10-E10	34	16	0.06	0.30	11.36
N10-N11	82	38,8	2.83	0,53	2,95
N11-E11	77	16	0.14	0.68	46.74
N11-N12	173	55.4	2.10	0.87	15.17
N12-E12	48	16	0.09	0.43	20.57
N12-E13	361	28	0.64	1.04	49.00

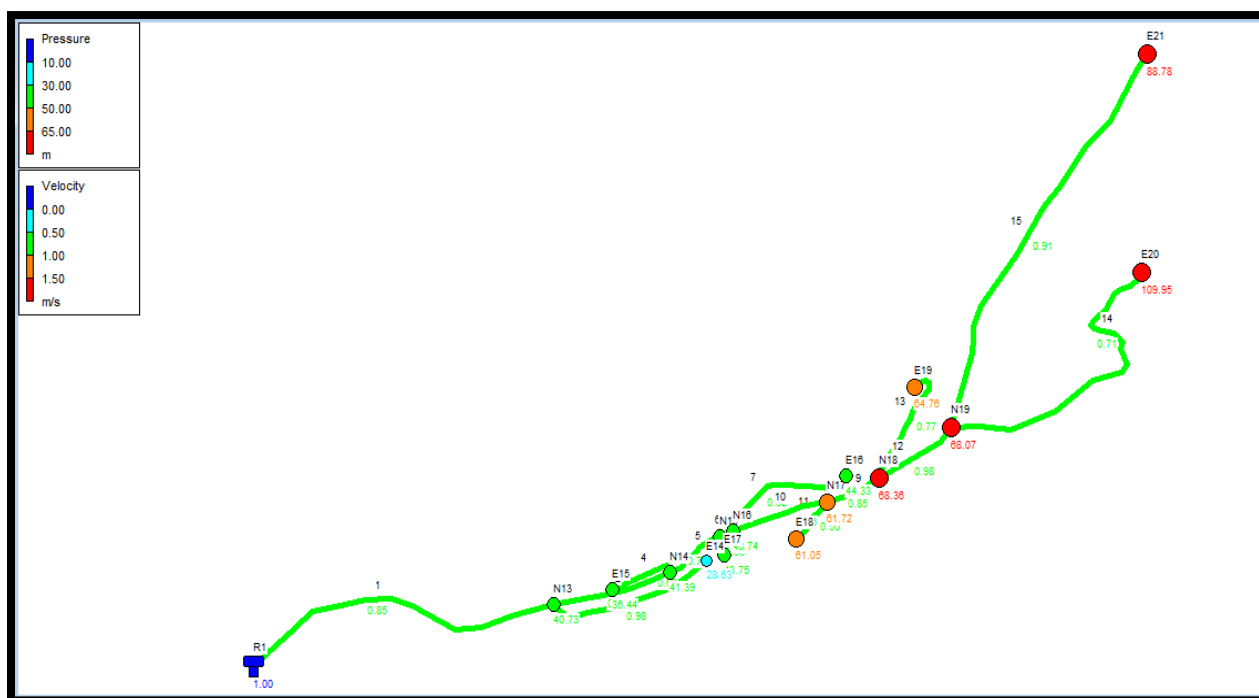


Figure (VI.6) : Etats des nœuds et des arcs avant le vannage de la zone 1 :

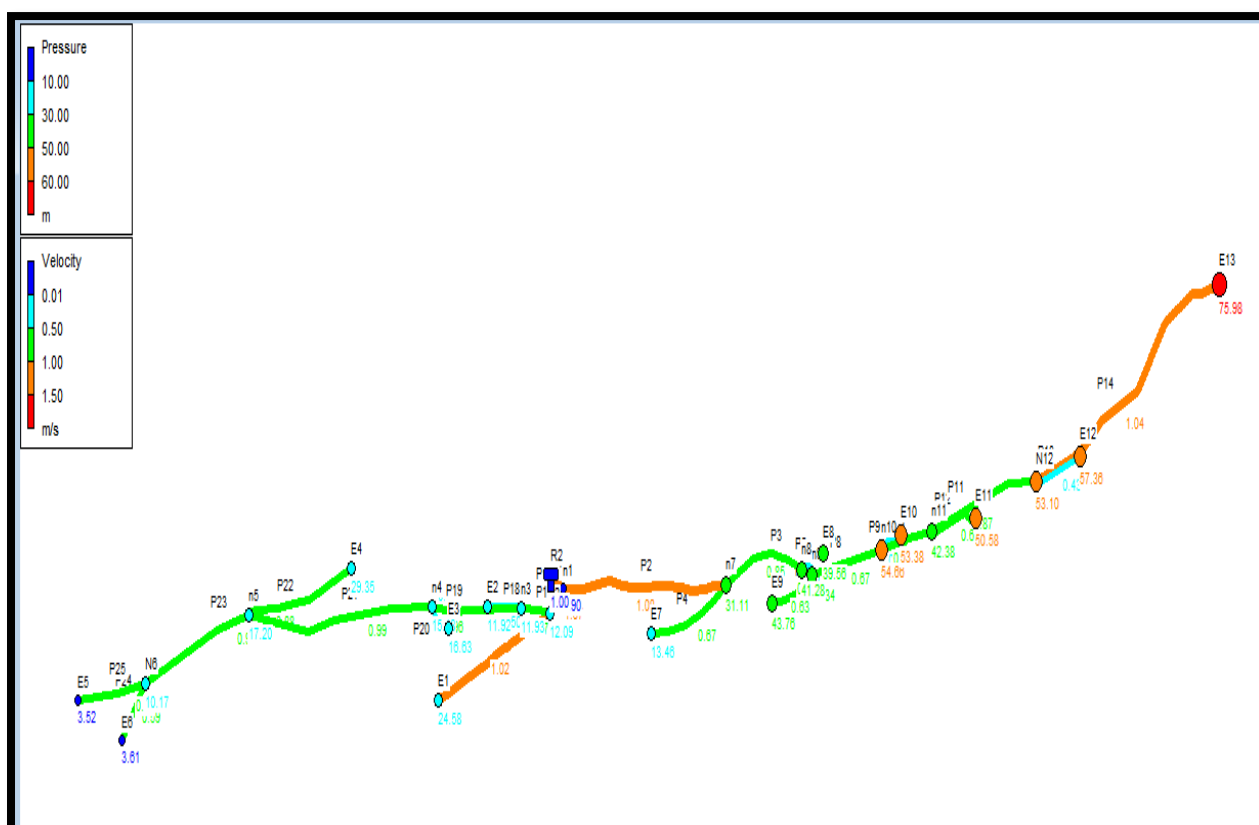


Figure (VI.7) : Etats des nœuds et des arcs avant le vannage De la zone 2 :

