



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**MEKIDECHE Omar**

**YAKOUBI Sidahmed**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

**ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA  
CITE AIN EL DJENNA ,COMMUNE OULAD RABAH,  
DAIRA DE SIDI MAAROUF, WILAYA DE JIJEL**

Soutenu le 27/09/2022 devant le jury composé de :

- Président : **Mr HAMMOUCHE Abderrahmane**
- Promoteurs : **Mr BELHOUCINE Mohamed**

**Mr BERREKSI Ali**

- Examinatrice: **Mme BENSLIMANE Malika**

## ***Remerciement***

*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 nos promoteurs :*

***Mr BELHOUCINE Mohamed et Mr BERREKSI Ali** de nous avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que leurs compréhension, pour leurs précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.*

*On témoigne notre reconnaissance aussi à A tous les enseignants de département d'hydraulique qu'ont faits de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous sommes, merci.*

*Nos remerciements vont également à La direction Hydraulique de Jijel.*

*Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **Mr HAMMOUCHE** ainsi que **Mme BENSLIMANE** de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.*

*Enfin, nos remerciements s'étendent également à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, nous vous disons tous.*

***Un grand merci !***

Mekideche.o et Yakoubi.s

## *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier Pour Leurs encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et les sacrifices qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi leurs éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction.

Ma chère Sœurs et mon chère frère que dieu les garde pour nous.

Mon binôme Sidou et sa famille.

Tous mes amis (es) sans exception

Toute les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promotion.

Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

**Omar**

## *Dédicace :*

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

*Mon cher frère : Taha*

*Mes tantes.*

*Mes nièces et mes neveux.*

*Toute ma famille.*

*Tous mes amis (es) sans exception.*

*Tous mes camarades de Bejaia.*

*Sidahmed*

## 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 géologique .....	3
I.2.4-Situation hydraulique.....	4
I.2.4.1-Pénurie en eau .....	4
I.2.4.2-Ressources en eau.....	4
I.2.4.3-Ouvrage de stockage.....	4
I.2.5-Climatologie.....	4
I.2.5.1-Température .....	5
I.2.5.2-Précipitation .....	5
I.3-Conclusion.....	6

### Chapitre II : Estimation des besoins

II.1-Introduction .....	7
II.2-Estimation des besoins en eau .....	7
II.2.1-Estimation de la population future .....	7
II.2.2-Estimation des besoins domestiques .....	8
II.2.3-Consommation moyenne journalière .....	8
II.2.3.1-Consommation moyenne journalière de la population.....	8
II.2.3.2-Consommation moyenne journalières pour les différents besoins.....	9
II.2.3.2.1-Besoins scolaires .....	9
II.2.3.2.2-Besoins sanitaires .....	10
II.2.3.2.3. Besoins socioculturels.....	10
II.2.3.2.4-Besoins commerciaux.....	10

II.2.3.2.5-Besoins industriels.....	11
II.2.3.2.6-Besoins des cheptels .....	12
II.2.3.3-Consommation moyenne journalière totale .....	12
II.2.4-Majoration de la consommation moyenne journalière.....	13
II.2.5-Etude des variations de la consommation .....	14
II.2.6-Variation de la consommation horaire .....	16
II.2.6.1-Coefficients d'irrégularités horaires .....	16
II.2.7-Débit moyen horaire.....	17
II.2.7.1-Débit maximal horaire .....	17
II.2.7.2-Débit minimal horaire.....	18
II.2.8-Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2052 .....	18
II3-Conclusion .....	20

### **Chapitre III : Les réservoirs**

III.1-Introduction.....	21
III.2-Rôle des réservoirs .....	21
III.3-Classification des réservoirs .....	21
III.3.1-Leur position par rapport au sol .....	21
III.3.2-Leur forme.....	22
III.3.3-Leur mode de fermeture.....	22
III.3.4-Matériaux de construction.....	22
III.3.5-Selon l'usage .....	22
III.4-Emplacement d'un réservoir .....	23
III.5-Choix du type de réservoir.....	24
III.6-Equipements des réservoirs .....	24
III.6.1-Conduite d'arrivée (adduction) .....	25
III.6.2-Conduite de distribution.....	26
III.6.3-Conduite trop plein .....	27
III.6.4-Conduite de vidange .....	27
III.6.5-Conduite by-pass .....	28
III.6.6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie .....	28
III.7-Capacité de réservoir .....	29
III.7.1-Méthode graphique .....	30
III.7.2-Méthode analytique .....	30

III.8-Volume total d'un réservoir .....	31
III.9-Dimensionnement des réservoirs .....	31
III.9.1-Capacité du réservoir R1 (Ain El Djenna Est) .....	31
III.9.2-Capacité du réservoir R2 (Ain El Djenna Ouest) .....	33
III.9.3-Dimensionnement de la bâche à eau de la station de reprise SR.....	34
III.10-Conclusion .....	36

## **Chapitre IV : Adduction**

IV.1-Introduction.....	37
IV.2-Les types d'adduction.....	37
IV.2.1-Adduction gravitaire .....	37
IV.2.2-Adduction par refoulement .....	37
IV.2.3-Adduction mixte .....	38
IV.3-Choix du tracé.....	38
IV.4-Choix du type de conduites .....	39
IV.5-Organes et accessoires de l'adduction .....	39
1 Organes de sectionnement .....	39
Organes de protection .....	40
Organes de régulation .....	41
Organes de branchement.....	42
IV.6-Description du schéma d'adduction.....	42
IV.7-Etude technico-économique.....	42
IV.7.1-Calcul du diamètre économique.....	42
IV.7.2-Calcul de la vitesse .....	43
IV.7.3-Calcul des pertes de charge.....	43
IV.7.3.1-Pertes de charges linéaires .....	44
IV.7.3.2-Pertes de charge singulières .....	45
IV.7.3.3-Pertes de charge totales .....	45
IV.8-Calcul hydraulique .....	45
IV.8.1-Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation ( $H_{mt}$ ) .....	45
IV.8.2-Puissance absorbée par la pompe .....	46
IV.8.3-Energie consommée par la pompe.....	46
IV.8.4-Frais d'exploitation.....	46
IV.8.5-Frais d'amortissement.....	46

IV.8.6-Calcul du bilan .....	47
IV.8.7-Prix unitaire des différents diamètres .....	47
IV.9-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction .....	48
IV.9.1-Tronçon 1 RV – SP .....	48
IV.9.2-Tronçon 2: SP – RV1 .....	49
IV.9.3-Tronçon 3 : SP – RV2.....	51
IV.10-Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons.....	52
IV.11-Conclusion .....	55

## **Chapitre V : Pompes et stations de pompages**

V.1-Introduction.....	56
V.2-Classification des pompes.....	56
V.3-Choix des pompes .....	56
V.4-Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges .....	57
V-4-1-Hauteur manométrique .....	57
V-4-2-La vitesse de rotation .....	57
La puissance .....	57
Le rendement.....	57
V.5- point de fonctionnement d'une pompe .....	58
V.5.1-Première variante : modification du temps de pompage.....	59
V.5.2-Deuxième variante : régulation par étouffement (le vannage).....	59
V.5.3-Troisième variante : Rognage de la roue .....	60
V.5.4-Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	60
η : V.6- Modes de couplage des pompes .....	60
Couplage en série .....	61
Couplage en parallèle .....	61
V.7-Le phénomène de cavitation .....	62
V.8.-Choix des pompes du projet.....	64
V.8.1- Tronçon1 SP – RV1.....	64
V.8.1.1 Caractéristiques de la conduite .....	64
V.8.1.2-Caractéristiques de la pompe.....	64
V.8.1.3-Etude de la cavitation .....	67
V.8.2- : Tronçon2 SP – RV2.....	67
V.8.2.1 Caractéristiques de la conduite .....	67



V.8.2.2-Caractéristiques de la pompe .....	67
V.8.2.3-Etude de la cavitation .....	68
V.8.3- Tronçon3 RV– SP.....	68
V.8.3.1 Caractéristiques de la conduite .....	68
V.8.3.2-Caractéristiques de la pompe .....	68
V.8.3.3-Etude de la cavitation .....	69
V.9-Conclusion .....	69

## **Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier**

VI.1-Introduction.....	70
VI.2-Définition du coup de bélier .....	70
VI.3-Cause du phénomène.....	70
VI.4-Conséquences du coup de bélier .....	70
VI.5-Moyens de protection contre le coup de bélier .....	71
VI.5.1-Volant d’inertie .....	71
VI.5.2-Soupapes de décharge.....	72
VI.5.3-Les ventouses .....	72
VI.5.4-Cheminée d’équilibre .....	73
VI.5.5-Soupapes d’admission et de purge d’air .....	73
VI.5.6-Le réservoir d’air .....	74
VI.6-Etude du coup de bélier .....	74
VI.6.1-Calcul de la célérité de l’onde.....	74
VI.6.1.1-Cas de fermeture brusque.....	75
VI.8.1.2-Cas de fermeture lente .....	75
VI.9-Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons .....	76
VI.10-Conclusion .....	76