Les résultats des pressions et des charges au niveau **des nœuds** sont donnés dans les tableaux (VI.5 et VI.6) ci-après :

Tableau (VI.5) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone lavant le vannage

Nœud ID	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R1	454.5	—	455.5	1.0
N13	411.8	1.3	452.53	40.73
E14	409,6	0.84	448.4	38.8
N14	407.0	0.51	448.91	41.91
E15	411.3	0.13	450.95	39.65
N15	404.3	0.48	450.63	46.33
E16	394.3	0.32	447.61	53.31
N16	406.5	0.05	450.53	44.03
E17	401.8	0.29		450.33
N17	387.2	0.43	448.92	61.72
E18	386.0	0.1	448.79	62.79
N18	379.8	0.57	448.16	68.36
E19	376.2	0.27	446.34	70.14
N19	378.2	1.76	447.17	68.97
E20	327.7	0.69	438.54	110.84
E21	340.6	0.88	430.28	89.68

Tableau (VI.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 2 avant le vannage

Nœud ID	Altitude (m)	Demand (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R2	600,5	–	601.50	1.00
n1	597,4	0.56	601.30	3.90
n2	588,3	0.49	600.39	12.09
E1	562,3	0.35	586.88	24.58
n3	588,1	0.43	600.03	11.93
E2	586,6	0.10	598.52	11.92
n4	582,77	0.84	597.95	15.18
E3	580,9	0.47	597.53	16.63
n5	575,1	1.14	592.30	17.20
E4	554,1	0.30	583.45	29.35
N6	576,4	0.63	586.57	10.17
E5	573,4	0.20	576.92	3.52
E6	580,5	0.12	584.11	3.61
n7	566,4	0.93	597.51	31.11
E7	579,9	0.23	593.26	13.46
n8	555	0.33	596.28	41.28
E8	556,2	0.07	595.76	39.56
n9	553,8	0.36	596.14	42.34
E9	549,5	0.13	593.26	43.76

n10	540,8	0.41	595.96	54.66
E10	541,7	0.06	595.08	53.38
n11	533,1	0.59	575.48	42.38
E11	521,3	0.31	598.11	50.58
N12	519,75	1.37	572.85	53.10
E12	514,5	0.09	571.86	57.36
E 13	479,18	0.64	555.16	75.98

Des pressions élevées ont été constatées dans la zone 1, notamment entre le nœud N18 et le nœud E21. Afin de maintenir une pression inférieure à 6 bars dans chaque nœud, un réducteur de pression de 5,2 bars ont été installés sur la conduite (N17–N18). De même, dans la zone 2, des pressions élevées ont été relevées entre le nœud N12 et le nœud E13. Pour y remédier, un réducteur de pression de 2.8 bars ont été placés sur la conduite (N12–E13) afin de garantir des conditions de fonctionnement stables et conformes dans l'ensemble de cette zone.

Les résultats de simulation des tronçons donnés par EPANET après vannage sont donnés dans les tableaux (VI.7 et VI.8)

Et les figures (VI.8 Et VI.9) Suivants :

Tableau (VI.7) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 1 Après le vannage

Nœud ID	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R1	454.5	–	455.5	1.0
N13	411.8	1.3	452.53	40.73
E14	409,6	0.84	438.23	28.63
N14	407.0	0.51	448.91	41.91
E15	411.3	0.13	447.74	36.44
N15	404.3	0.48	450.63	46.33
E16	394.3	0.32	438.63	44.33
N16	406.5	0.05	450.53	44.03
E17	401.8	0.29	450.25	43.75

N17	387.2	0.43	448.92	61.72
E18	386.0	0.1	447.05	61.05
N18	379.8	0.57	396.92	17.12
E19	376.2	0.27	389.72	13.52
N19	378.2	1.76	395.03	16.83
E20	327.7	0.69	386.41	58.71
E21	340.6	0.88	378.14	37.54

Tableau (VI.8) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds de la zone 2 après le vannage

Node ID	Altitude (m)	Demand (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R2	600,5	—	601.50	1.00
N1	597,4	0.56	601.30	3.90
N2	588,3	0.49	600.39	12.09
E1	562,3	0.35	586.88	24.58
N3	588,1	0.43	600.03	11.93
E2	586,6	0.10	598.52	11.92
N4	582,77	0.84	597.95	15.18
E3	580,9	0.47	597.53	16.63
N5	575,1	1.14	592.30	17.20
E4	554,1	0.30	583.45	29.35
N6	576,4	0.63	586.57	10.17
E5	573,4	0.20	576.92	3.52
E6	580,5	0.12	584.11	3.61
N7	566,4	0.93	597.51	31.11
E7	579,9	0.23	593.26	13.46

N8	555	0.33	596.28	41.28
E8	556,2	0.07	595.76	39.56
N9	553,8	0.36	596.14	42.34
E9	549,5	0.13	593.26	43.76
N10	540,8	0.41	595.46	54.66
E10	541,7	0.06	595.08	53.38
N11	533,1	0.59	575.47	42.37
E11	521,3	0.14	571.87	50.57
N12	519,75	1.37	572.85	53.10
E12	514,5	0.09	571.86	57.36
E13	479,18	0.64	532.85	53.67