## **Chapitre VII : Distribution**

Introduction.....	77
Classification du réseau de distribution .....	77
VII.3-Conception d’un réseau de distribution.....	79
VII.4-Choix du réseau à adopter .....	79
VII.5-Choix du tracé.....	79

VII.6-Choix des conduites de distribution.....	79
VII.7-Equipements et accessoires du réseau.....	80
VII.8-Description du réseau de distribution .....	81
VII.9-Calcul hydraulique du réseau de distribution .....	82
VII.9.1-Détermination des débits du réseau.....	82
VII.9.1.1-Débit de pointe .....	82
VII.9.1.2-Débit spécifique.....	82
VII.9.1.3-Débit en route.....	83
VII.9.1.4-Débit aux nœuds.....	83
VII.10-Dimensionnement du réseauVII.10.1-Calcul des débits .....	83
VII.11-Modélisation et simulation du réseau.....	87
VII.11.1-Présentation du logiciel EPANET.....	87
VII.11.2- Etapes d'utilisation du logiciel EPANET .....	88
VII.11.3-Modélisation du réseau.....	89
VII.11.4-Résultats de la simulation du réseau avec EPANET.....	89
VII.12-Conclusion.....	94
 Conclusion générale .....	 95

## Liste des tableaux

<b>4Tableau (I-1) : Ressources en eau disponibles</b> .....	4
<b>Tableau (I-2) : Ouvrages de stockage à Ain El Djenna</b> .....	4
<b>Tableau (I-3) : Températures de Ain El Djenna (Jijel) de l'année 2021</b> .....	5
<b>Tableau (I-4) : Précipitations au niveau d'Ain El Djenna pour l'année 2021</b> .....	5
<b>Tableau (II-1) : Estimation de la population future</b> .....	7
<b>Tableau (II-2) : Détermination des besoins domestiques</b> .....	9
<b>Tableau (II-3) : Détermination des besoins scolaires</b> .....	9
<b>Tableau (II-4) : Détermination des besoins sanitaires</b> .....	10
<b>Tableau (II-5) : Détermination des besoins socioculturels</b> .....	10
<b>Tableau (II-6) : Détermination des besoins commerciaux</b> .....	11
<b>Tableau (II-7) : Détermination des besoins industriels</b> .....	12
<b>Tableau (II-8) : Détermination des besoins des cheptels</b> .....	12
<b>Tableau (II-9) : Consommation moyenne journalière totale (future)</b> .....	13
<b>Tableau (II-10) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future</b> .....	14
<b>Tableau (II-11) : Consommation maximale journalière</b> .....	15
<b>Tableau (II-12) : Consommation minimale journalière</b> .....	15
<b>Tableau (II-13) : Valeurs de <math>\beta</math> max en fonction du nombre d'habitant</b> .....	16
<b>Tableau (II-14) : Valeurs de <math>K_{\max.h}</math> de chaque zone de distribution</b> .....	16
<b>Tableau (II-15) : Valeurs de <math>\beta_{\min}</math> en fonction du nombre d'habitant</b> .....	17
<b>Tableau (II-16) : Valeurs de <math>K_{\min.h}</math> de chaque zone de distribution</b> .....	17
<b>Tableau (II-17) : Consommations moyennes, minimales et maximales horaires</b> .....	18
<b>Tableau (II-18) : Répartition de la consommation horaire</b> .....	19
<b>Tableau (II-19) : Débit maximal et minimal horaire</b> .....	20
<b>Tableau (III-1) : Dimensionnement du réservoir R1</b> .....	31
<b>Tableau (III-2) : Dimensionnement du réservoir R2</b> .....	33
<b>Tableau (IV-1) : Prix unitaires des conduites en PEHD 16</b> .....	47
<b>Tableau (IV-2) : Débit véhiculé dans les tronçons</b> .....	48
<b>Tableau (IV-3) : Calcul de la <math>H_{mt}</math> du tronçon (RV-SP)</b> .....	48
<b>Tableau (IV-4) : Frais d'exploitation du tronçon (RV-SP)</b> .....	49
<b>Tableau (IV-5) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (RV-SP)</b> .....	49
<b>Tableau (IV-6) : Bilan global des frais du tronçon (RV-SP)</b> .....	49
<b>Tableau (IV-7) : Calcul de la <math>H_{mt}</math> du tronçon (SP – RV1)</b> .....	50
<b>Tableau (IV-8) : Frais d'exploitation du tronçon (SP – RV1)</b> .....	50
<b>Tableau (IV-9) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV1)</b> .....	50
<b>Tableau (IV-10) : Bilan global des frais du tronçon (SP – RV1)</b> .....	51
<b>Tableau (IV-11) : Calcul de la <math>H_{mt}</math> du tronçon (SP – RV2)</b> .....	51
<b>Tableau (IV-12) : Frais d'exploitation du tronçon (SP – RV2)</b> .....	52
<b>Tableau (IV-13) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV2)</b> .....	52
<b>Tableau (IV-14) : Bilan global des frais du tronçon (SP – RV2)</b> .....	52
<b>Tableau (IV-15) : Tableau récapitulatif des diamètres choisis</b> .....	53

<b>Tableau (V-1)</b> : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	63
<b>Tableau (V-2)</b> : Caractéristiques de la pompe du R1 .....	64
<b>Tableau (V-3)</b> : Caractéristiques de la pompe du R2 .....	66
<b>Tableau (V-4)</b> : Caractéristiques de la pompe du SP .....	68
<b>Tableau (VI-1)</b> : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons ..	76
<b>Tableau (VII-1)</b> : Détermination des débits aux nœuds .....	83
<b>Tableau (VII-2)</b> : Résultats de la simulation des arcs (conduites).....	89
<b>Tableau (VII-3)</b> : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau.....	91

## Liste des figures

<b>Figure (I-1)</b> : Délimitation de la commune de Ouled Rabeh (Jijel) .....	2
<b>Figure (I-2)</b> : la localisation de la zone d'étude .....	3
<b>Figure (I-3)</b> : Répartition des pluies mensuelles moyennes annuelles à Ain El Djenna (Jijel) .....	6
<b>Figure (II-1)</b> : Représentation du graphique de l'évolution de la population .....	8
<b>Figure (III-1)</b> : Réservoir semi enterré cylindrique .....	23
<b>Figure (III-2)</b> : Réservoir surélevé .....	23
<b>Figure (III-3)</b> : Equipement de réservoir .....	25
<b>Figure (III-4)</b> : Adduction avec chute libre .....	25
<b>Figure (III-5)</b> : Adduction noyée .....	26
<b>Figure (III-6)</b> : Départ de conduite de distribution .....	26
<b>Figure (III-7)</b> : Trop-plein et vidange.....	27
<b>Figure (III-8)</b> : By-pass .....	28
<b>Figure (III-9)</b> : Matérialisation d'une réserve d'incendie.....	29
<b>Figure (III-10)</b> : Schéma de réservoirs .....	35
<b>Figure (IV-1)</b> : Adduction gravitaire [7].....	37
<b>Figure (IV-2)</b> : Adduction par refoulement [7].....	38
<b>Figure (IV-3)</b> :schéma d'une adduction mixte.....	38
<b>Figure (IV-4)</b> : Robinet vanne à opercule .....	40
<b>Figure (IV-5)</b> : Robinet vanne papillon5 .....	40
<b>Figure (IV-6)</b> : Ventouse .....	41
<b>Figure (IV-7)</b> : Clapet anti retour .....	41
<b>Figure (IV-8)</b> : schéma générale d'adduction.....	54
<b>Figure (V-1)</b> : Point de fonctionnement d'une pompe [7]1 .....	58
<b>Figure (V-2)</b> : Couplage en série.2 .....	61
<b>Figure (V-3)</b> : Couplage en parallèle.3 .....	61
<b>Figure (V-4)</b> : Cas d'aspiration en charge [9]4 .....	62
<b>Figure (V-5)</b> : Cas d'aspiration en dépression [9]5 .....	63
<b>Figure (V-6)</b> : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.6.....	64
<b>Figure (V-7)</b> : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.7.....	67
<b>Figure (V-8)</b> : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.8.....	68
<b>Figure (VI-1)</b> : Cas d'arrêt brusque d'une pompe.....	71
<b>Figure (VI-2)</b> : Volant d'inertie.....	72
<b>Figure (VI-3)</b> : Soupape de décharge .....	72
<b>Figure (VI-4)</b> : Ventouse .....	73
<b>Figure (VI-5)</b> : Fonctionnement des cheminées d'équilibre .....	73
<b>Figure (VI-6)</b> : Réservoir d'air .....	74

<b>Figure (VII-1) : Réseau ramifié .....</b>	<b>77</b>
<b>Figure (VII-2) : Réseau maillé.....</b>	<b>78</b>
<b>Figure (VII-3) : Réseau mixte .....</b>	<b>78</b>
<b>Figure (VII-4) : Schéma représentatif du réseau de distribution Ain El Djenna (EST).....</b>	<b>81</b>
<b>Figure (VII-5) : Environnements de travail sur EPANET.....</b>	<b>89</b>
<b>Figure (VII-6) : Réseau de distribution après simulation.....</b>	<b>93</b>

## Liste des symboles

- T** : Taux d'accroissement de la population (%).
- n** : Nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon voulu.
- P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon voulu.
- P<sub>0</sub>** : Population de l'année actuelle ou de référence.
- Q<sub>moyj</sub>** : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).
- D** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).
- N** : Nombre de consommateurs (hab).
- Q<sub>moy j maj</sub>** : Débit moyen majoré (m<sup>3</sup>/j).
- K<sub>f</sub>** : Coefficient de majoration.
- Q<sub>maxj</sub>** : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).
- K<sub>maxj</sub>** : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.
- Q<sub>minj</sub>** : Débit minimal journalier (m<sup>3</sup>/j).
- K<sub>minj</sub>** : Coefficient d'irrégularité journalière minimal.
- α<sub>max</sub>** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.
- β<sub>min</sub>** : Coefficient dépend du nombre d'habitants.
- Q<sub>moy h</sub>** : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).
- K<sub>max h</sub>** : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.
- K<sub>min h</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.
- Q<sub>min h</sub>** : Débit minimal horaire.
- Q<sub>h</sub>** : Débit horaire (m<sup>3</sup>/h).
- P<sub>%</sub>** : Pourcentage du régime de consommation horaire.
- V<sub>max</sub>** : Volume maximal de stockage pour la consommation (m<sup>3</sup>).
- P<sub>max</sub>** : Résidu maximal dans le réservoir (%).
- R<sup>+</sup><sub>max</sub>** : Résidu maximum positif (%).
- R<sup>-</sup><sub>max</sub>** : Résidu maximum négatif (%).
- V<sub>T</sub>** : Volume totale du réservoir (m<sup>3</sup>).
- V<sub>incendie</sub>** : Volume de la réserve d'incendie (m<sup>3</sup>).
- D** : Diamètre du réservoir (m).
- V** : Volume du réservoir.
- H** : Hauteur de l'eau dans le réservoir.
- H<sub>inc</sub>** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).
- V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie pris à (120 m<sup>3</sup>).
- V<sub>R</sub>** : Volume de régulation du réservoir.
- SR** : station de reprise.
- RV** : Réservoir existant.
- RV1**: Premier réservoir.
- RV2**:Deuxieme réservoir.
- Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).
- H<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires (m).
- J** : Pertes de charge unitaires (m/ml).

**L** : Longueur de la conduite (m).

$\lambda$  : Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

**C<sub>HW</sub>** : Coefficient de Hazen-Williams qui dépend de nature de la conduite.

**V** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

**R<sub>e</sub>** : Nombre de Reynolds.

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau.

**t** : Température de l'eau en degré.

**H<sub>s</sub>** : Pertes de charge singulières (m).

**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m).

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m).

**H<sub>t</sub>** : Perte de charge totale.

**P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe (KW).

$\eta$  : Rendement de la pompe en (%),  $\eta = 75 \%$ .

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh).

**t** : Temps de pompage par jour (t=20h).

**F<sub>Exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA).

**e'** : Prix unitaire du KWh. fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

**F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement.

**P<sub>U</sub>** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

**A** : Amortissement annuel (Annuité).

**i** : Taux d'annuité (i = 8 %).

**BL** : Bilan (DA).

**RQ<sup>2</sup>** : Valeur de la perte de charge au point considère (m).

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

**L** : Longueur de la conduite en (m).

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

$\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

**H'** : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

**m** : Coefficient de rognage.

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

**H<sub>a</sub>** : Hauteur d'aspiration en (m).

**J<sub>a</sub>** : 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).

**h<sub>v</sub>** : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

**a** : Célérité des ondes (m/s).

**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite (m).

**D<sub>imext</sub>** : Dimensions extérieurs.

**e** : Epaisseur de la conduite (m).



**K'** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites PEHD ( $k=83$ ).

**B** : Valeur du coup de bélier (m).

**V<sub>0</sub>** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).

**H<sub>0</sub>** : Pression absolue au point le plus haut de la conduite.

**Q<sub>sp</sub>** : Débit spécifique en (l/s.ml).

**Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe en (l/s) de la zone.

**Σ Li** : Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

**Q<sub>r</sub>** : Débit en route (l/s).

**Q<sub>s</sub>** : Débit spécifique (l/s/ml).

**Li** : Longueur du tronçon concerné (m).

**Q<sub>ni</sub>** : Débit nodal de nœuds concerné (l/s).

**ΣQ<sub>ri</sub>** : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s).

**ΣQ<sub>conc</sub>** : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

**C<sub>A</sub>** : Côte du plan d'aspiration(m).

**C<sub>P</sub>** : Côte de l'axe de la pompe (m).

**C<sub>R</sub>** : Côte radié (m).

**C<sub>TN</sub>** : Côte terrain naturel (m).

**C<sub>TP</sub>** : Côte trop plein (m).

**NPSH<sub>d</sub>** : Charge minimale disponible à l'aspiration (m).

**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette minimale à l'aspiration (m).

*Introduction*  
*générale*

## **Introduction générale**

L'eau représente la vie sur terre, l'homme a toujours besoin d'eau et l'utilise pour ses divers usages. Tout au long du temps, notre dépendance à l'eau ne fait qu'augmenter, et pour cela il faut la protéger et l'utiliser d'une manière économique.

On l'appelle aujourd'hui « l'or bleu », c'est un besoin fondamental, irremplaçable, indispensable et chaque être humain a le droit à l'eau saine. Mais pour près d'un milliard de personnes, cette promesse n'est pas encore tenue, ils vivent sans eau potable, la terre connaît une véritable crise d'eau. Parmi les pays qui sont touchés par cette problématique, l'Algérie, ses ressources conventionnelles en eau étaient insuffisantes pour subvenir aux besoins de la population, ce qui a incité les autorités à chercher d'autres ressources pour garantir l'alimentation en eau potable de la population.

La cité de Ain El Djenna (commune Ouled Rabeh, daïra Sidi Maarouf) a connu ces dernières années un accroissement démographique important. Et les habitants de Ain El Djenna comptent sur les eaux de sources pour satisfaire leurs besoins en eau à cause de l'inexistence d'un réseau d'alimentation. Cette situation a provoqué un manque accru en termes d'eau potable surtout en périodes d'été où les points d'eau sont insignifiants et presque à sec, et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'étude, qui consiste à l'étude du système d'alimentation en eau potable du village Ain El Djenna de la commune de Oulad Rabah wilaya de Jijel. Cette étude aborde un raccordement avec un réservoir existant (alimenté par le Transfer d'eau à partir du barrage Boussiaba) et qui alimente plusieurs zones.

L'objet de notre étude est de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable, afin de satisfaire les besoins en eau potable pour l'horizon projeté.

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude, ce qui constituera le premier chapitre ;

Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau et aux variations du débit pour la population future (à long terme) ;

Au cours du chapitre trois, nous effectuerons le dimensionnement des réservoirs et comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants et de projeter si-nécessaire d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population ;

Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technico-économique ;

Le cinquième chapitre, sera consacré au choix des pompes à adopter pour les différentes stations de pompage ;

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 de Ain El Djenna.

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

## I.1-Introduction

La présente étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la cité d'Ain El Djenna commune Ouled Rabah (wilaya de Jijel). Pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude. Cette partie, sera consacrée à la description du site du projet à savoir : géographie, topographie, géologique, hydraulique et climatologie.