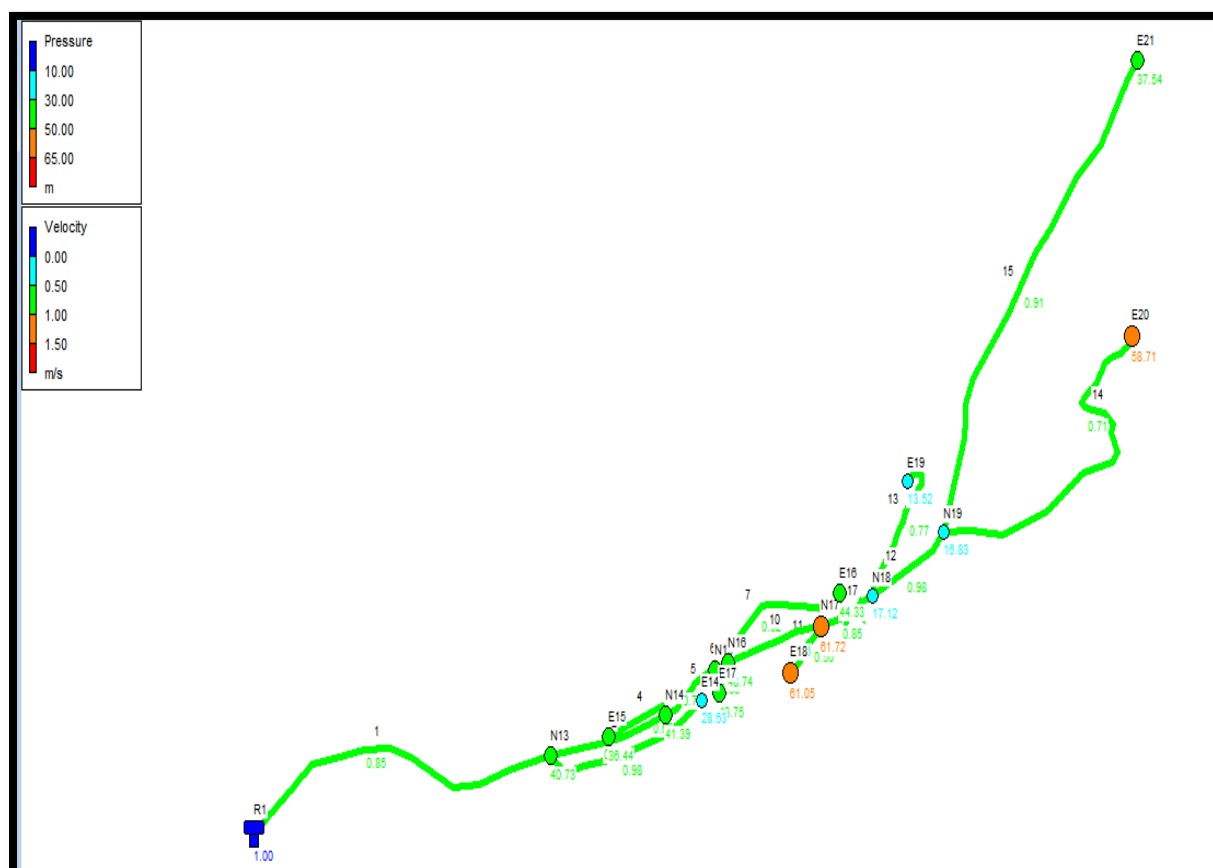


Figure (VI.8) : Etats des nœuds et des arcs de la zone 1 après le vannage

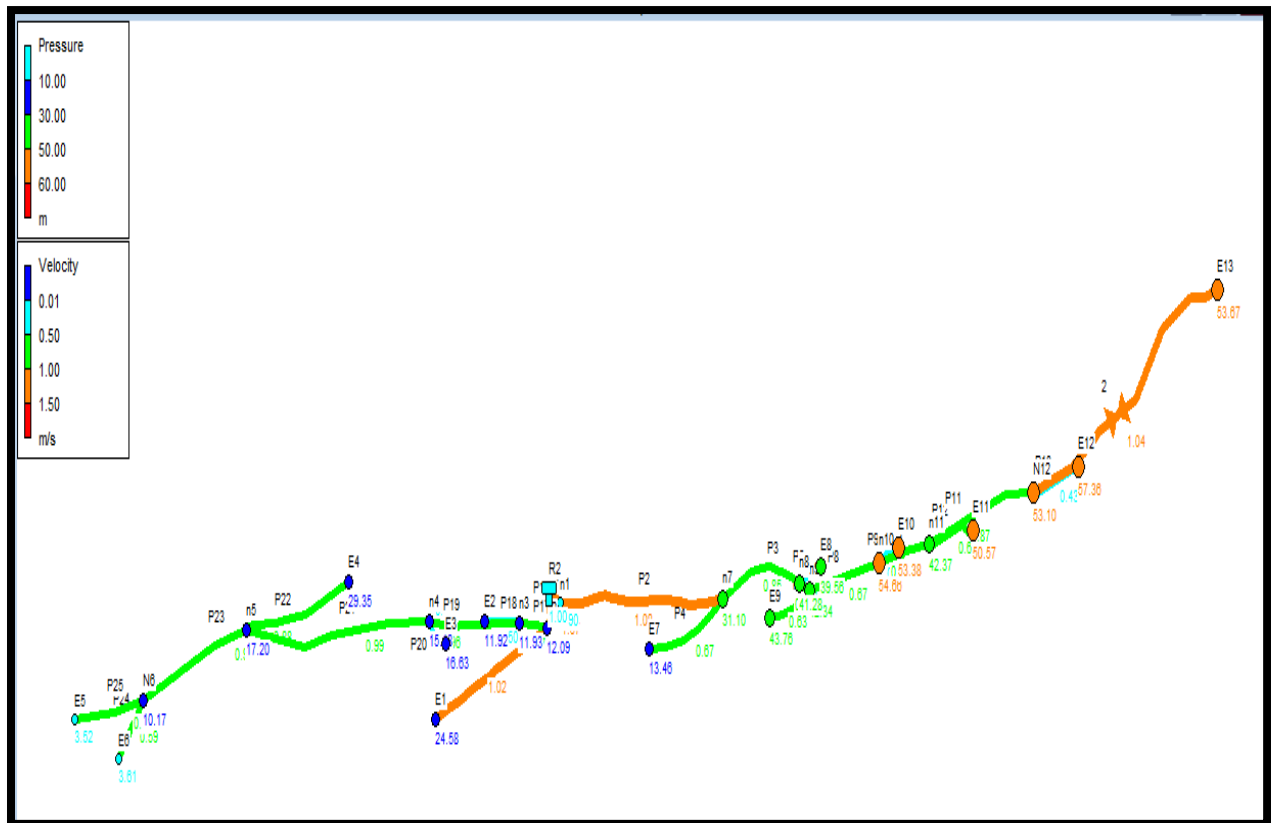


Figure (VI.9) : Etats des nœuds et des arcs de la zone 2 après le vannage

VI.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution des mechtas Nkilat et Tamzrar, de type ramifié, avec des conduites en PEHD PN 10 et des diamètres allant de 16 mm à 110.2 mm. La simulation sur EPANET a permis d'identifier des pressions élevées, corrigées par l'installation de deux réducteurs de pression : un sur la conduite N17–N18 et un autre sur N12–E13, assurant ainsi un fonctionnement hydraulique conforme.