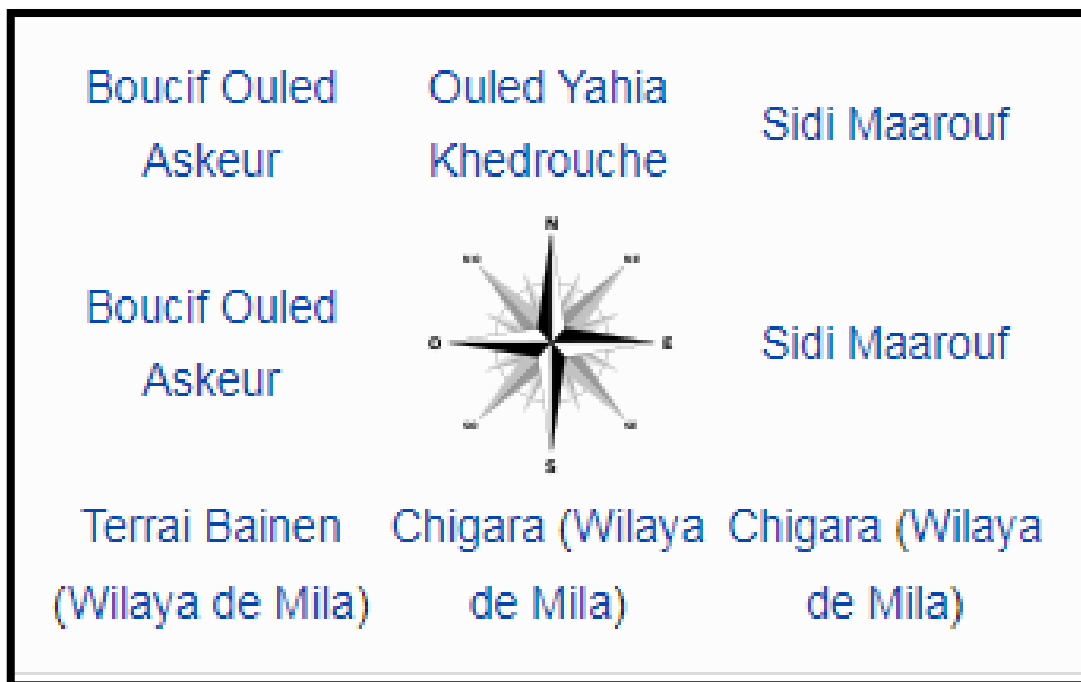
## I.2-Présentation du site

### I.2.1-Situation géographique

La commune de Ouled Rabah est située à environ 60 km, au Sud-Est de la ville de Jijel, elle est limitée par :

- **Au Nord:** Par la Commune d'Ouled Yahia Khadrouche ;
- **À l'Est:** Par la commune de Sidi Maarouf ;
- **À l'Ouest:** Par la commune de Boussif Ouled Askeur ;
- **Au Sud:** Par les communes de Chigara et Beinen (Wilaya de Mila).

La figure (I-1) donne la délimitation de la commune d'Ouled Rabah (jijel).



*Figure (I-1) : Délimitation de la commune de Ouled Rabah (Jijel)*

La figure (I-2) ci-après donne la localisation de la zone d'étude.

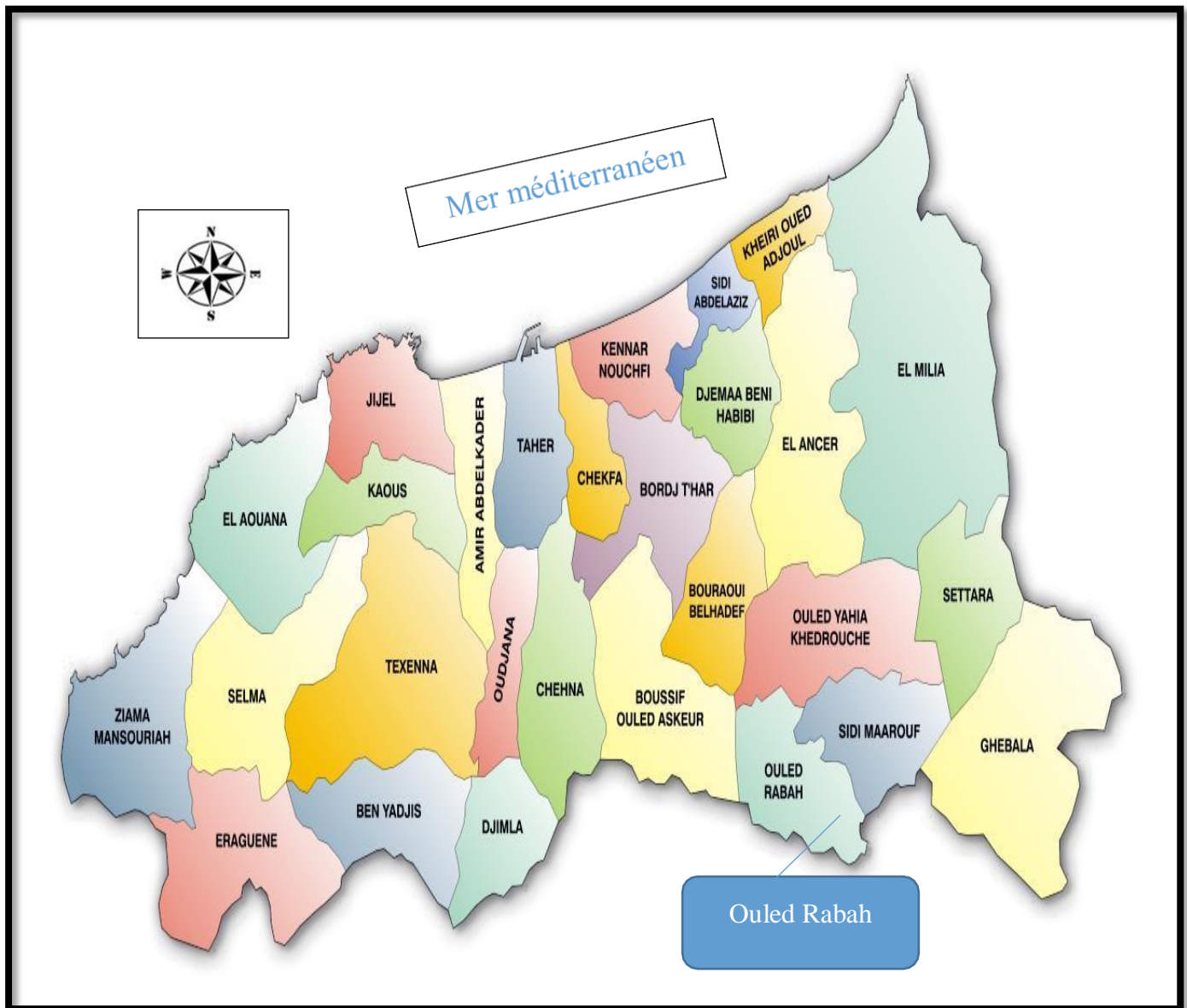


Figure (I-2) : la localisation de la zone d'étude

### I.2.2-Situation topographique

Le relief de la commune est formé en grande majorité d'une chaîne de montagnes couvertes de forêts de chênes, pins, saules, ormes et d'oliviers .Il est très accidenté ,difficile d'accès où les altitudes sont importantes, les pentes sont fortes (plus de 30%), à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes[10]

### I.2.3-Situation géologique

La région d'étude faisant partie du massif montagneux elle est constituée en grande majorité de terre végétale et de terrains rocheux et semi rocheux, on peut estimer le terrain rocheux à 20% de

l'ensemble du tracé. Des formations très hétérogènes qui ont été déposées de manière quasi-aléatoire étant donné le grand nombre d'épisodes érosifs qui intercalent entre les phases tectoniques. [10]

## I.2.4-Situation hydraulique

### I.2.4.1-Pénurie en eau

L'alimentation en eau potable à Ouled Rabah est satisfaisante, le reste des agglomérations, comme Ain El Djenna, souffrent d'une pénurie chronique.

La consommation en eau dans la région est essentiellement une consommation domestique et semi industrielle. Le patrimoine hydrique exploité à Ain El Djenna est essentiellement composé des eaux de sources de montagne, mais celles-ci connaissant une fluctuation inquiétante du débit d'eau. Durant l'été, où l'eau coule rarement dans les robinets, ce problème se corse davantage et les habitants ne savent plus vraiment comment y faire face. En tout cas, les services techniques de la commune, ne voient pas meilleure solution qu'une projection d'un réseau d'alimentation en eau potable [10].

### I.2.4.2-Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont dispose la commune étudiée sont données dans le tableau (I-1) suivant [1] :

*Tableau (I-1) : Ressources en eau disponibles*

	Source	Nombre	Q Total (l/s)
Ain El Djenna	Sources des montagnes	3	Non connu

### I.2.4.3-Ouvrage de stockage

La cité de Ain El Djenna dispose d'un réservoir cité dans le tableau (I-2) ci-dessous [1] :

*Tableau (I-2) : Ouvrages de stockage à Ain El Djenna*

Localisation	Capacité (m <sup>3</sup> )
Ain El Djenna	200

## I.2.5-Climatologie

Le climat d'Ain El Djenna est méditerranéen. Un hiver doux, pluvieux, long et partiellement nuageux avec des températures variant entre 2 °C et 20 °C. L'été chaud, lourd, dégagé et sec avec une température de 22 °C jusqu'à 35 °C.

### I.2.5.1-Température

La variation mensuelle de la température de la région étudiée de l'année 2021 est représentée dans le tableau (I-3) suivant : [1]

**Tableau (I-3) : Températures de Ain El Djenna (Jijel) de l'année 2021**

Mois	Température moyenne	Température moyenne (min/max) °C	Record des températures (min/max) °C
Janvier	10	6-15	0/26
Février	10	6-15	3-27
Mars	13	8-18	4-30
Avril	15	10-21	5-31
Mai	19	13/26	9-34
Juin	21	15/28	10-36
Juillet	25	18/33	11-36
Aout	27	20/35	13/38
Septembre	24	17/31	8-33
Octobre	20	14/26	5-32
Novembre	16	10-22	3-29
Décembre	11	7-15	1-27

La saison très chaude dure trois (03) mois, du 20 juin au 19 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 21 °C. La saison fraîche dure (04) mois, du 22 novembre au 21 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 10 °C.