Chapitre VII :

Protection

contre le coup

de bélier

Introduction

Le coup de bélier est un phénomène hydraulique qui peut survenir dans les conduites lors d'un changement brusque de débit, comme la fermeture rapide d'une vanne ou l'arrêt soudain d'une pompe. Cette variation crée une onde de pression qui se propage dans la canalisation, provoquant des surpressions ou des dépressions parfois très fortes.

Ce phénomène peut endommager les conduites, les équipements et provoquer des fuites ou des ruptures. Il est donc essentiel de bien le comprendre pour pouvoir le prévenir. Dans ce chapitre, nous allons présenter les causes du coup de bélier, ses effets sur les réseaux d'eau, et les principales solutions de protection à mettre en place.

VII.2. Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements.[20]

VII.3. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.[20]

VII.4. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

- Déboîtement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la Dépression.[20]

VII.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier. Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité. Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement [26].

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

➤ Volant d'inertie

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

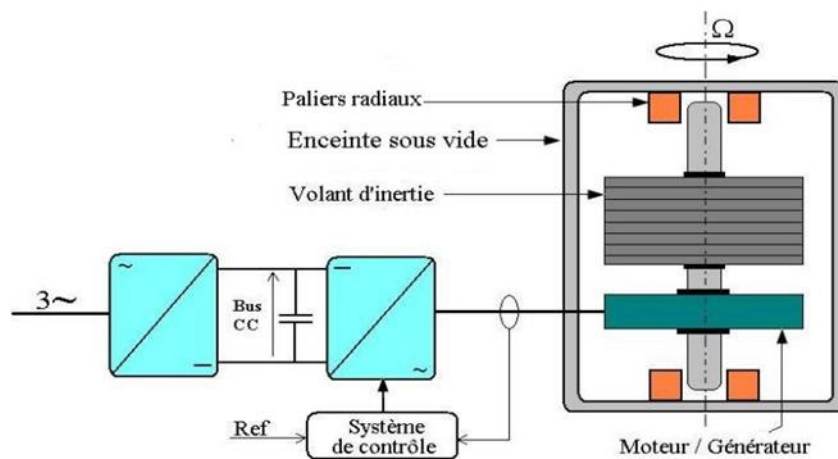


Figure VI. 1 : Volant d'inertie.

➤ Soupape de décharge

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

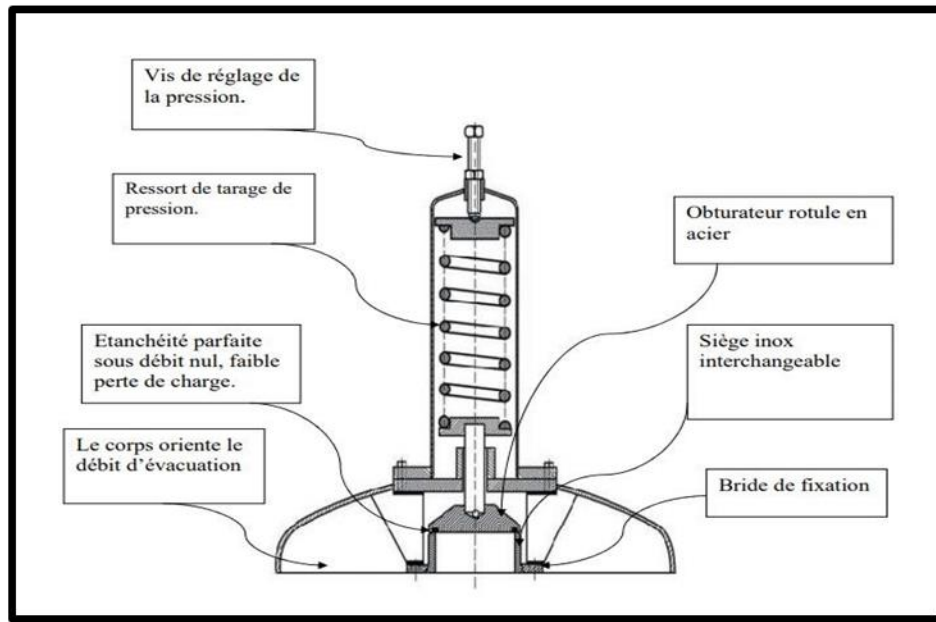


Figure VI. 2: Constituant d'une soupape anti-bélier.