### I.2.5.2-Précipitation

Les précipitations de l'année 2021 concernant la zone d'étude se résument dans le tableau (I-4) suivant [1] :

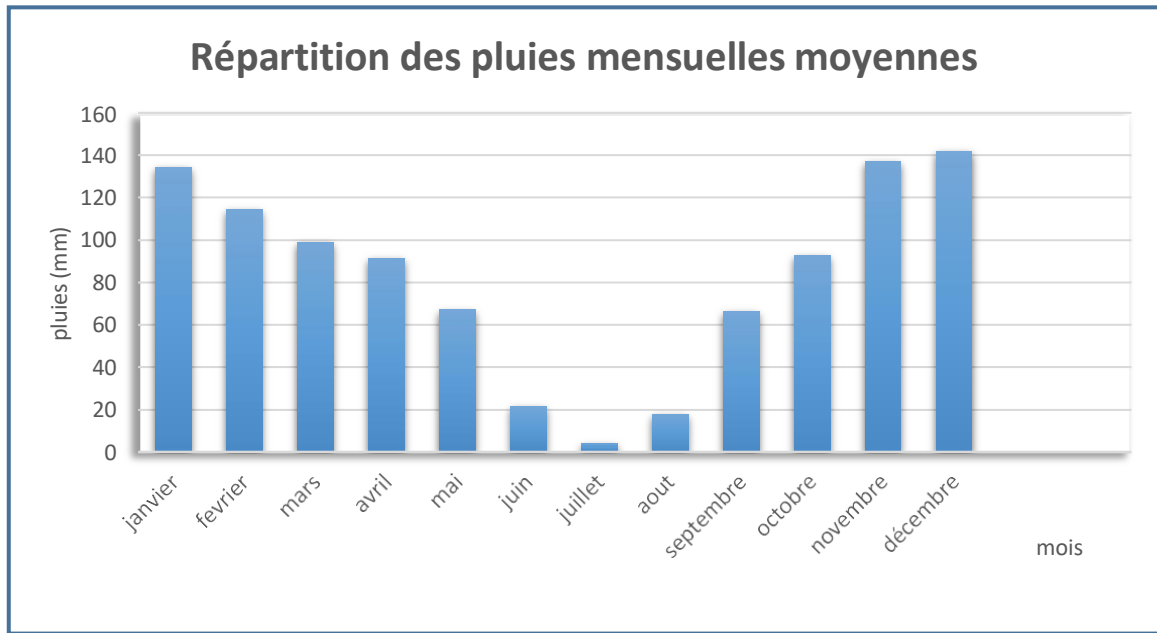
**Tableau (I-4) : Précipitations au niveau d'Ain El Djenna pour l'année 2021**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Pluies (mm)	134.2	114.5	98.9	91.3	67.1	21.4	4.2	17.8	66.4	92.7	137.1	141.7	<b>987.3</b>



Elle tombe en moyenne environ de 1000 mm d'eau par an, ce qui représente une moyenne mensuelle de 82.5 mm. Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est juillet qui enregistre seulement 4.2 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes.

La figure (I-3) donne des pluies mensuelles moyennes annuelles à Ain El Djenna (Jijel).



**Figure (I-3) :** Répartition des pluies mensuelles moyennes annuelles à Ain El Djenna (Jijel) [1]

### I.3-Conclusion

Dans ce chapitre, on a donné une description de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, hydraulique et climatologique. Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration du présent travail qui est la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, afin de résoudre tous les problèmes de l'eau de l'agglomération étudiée.

*Chapitre II :*  
*Estimation des*  
*besoins*

## II.1-Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique,...etc.). Pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, un recensement des différents besoins de tous les secteurs est nécessaire en examinant toutes les catégories consommatrices d'eau.

## II.2-Estimation des besoins en eau

### II.2.1-Estimation de la population future

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 30 ans, qui est une moyenne en matière de durée de vie des canalisations.

L'évolution démographique de la population, se calcule par la formule des intérêts composés suivante:

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

Avec :

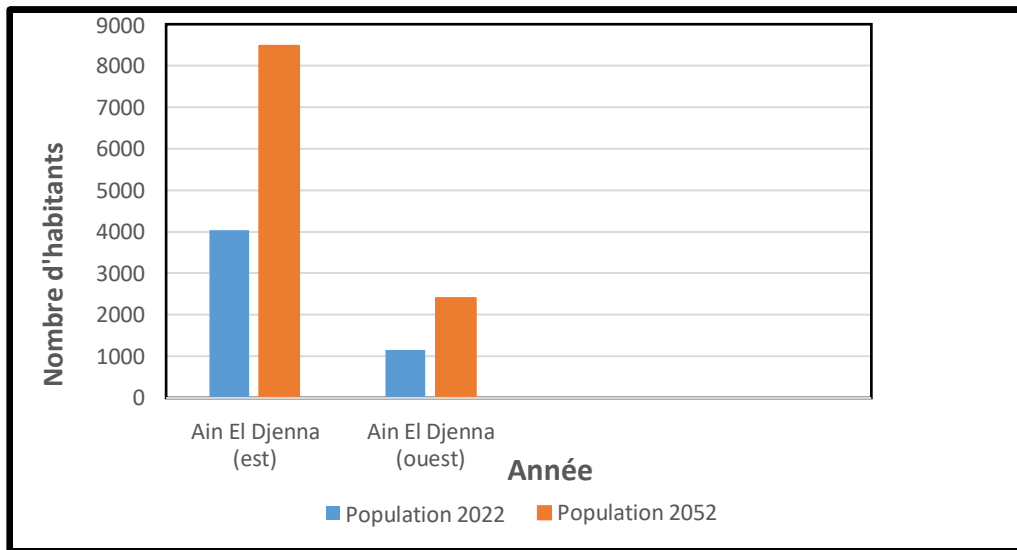
- **P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon d'étude (2052) ;
- **P<sub>0</sub>** : Population actuelle (2022) ;
- **n** : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude 30 ans ;
- **T** : Taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 2.5 % [1].

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau (II-1) suivant :

*Tableau (II-1) : Estimation de la population future*

Cité	Localités	Nombre d'habitants en 2022	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants en 2052
Ain El Djenna	Ain El Djenna Est	4044	2.5	8482
	Ain El Djenna Ouest	1150		2412
<b>Total</b>		<b>5194</b>	/	<b>10894</b>

La figure (II-1) ci-après donne la représentation du graphique de l'évolution de la population.



*Figure (II-1) : Représentation du graphique de l'évolution de la population*

### **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. [2].

Ain El Djenna est une région rurale, pour une telle zone de moins de 20000 habitants, la norme de consommation est prise de l'ordre 150 l/j/hab. [1].

### **II.2.3-Consommation moyenne journalière**

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future.

Pour la présente étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres des besoins, tel que les besoins: scolaires, sanitaires, socio-culturels, commerciaux, industriels et cheptels.

#### ***II.2.3.1-Consommation moyenne journalière de la population***

Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$  : Consommation moyenne journalière en (m<sup>3</sup>/j) ;
- $D$  : Dotation moyenne journalière (l/j/hab) ;
- $N$  : Nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (II-2) ci-après :

*Tableau (II-2) : Détermination des besoins domestiques*

Cité	Localités	Population actuel (2022)	Population futur (2052)	Dotation (l/j/hab)	Besoin actuel (m <sup>3</sup> /j)	Besoin futur (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna	Ain El Djenna (Est)	4044	8482	150	606.6	1272.3
	Ain El Djenna (Ouest)	1150	2412		172.5	361.8
<b>Total</b>		<b>5194</b>	<b>10894</b>		<b>779.1</b>	<b>1634.1</b>

### 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) suivant :

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

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/élève)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	Primaires (1)	156	15	2.34
	CEM (1)	140		2.1
<b>Total</b>				<b>4.44</b>
Ain El Djenna (Ouest)	Primaire (1)	116	15	1.74

**II.2.3.2.2-Besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires sont donnés dans le tableau (II-4) suivant :

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

Localités	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/lit)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	Polyclinique (1)	22	20	0.44
	Salle de soins(1)	10	20	0.2
Ain El Djenna (Ouest)	Salle de soins(1)	40	20	0.8
<b>Total</b>				<b>1.44</b>

**Besoins socioculturels**

Les besoins socioculturels sont donnés dans le tableau (II-5) suivant :

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

Localités	Établissement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usagers)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	Mosquée (1)	340	15	5.1
	Ecole coranique(1)	200		3.00
Ain El Djenna (Ouest)	Mosquée (1)	200		3.00
	Ecole coranique(1)	100		1.5
<b>Total</b>				<b>12.6</b>