➤ Réservoirs d'air

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier

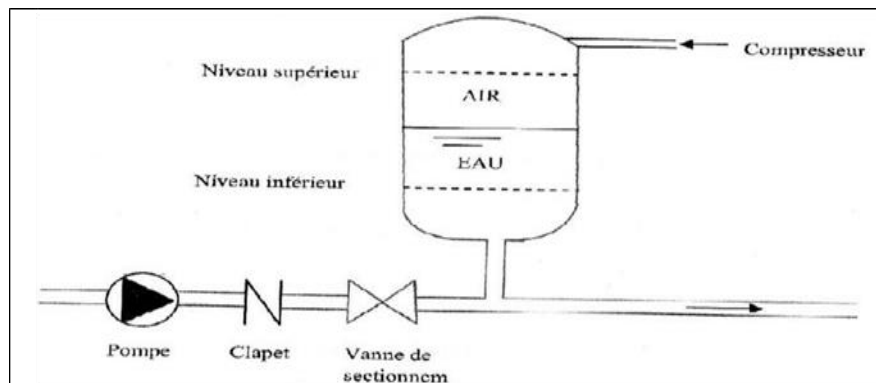


Figure (VII.3) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

➤ Cheminée d'équilibre

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

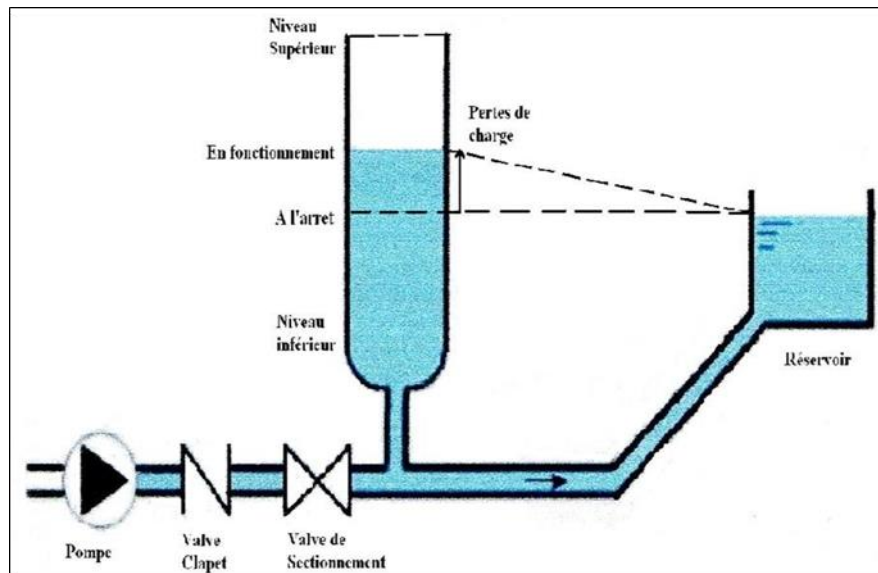


Figure (VII.4) : Cheminée d'équilibre

VII.6. Etude du coup de bélier

VII.6.1 Calcul de la célérité d'onde

La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \cdot \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

a : Célérité d'onde (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient dépendant des matériaux constituant la canalisation, k=83 pour le PEHD.[20]

VII.6.2. Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude du coup de bélier se fait pour les deux cas suivants :

➤ **1^{er} : Fermeture brusque**

Le temps de fermeture est :

Avec :

$$T_f < \frac{2L}{a}$$

- $\frac{2L}{a}$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g}$$

Avec :

B : La valeur du coup de bélier (m) ;

V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;

Accélération de la pesanteur (m/s) ;

La valeur maximale de la pression – surpression :

$$H_s = H_0 + B \dots \dots \dots (VII.4)$$

La valeur minimale de la pression-dépression :

$$H_d = H_0 - B \dots \dots \dots (VII.5)$$

Où :

$$H_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (VII.6)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;

10 : Pression atmosphérique (m).

➤ **2^{ème} cas : Fermeture lente**

Le temps de fermeture est :

$$T_f > \frac{2L}{a}$$

La valeur du coup de bélier est :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f}$$

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera alors au cas de la fermeture brusque.[20]

VII.7. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les différents tronçons sont données dans le tableau VI.1:

Tableau VII.1: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.

Tronçons	Dint(m)	L(m)	e(m)	V0(m/s)	Hg(m)	H0	a	B	HS	Hd	PN (bar)
SP1-SP2	0.1162	1400	0.0219	0.9434	185,2	195,2	447,834	43,090	228,269	142,131	25
SR1-R1	0,1308	1339,28	0,0146	0,7446	112	122	351,80	26,70	138,70	85,297	16
SP2-R2	0.0654	1231	0,0123	1,4	147	157	447,411	64,1142	211,114	82,885	25

Le tableau ci-dessus présente les résultats du calcul du coup de bélier effectués à l'aide du logiciel SIMADO.

Données de l'Adduction			Résultats		
Diametre	0,1162	m	Vitesse	0,94344826	m/s
Débit	0,01	m ³ /s	Section	0,01059942	m ²
H géomet	185,2	m	Célérité a	447,834215	m/s
Long. Cond.	1400	m	B	43,069155	m
coef. K	83		Hmax	228,269155	m
Epaisseur e	0,0219	m	Hmin	142,130845	m
C Haz Will	148,95		periode θ	6,2523137	s
Résultats des variations du volume d'air			Ho	195,2	m
Umax	200,73814	m ³	PDC δ	9,96749557	m
Umin	200	m ³	a/g	45,6507865	s

Figure (VII.5) : les résultats du calcul du coup de bélier tronçons : **SP1–SR1**

Données de l'Adduction			Résultats		
Diametre	0,1308	m	Vitesse	0,74458598	m/s
Débit	0,01	m ³ /s	Section	0,01343028	m ²
H géomet	112	m	Célérité a	351,805827	m/s
Long. Cond.	1339,28	m	B	26,7023126	m
coef. K	83		Hmax	138,702313	m
Epaisseur e	0,0146	m	Hmin	85,2976874	m
C Haz Will	167,58		periode θ	7,61374541	s
Résultats des variations du volume d'air			Ho	122	m
Umax	200,847873	m ³	PDC δ	4,30739858	m
Umin	200	m ³	a/g	35,8619599	s

Figure (VII.6) : les résultats du calcul du coup de bélier tronçons **SR1–R1**

Données de l'Adduction			Résultats		
Diametre	0,0654	m	Vitesse	1,40577833	m/s
Débit	0,00472	m ³ /s	Section	0,00335757	m ²
H géomet	147	m	Célérité a	447,411268	m/s
Long. Cond.	1231	m	B	64,114278	m
coef. K	83		Hmax	211,114278	m
Epaisseur e	0,0123	m	Hmin	82,885722	m
C Haz Will	148,95		periode θ	5,50276708	s
Résultats des variations du volume d'air			Ho	157	m
Umax	200,327332	m ³	PDC δ	35,8547633	m
Umin	200	m ³	a/g	45,6076726	s

Figure (VII.7) : les résultats du calcul du coup de bélier tronçons **SP2–R2**

D'après les résultats de **tableau VII.1**, on constate que les valeurs de la suppression Hs sont acceptables. Dans notre cas présente trois tronçons : **SP1–SR1** et **SP2–R2** ne dépassent pas la pression nominale de **250**, tandis que **SR1–R1** reste en dessous de la pression nominal **160**, les dépressions sont toutes positives. Donc une protection anti béliet n'est pas indispensable.

VII.8 Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons analyser le phénomène du coup de béliet et comprendre les risques qu'il peut représenter dans un réseau d'eau. Après avoir effectué les calculs nécessaires, les résultats ont montré que les variations de pression restent dans des limites acceptables. Cela signifie que le réseau étudié il n'est pas nécessaire de mettre en place une protection anti-béliet sur le réseau d'adduction d'eau

Cependant, il reste important de garder ce phénomène en tête, surtout lors de futures modifications ou extensions du réseau, car les conditions d'exploitation peuvent évoluer. Une bonne conception, associée à une pose correcte des conduites, reste la meilleure manière de prévenir ce type de problème à long terme.