**II.2.3.2.4-Besoins commerciaux**

Les besoins commerciaux sont donnés dans le tableau (II-6) suivant :

**Tableau (II-6) : Détermination des besoins commerciaux**

Localités	Établissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	Alimentation(5)	20	40	0.8
	Cafeteria (5)	30	100	3
	Boulangerie et pâtisserie(8)	32	100	3.2
	Boucherie (3)	9	50	0.45
	Coiffure homme (4)	16	50	0.8
	Coiffure femme(2)	8	50	0.4
	Restaurant (5)	25	100	2,50
	Librairie (4)	16	40	0,64
	Douches + Hammam (2)	40	50	2.0
	Marché couvert(1)	20	50	1.0
<b>Total</b>				<b>14.79</b>
Ain El Djenna (Ouest)	Alimentation(2)	6	40	0.24
	Cafeteria (2)	6	100	0.6
	Restaurant (1)	4	100	0.4
	Boucherie (2)	8	100	0.8
	Coiffure homme (1)	4	50	0.2
	Coiffure femme(1)	4	50	0.2
	Boulangerie (2)	8	100	0.8
<b>Total</b>				<b>3.24</b>

### II.2.3.2.6-Besoins industriels

Les besoins industriels sont donnés dans le tableau (II-7) suivant :

**Tableau (II-7) : Détermination des besoins industriels**

Localités	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	Huilerie	2	1500	3.0
Ain El Djenna (Ouest)	Huilerie	1	1500	3.0
<b>Total</b>				<b>6.0</b>

### II.2.3.2.7-Besoins des cheptels

Les besoins des cheptels sont donnée dans le tableau (II-8) suivant :

**Tableau (II-8) : Détermination des besoins des cheptels**

Localités	Cheptels	Nombre	Dotation (l/j/tête)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	Bovins	342	50	17.1
	Ovins	357	10	3.57
	Caprins	340	10	3.4
	Volaille	375	1	0.375
	Cheval	15	15	0.225
Ain El Djenna (Ouest)	Bovins	191	50	9.55
	Ovins	110	10	1.1
	Caprins	81	10	0.81
	Volaille	110	1	0.11
	Cheval	5	15	0.075
<b>Total</b>				<b>36.315</b>

### II.2.3.3-Consommation moyenne journalière totale

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

La consommation moyenne journalière totale (future) est donnée dans le tableau (II-9) ci-après :



**Tableau (II-9) : Consommation moyenne journalière totale (future)**

Localités Types des besoins	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)		
	Ain El Djenna (Est)	Ain El Djenna (Ouest)	Total
Domestique	1272.3	361.8	1634.1
Scolaire	9.31	3.65	12.96
Sanitaires	1.33	1.68	3.01
Socioculturels	16.98	9.44	26.42
Commerciaux	31	6.8	37.8
Industriels	6.3	6.29	12.59
Cheptels	51.8	24.43	76.23
<b>Total</b>	<b>1389.01</b>	<b>414.09</b>	<b>1803.1</b>

#### 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 totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement:

- Type des conduites ;
- Nature de terrain ;
- Qualité de réalisation ;
- Entretien, etc.

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

$$Q_{\text{moy j maj}} = K_f \times Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II-3})$$

Avec :

- **Q<sub>moy j maj</sub>** : Débit moyen majoré (m<sup>3</sup>/j) ;
- **K<sub>f</sub>** : Coefficient de majoration (**K<sub>f</sub> = 1.2**) ;
- **Q<sub>moy j</sub>** : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau (II-10) ci-après :

**Tableau (II-10) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.**

Localités	Besoins actuels 2022 (m <sup>3</sup> /j)	Besoins actuels 2022 majorés (m <sup>3</sup> /j)	Besoins futurs 2052 (m <sup>3</sup> /j)	Besoins futurs 2052 majorés (m <sup>3</sup> /j)
Ain El Djenna (Est)	606.6	727.92	1389.01	1666.81
Ain El Djenna (Ouest)	172.5	207	414.09	496.908
<b>Total</b>	<b>779.1</b>	<b>934.92</b>	<b>1803.1</b>	<b>2103.72</b>

A l’horizon 2052, la consommation moyenne journalière de la ville s’élèvera à 2103.72m<sup>3</sup>/j soit un débit de 24,35 l/s.

### II.2.5-Etude des variations de la consommation

#### A-Etude de la variation journalière

Pendant l’année, on a une journée où la consommation est élevée (débit maximal ou de pointe), ainsi qu’une journée où la consommation est faible (débit minimale), cette variation est caractérisée par des coefficients d’irrégularités  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$ .

#### A-1 Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )

C’est le débit du jour de plus grande consommation dans une année. Nous le calculons pour le dimensionnement du réseau d’adduction, et le réservoir. Il est donné comme suit :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (II-4)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- $Q_{moy,j}$  : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/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.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau (II-11) ci-après :

**Tableau (II-11) : Consommation maximale journalière**

Localités	Besoin majoré (m <sup>3</sup> /j)		K <sub>max j</sub>	Débit maximum journalier (m <sup>3</sup> /j)	
	2022	2052		2022	2052
Ain El Djenna est	727.92	1666.81	1,2	873.5	2000.17
Ain El Djenna Ouest	207	496.91		248.4	596.29
<b>Total</b>	<b>934.92</b>	<b>2163.72</b>	<b>1,2</b>	<b>1121.69</b>	<b>2596.46</b>

**B-Consommation minimale journalière (Q<sub>min j</sub>)**

C'est le débit du jour de faible consommation en eau dans une année. Il permet de voir le comportement du réseau en cas de surpression.

Ce débit se calcule avec la formule suivante :

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

Avec :

- **Q<sub>min j</sub>** : Débit minimal journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- **Q<sub>moy j</sub>** : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j) ;
- **K<sub>min j</sub>** : 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 (II-12) ci-dessous :

**Tableau (II-12) : Consommation minimale journalière.**

Localités	Besoin majoré (m <sup>3</sup> /j)		K <sub>min j</sub>	Débit minimum journalier (m <sup>3</sup> /j)	
	2022	2052		2022	2052
Ain El Djenna est	1389.01	1666.81	0,8	1111.21	1333.45
Ain El Djenna ouest	414.09	496.908		331.27	397.53
<b>Total</b>	<b>1803.1</b>	<b>2163.72</b>	<b>0,8</b>	<b>1442.48</b>	<b>1730.98</b>

### II.2.6-Variation de la consommation horaire

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation  $K_{\max,h}$  et  $K_{\min,h}$ , appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés pour la journée la plus chargés de l'année.

#### II.2.6.1-Coefficients d'irrégularités horaires

##### A. Coefficient d'irrégularité horaire maximum

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

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$  : Coefficient varie entre 1.2 et 1.3, qui tiennent compte du niveau de vie de la population et du confort, dans notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1.3$
- $\beta_{\max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II-14) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II-13) : Valeurs de  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\max}$	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03

Les valeurs de  $K_{\max,h}$  de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau((II-14) suivant :

Tableau (II-14) : Valeurs de  $K_{\max,h}$  de chaque zone de distribution

Localités	Nombres d'habitants	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max h}$
Ain El Djenna (Est)	8482	1,3	1,33	1,73
Ain El Djenna (Ouest)	2412		1,62	2.11

##### B. Coefficient d'irrégularité horaire minimum

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : 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  $\alpha_{\min} = 0.5$
- $\beta_{\min}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II-15) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau (II-15) : Valeurs de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant**

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0.10	0.10	0.10	0.20	0.25	0.40	0.50	0.60	0.70	0.83

Les valeurs de  $K_{\min,h}$  de chaque zone de distribution sont présentées dans le tableau(II-16) suivant :

**Tableau (II-16) : Valeurs de  $K_{\min,h}$  de chaque zone de distribution**

Localités	Nombres d'habitants	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\min}$	$K_{\min,h}$
Ain El Djenna est	8482	0,5	0.34	0,17
Ain El Djenna ouest	2412		0.10	0,05

### II.2.7-Débit moyen horaire

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

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

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$  : Débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;
- $Q_{\text{max j}}$  : Débit maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

#### II.2.7.1-Débit maximal horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max h}} = Q_{\text{moy h}} \times K_{\text{max h}} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$  : Débit moyen horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;
- $K_{\text{max h}}$  : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

### II.2.7.2-Débit minimal horaire

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

$$Q_{\text{min h}} = Q_{\text{moy h}} \times K_{\text{min h}} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy h}}$  : Débit moyen horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;
- $K_{\text{min h}}$  : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentées dans le tableau (II-17) suivant :

*Tableau (II-17) : Consommations moyennes, minimales et maximales horaires*

Localités	Année	$Q_{\text{moy h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$\alpha_{\text{max}}$	$\beta_{\text{max}}$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{max h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$\alpha_{\text{min}}$	$\beta_{\text{min}}$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
Ain El Djenna (Est)	2052	83.34	1,3	1,33	1,73	<b>144.18</b>	0,5	0,34	0,17	<b>14.17</b>
Ain El Djenna (Ouest)	2052	24.85	1,3	1,62	2.11	<b>52.43</b>	0,5	0,10	0,05	<b>1.24</b>

### II.2.8-Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2052

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_{\text{h}} = P\% \times Q_{\text{max j}} \quad (\text{II-11})$$

Avec :

- $P\%$  : Pourcentage du régime de consommation horaire ;
- $Q_{\text{max j}}$  : Débit max journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{h}}$  : Débit horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

La répartition de la consommation horaire est donnée dans le tableau (II-18) suivant :

Tableau (II-18) : Répartition de la consommation horaire

Heures	Ain El Djenna (Est)		Ain El Djenna (Ouest)	
	Consommation totale $Q_{\max j}$ = 2000.17 m <sup>3</sup> /j		Consommation totale $Q_{\max}$ = 596.29 m <sup>3</sup> /j	
	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)	Coeff de consommation (%)	Consommation (m <sup>3</sup> /h)
0-1	1	20.0017	1	5.9629
1-2	1	20.0017	1	5.9629
2-3	1	20.0017	1	5.9629
3-4	1	20.0017	1	5.9629
4-5	2	40.0034	2	11.9258
5-6	3	60.0051	3	17.8887
6-7	5	100.0085	5	29.8145
7-8	6.5	130.011	6.5	38.7589
8-9	6.5	130.011	6.5	38.7589
9-10	5.5	110.0094	5.5	32.7960
10-11	4.5	90.0077	4.5	26.8331
11-12	5.5	110.0094	5.5	32.7960
12-13	7	140.0119	7	41.7403
13-14	7	140.0119	7	41.7403
14-15	5.5	110.0094	5.5	32.7960
15-16	4.5	90.0077	4.5	26.8331
16-17	5	100.0085	5	29.8145
17-18	6.5	130.011	6.5	38.7589
18-19	6.5	130.011	6.5	38.7589
19-20	5	100.0085	5	29.8145
20-21	4.5	90.0077	4.5	26.8331
21-22	3	60.0051	3	17.8887
22-23	2	40.0034	2	11.9258
23-24	1	20.0017	1	5.9629
Total	100	2000.17	100	596.29

Le tableau (II-19) qui suit résume les résultats de la répartition horaire du débit ( $Q_{\max.h}$  et  $Q_{\min.h}$ ) pour les différentes localités :

**Tableau (II-19) : Débit maximal et minimal horaire.**

Localités	$Q_{\max h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\min h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Ain El Djenna (Est)	140.0119	20.0017
Ain El Djenna (Ouest)	41.7403	5.9629

### II3-Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude où on a obtenu une population totale de 10894 habitants à l'horizon 2052.

Nous avons également estimé les différents besoins de différentes les localités, En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2052 est évalué a 2596.46 m<sup>3</sup>/j, Ceci nous permettra de mieux évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi que de bien dimensionner le réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.



*Chapitre III :*  
*Les réservoirs*

### III.1-Introduction

Les réservoirs d'eau sont des récipients pour stocker l'eau, ce sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution, ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles.

Dans ce chapitre, on va faire l'étude des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins en eau estimés dans le chapitre précédent.

### III.2-Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que [3] :

- Ils stockent les eaux en excès pendant les heures de faible consommation et les restituent aux heures de pointes ;
- Ils assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Ils assurent une distribution continue en eau en cas de panne à la station de pompage, de coupure d'électricité ou de brise de la conduite ;
- Ils luttent contre d'éventuels incendies moyennant une réserve d'eau stockée.

### III.3-Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon [4] :

#### III.3.1-Leur position par rapport au sol

On distingue :

- Réservoirs enterrés, réservoirs semi enterrés et les réservoirs sur le sol ;
- Réservoirs surélevés : la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- Réservoir avec station de surpression associée : l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- Réservoir sous pression : un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

### III.3.2-Leur forme

On distingue :

- Réservoirs séculaires ;
- Réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Réservoirs quelconques.

### III.3.3-Leur mode de fermeture

On distingue :

- Réservoirs couverts ;
- Réservoirs non couverts.

### III.3.4-Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- Des réservoirs métalliques ;
- Des réservoirs en maçonnerie ;
- Des réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

### III.3.5-Selon l'usage

On distingue :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Facteurs économiques ;
- Sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Possibilités d'adaptation au réseau ;
- Possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

La Figure (II-1) ci-après représente le réservoir semi enterré cylindrique.

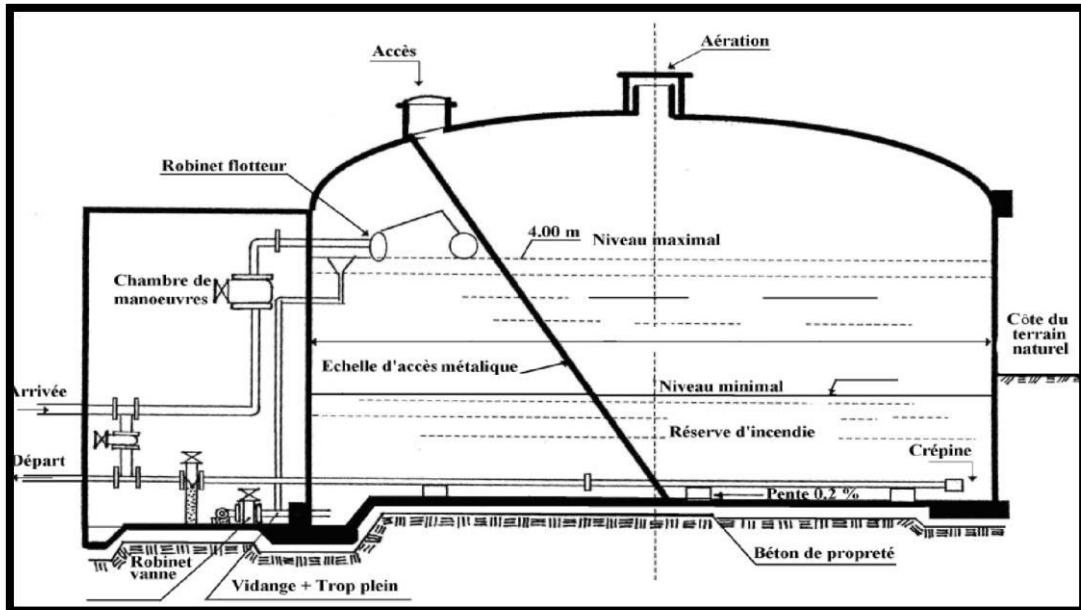


Figure (III-1) : Réservoir semi enterré cylindrique

La figure (III-2) suivante représente le réservoir surélevé

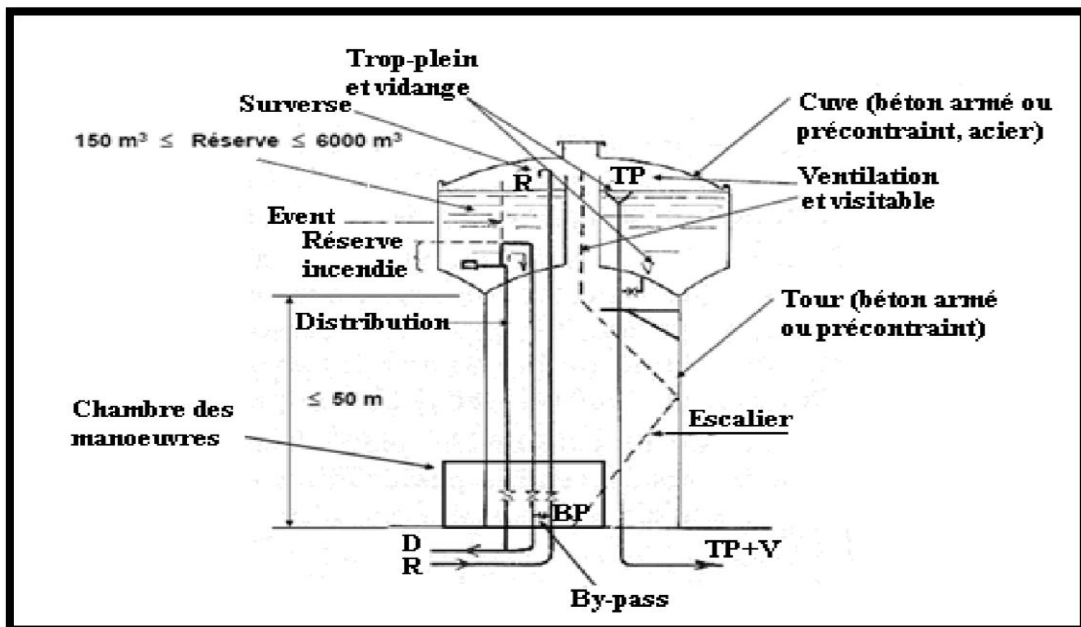


Figure (III-2) : Réservoir surélevé

### III.4-Emplacement d'un réservoir

L'emplacement d'un réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se

situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée par le réseau. Donc il faut tenir compte des points suivants:

- Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage se fait gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à la proximité du centre important de consommation ;
- Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux ;
- Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération.