Conclusion Générale

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins en eau de deux villages Tamzrar et Nkilat, de la commune de Djemaa beni hbibi wilaya de Jijel. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

Tout au long de cette étude, nous avons estimé les besoins en eau jusqu'à l'horizon 2055, en tenant compte de l'évolution de la population, qui devrait atteindre environ 3986 habitants. Ces besoins sont estimés à environ 718 m³ par jour. Pour y répondre, nous avons conçu un système composé de deux réservoirs de 300 m³ et 250 m³, alimentés par des stations de pompage à travers un réseau de refoulement. Le choix des diamètres, des matériaux (PEHD PN16), et des pompes (modèle CAPRARI HMU50-1/4B) a été fait avec soin, selon les critères techniques et économiques. Une vérification a aussi été faite pour le phénomène du coup de bélier, et les résultats montrent qu'aucun dispositif de protection spécial n'est nécessaire. Enfin, la simulation du réseau de distribution sous EPANET a confirmé que les vitesses et pressions sont conformes aux normes.

Malgré cela, il faut reconnaître certaines limites à notre travail. Les données démographiques sont des projections qui peuvent évoluer avec le temps. De plus, certains aspects comme les comportements de consommation ou les fuites éventuelles n'ont pas été étudiés sur le terrain.

Pour aller plus loin, il serait intéressant d'envisager une étude sur la gestion et la maintenance du réseau à long terme, ou encore l'utilisation d'énergies renouvelables pour les stations de pompage. Des actions de sensibilisation à l'économie d'eau peuvent aussi compléter le projet.

Bibliographie

Référence bibliographique

- [1] **SERVICE TECHNIQUE DE L'APC DJEMAA BNI HBIBI**, *données sur la situation démographiques de la région de Djemaa Bni Hbib* .
- [2] **DONNEES** : *subdivision d'hydraulique de la commune de al ancer, wilaya de Jijel*
- [3] **DONNEES** : *Direction hydraulique de Jijel*
- [4] **L'APC: Djemaa bni hbib** Données du recensement général de la population et de l'habitat à **Nkilate et Tamzrar**.
- [5] **BOUFEKANE, AB.** *Cartographie De La Vulnerabilite A La Pollution De L'aquifere Alluvionnaire De La Plaine De L'oued Djendjen (W. De Jijel) Et Modelisation De La Nappe, Universite Des Sciences Et De La Technologie Houari Boumedienne Usthb/Alger, 160 pages, juin 2005.*
- [6] **L'ANRH de Jijel** : *Données les Précipitations et Température.*
- [7] **GOUDJIL S. et SADELLI ,H.** : Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nair II, Heddada, DHamnet El Fhel, Ain Belkacem Et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras), *Mémoire de Fin d'Etude, Master 2 en hydraulique, Université de Bejaïa, juin 2017, 96 pages.*)
- [8] **AHSENE ,L .** : *Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaïa, juin 2015.*
- [9] **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.*
- [10] **OULBANI Kh.et GHERBI , H.** : *Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ouled Sidi Brahim (W. Bordj Bou Arreridj), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaïa, juin 2018.*
- [11] **ALILECHE, D. et DERDAR, N.** : *Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'Ait Bouaddou (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Bejaïa juin 2016.*
- [12] **BELMAHBOUL, Y. Et BENKEDIDAH, A.** *Etude d'alimentation en eau potable De la region de ain mellouk (w. mila), Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 88 pages, 96 pages juin 2016.*

- [13] **AMIRA, CH. Et LAID, S.** *Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable De l'AMMAMIRE (MEFTAH, BLIDA), Mémoire de Fin d'Etudes, Université Saad Dahleb –Blida, Algérie, 68 pages, 2021.*
- [14] **SEKOUR, M. Et KHAZEM ,T.** *Etude d'Alimentation En Eau Potable De La Commune De Bounouh,(W Tizi Ouzou), Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 96 pages 2016.96 pages*
- [15] **DOUKHANE, A. Et KRIKET, Y.** *Etude D'alimentation En Eau Potable De La Region De Beni Maazouz (W. Jijel), Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Université Mohamed Seddik Ben Yahia Jijel, Algérie,90 pages septembre2021.*
- [16] **BOUBAA, Ab. Et LALLALI, A.** *Etude D'alimentation En Eau Potable Des Mechtas El- Mantaya, Boufas Et Edderja Commune De Sidi Maarouf, Wilaya De Jijel , Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie,102 pages juin2023.*
- [17] **DUPONT, A,** *Hydraulique urbaine, Tome 2: ouvrage de transport -Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, France, 216 pages, 1979.*
- [18] **BOUMERIDJA, M. et DJEDAOUN. F,** *Etude d'alimentation en eau potable des villagesI ghzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya deBejaia, Mémoire de Fin d'études, Master, Université de Bejaia, 2010.*
- [19] **HUGUES, G.** *Adduction Et Distribution D'eau, Technique De L'ingénieur, Doc C5, 195.*
- [20] **DJEMIL, A. Et SELLA, Z .** *Etude D'adduction Et Dedistribution Du Nouveau Pôle urbain De Saf-Saf Commune Demeftah Wilaya De Blida. Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie,70 pages, juillet 2019.*
- [21] **HAMADENE, GH. Et FEDILA, D.** *Etude Du Réseau D'aep Des Villages boumellal, Takorabt Et Tihouna Commune De Chemini wilaya De Bejaia, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, septembre 2021.*
- [22] **BENNIS, S.** *Hydraulique et Hydrologie, Presses de l'Université du Québec, Canada, 2009.*
- [23] **Gomella, C. et Guerree, H. (1977)** *La distribution d'eau des les agglomérations de petite et moyenne importance. Edition Eyrolles, Paris, 280 pages.*

- [24] **HAMAZ, R. et ALOUACHE, H.** *Etude D'alimentation En Eau Potable De La Localite Azaghar, Commune D'akbou, Wilaya De Bejaia Adduction Et Distribution, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, juin 2023.*
- [25] **ROSSMAN, L. (2003).** *EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. Manuel de l'Utilisateur, 222 pages.*

Annexe

Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations

	Nombre d'habitants				
Heure	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	4.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
	100	100	100	100	100

Annexe (2) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10

Diamètre Intérieure (mm)	L'Épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	2	36,15
25	2	45,25
32	2	50,44
40	2,4	76,44
50	3	117,78
63	3,8	187,72
75	4,5	264,94
90	5,4	380,90
110	6,6	569,40
125	7,4	725,40
160	9,5	1 188,20
200	11,9	1 859,00
250	14,8	2 886,00
315	18,7	4 602,00

Annexe (3) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16.

Diamètre Intérieure (mm)	L'Épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	2	30,16
25	2,3	44,20
32	3	72,54
40	3,7	112,06
50	4,6	173,94
63	5,8	274,82
75	6,8	383,76
90	8,2	559,00
110	10	829,40
125	11,4	1 073,80
160	14,6	1 755,00
200	18,2	2 756,00
250	22,7	4 264,00
315	28,6	6 760,00

Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN25.

Diamètre Intérieure (mm)	L'Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	3	42,38
25	3,5	62,92
32	4,4	100,88
40	5,5	157,30
50	6,9	245,44
63	8,6	385,84
75	10,3	549,64
90	12,3	787,80
110	15,1	1 180,40
125	17,1	1 521,00
160	21,9	2 485,60
200	27,4	3 884,40
250	34,2	6 060,60
315	43,1	9 620,00

Annexe (5) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage1.



COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HVU35 /5A+50

Caractéristiques requises

Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	195 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	12,1 l/s
Hauteur de refoulement	200 m
Puissance absorbée	33,5 kW
Rendement	70,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	236 m
Orif. de refoulement	50 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

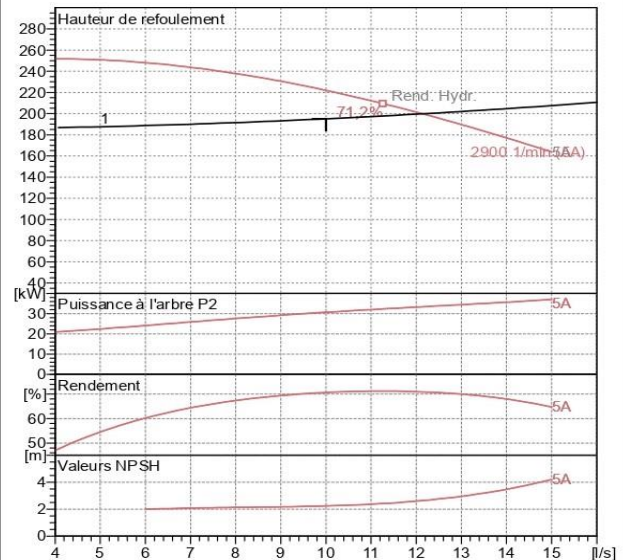
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	277 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Lanterne de liaison	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte/Acier
Presse-Etoupes	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

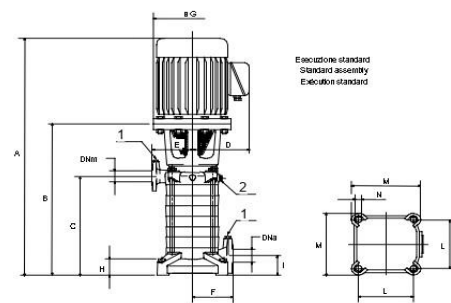


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
12,8	192	34,2	70,3	2,87
8,87	232	29,1	69,2	2,18
13,8	180	35,4	68,6	3,34

Dimensions mm

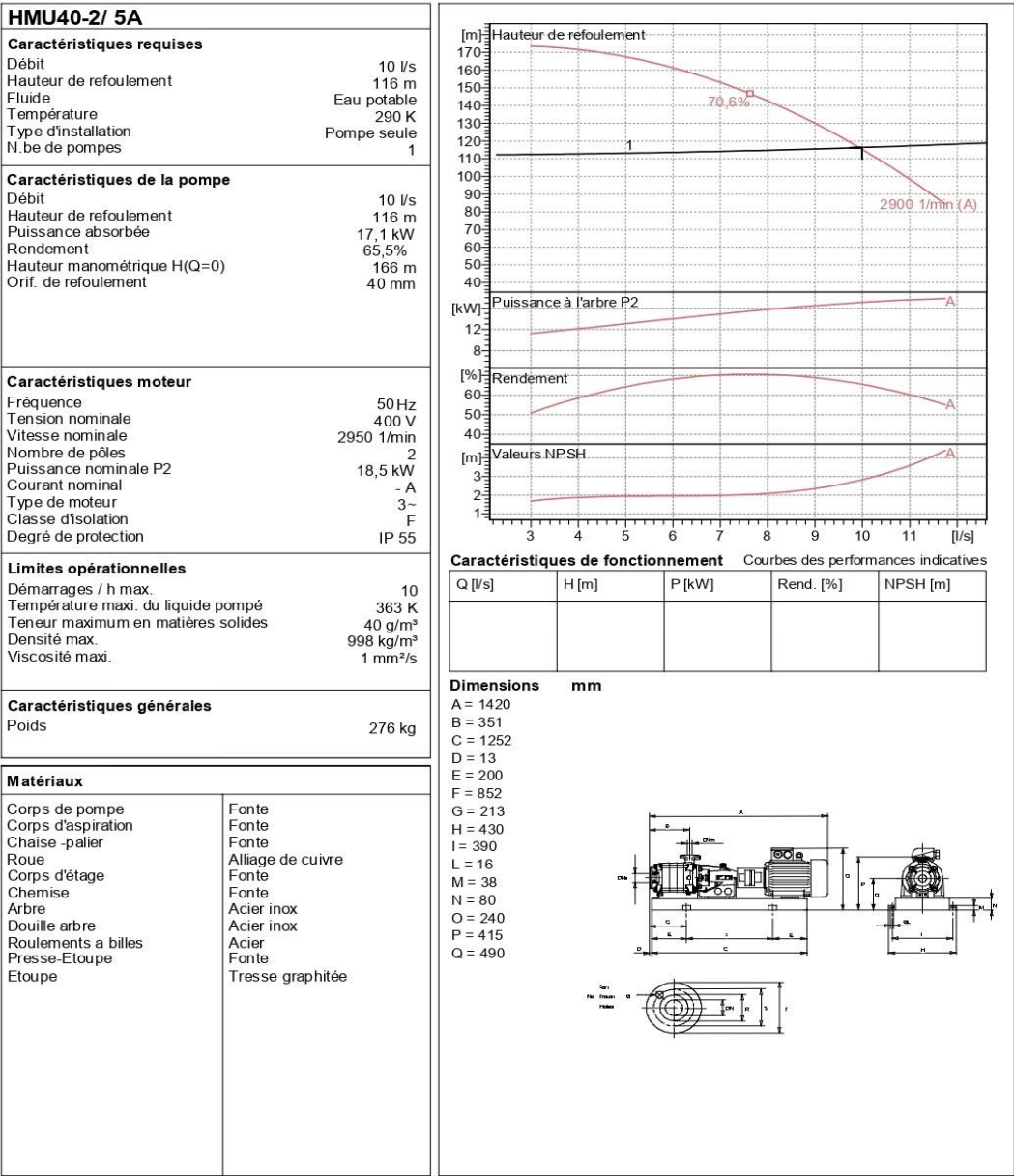
- 1 = G3/8
- 2 = G1/2
- A = 1450
- B = 696
- C = 410
- D = 382
- E = 200
- F = 200
- G = 400
- H = 75
- I = 95
- L = 320
- M = 374
- N = 22



Notes:

Date 24.05.2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (6) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage 2.



Notes:			
Date 17.06.2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage 3.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 8B

Caractéristiques requises

Débit	4,72 l/s
Hauteur de refoulement	180 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	4,74 l/s
Hauteur de refoulement	180 m
Puissance absorbée	12,4 kW
Rendement	66,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	225 m
Orif. de refoulement	40 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

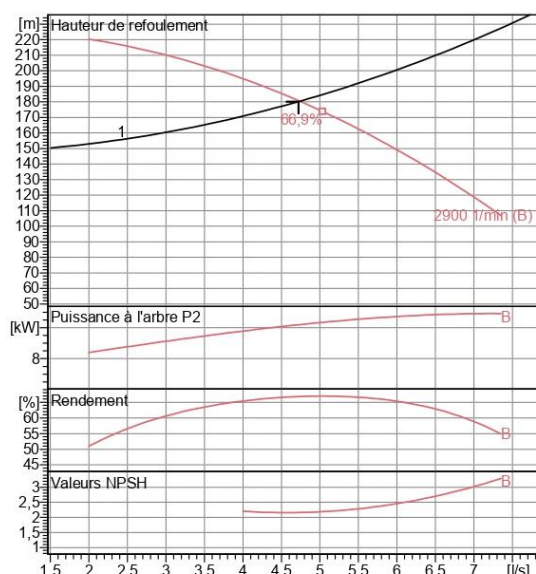
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	286 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

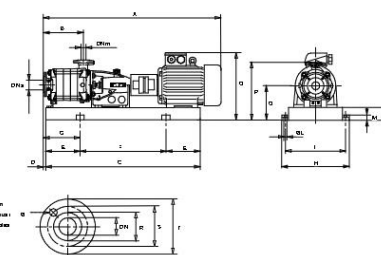


Caractéristiques de fonctionnement

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

Dimensions mm

A = 1513
B = 504
C = 1360
D = 13
E = 200
F = 960
G = 213
H = 430
I = 390
L = 16
M = 38
N = 80
O = 240
P = 415
Q = 490



Notes:

Date

Page

Offre n°

Pos.N°

Résumé

Face aux problèmes d'accès à l'eau potable dans les mechtas Tamzrar et Nkilate (commune de Djemaa Beni Habibi, wilaya de Jijel), nous avons réalisé une étude complète pour concevoir un réseau d'alimentation en eau potable (AEP) adapté aux besoins actuels et futurs, estimés à près de 4 000 habitants d'ici 2055.

L'étude a permis d'estimer les besoins en eau, de dimensionner deux réservoirs (550 m³ au total), et de concevoir une adduction par refoulement en tenant compte du relief. Les choix techniques (conduites en PEHD DN160, pompes HMU50-1/4B) ont été faits après une analyse technico-économique. La vérification du risque de coup de bélier a montré qu'aucune protection supplémentaire n'était nécessaire. Le réseau de distribution a été validé par une simulation hydraulique sous EPANET.

Mots clés : AEP, Réservoir, Adduction, Refoulement, Pompe, Coup de bélier, EPANET.

Abstract

Faced with problems of access to drinking water in the Tamzrar and Nkilate mechtas (municipality of Djemaa Beni Habibi, province of Jijel), we conducted a comprehensive study to design a drinking water supply (AEP) network adapted to current and future needs, estimated at nearly 4,000 inhabitants by 2055.

The study allowed us to estimate water requirements, size two reservoirs (550 m³ in total), and design a pressure distribution system taking into account the terrain. The technical choices (DN160 HDPE pipes, HMU50-1/4B pumps) were made after a technical and economic analysis. A water hammer risk assessment showed that no additional protection was necessary. The distribution network was validated using a hydraulic simulation using EPANET. Keywords: AEP, Reservoir, Adduction, Discharge, Pump, Water hammer, EPANET.

ملخص

في مواجهة مشاكل الوصول إلى مياه الشرب في قريتي تمزار ونقيلات (بلدية جامع بني حبيبي، ولاية جيجل)، أجرينا دراسة شاملة لتصميم شبكة إمدادات مياه الشرب تتكيف مع الاحتياجات الحالية والمستقبلية، والتي يُقدر عدد سكانها بحوالي 4000 نسمة بحلول عام 2055. أتاحت لنا الدراسة تقدير الاحتياجات المائية، وحجم خزانين (550 مترًا مكعبًا إجمالاً)، وتصميم نظام توزيع ضغط مع مراعاة التضاريس. تم اتخاذ الخيارات التقنية (أنابيب DN160 HDPE، ومضخات HMU50-1/4B) بعد تحليل فني واقتصادي. أظهر تقييم مخاطر المطرقة المائية عدم الحاجة إلى حماية إضافية. تم التحقق من صحة شبكة التوزيع من خلال محاكاة هيدروليكية باستخدام EPANET.

الكلمات المفتاحية: مياه الشرب، الخزان، الإضافة، التفريغ، المضخة، المطرقة المائية، EPANET.