### **III.5-Choix du type de réservoir**

Il existe plusieurs types de réservoirs tels que [3].

- Réservoir enterré ;
- Réservoir semi enterré ;
- Réservoir surélevé appelée château d'eau.

Vu le relief très accidenté de la zone d'étude, notre choix s'est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés, pour lesquels :

- L'étude architecturale est simplifiée,
- L'étanchéité est facile à réaliser,
- La conservation de l'eau est à une température constante,
- Il y'a économie sur les frais de construction.

### **III.6-Equipements des réservoirs**

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de bypass, dans certains cas ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir. Les équipements de réservoirs sont représentés dans la figure (III-3) suivante.

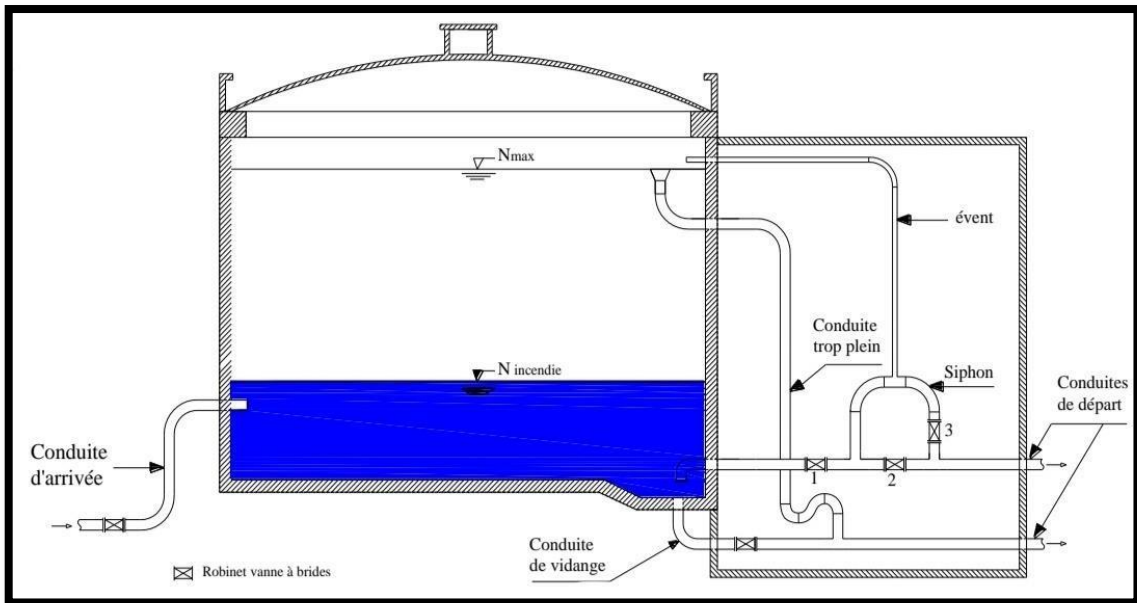


Figure (III-3) : Equipement de réservoir

### III.6.1-Conduite d'arrivée (adduction)

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

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

L'eau arrive au réservoir par surverse, soit à chute libre, provoquant une oxygénation de l'eau qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. Les figures(III.4), (III.5) nous représentent une conduite d'arrivée.

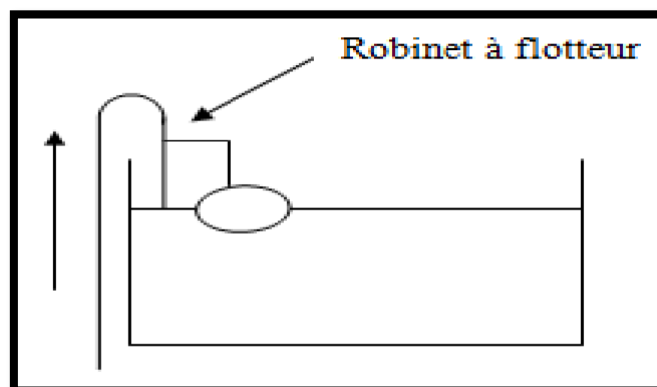


Figure (III-4) : Adduction avec chute libre

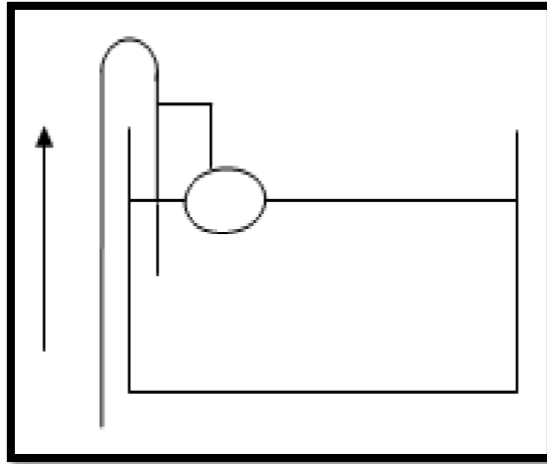


Figure (III-5) : Adduction noyée.

### III.6.2-Conduite de distribution

Contrairement à la conduite d'arrivée qui monte au sommet de la réserve, la conduite de départ d'eau part du fond de la réserve (0,15 à 0,20m au-dessus du radier), elle doit être opposée à la conduite d'amenée et munie d'une crépine en vue d'éviter l'introduction dans la distribution, des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve. La figure (III.6) nous représente une conduite de départ.

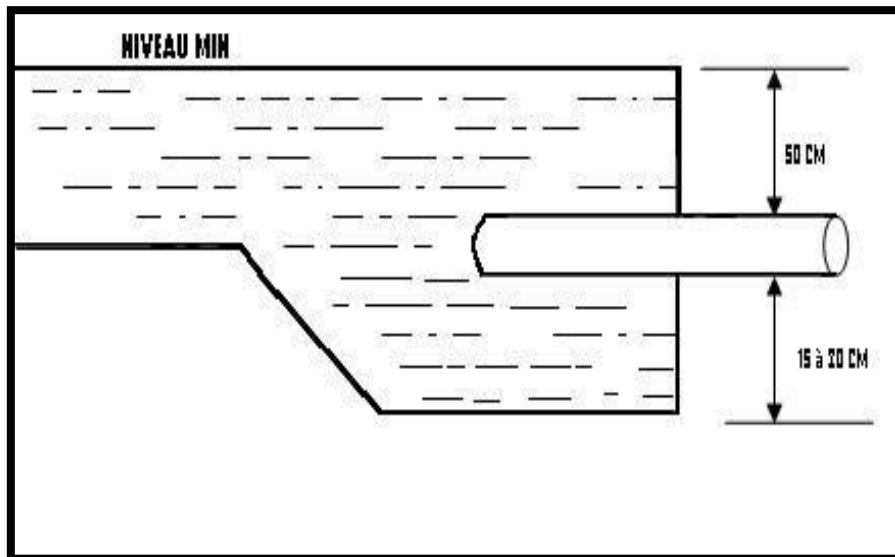


Figure (III-6) : Départ de conduite de distribution

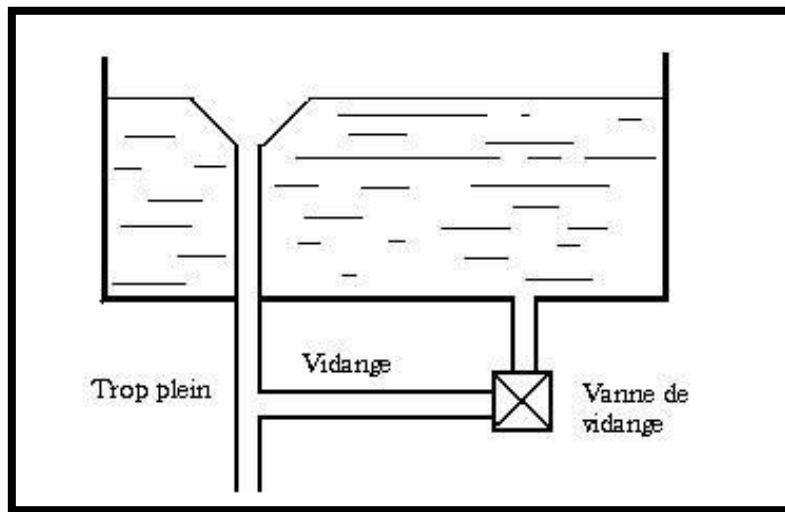
### III.6.3-Conduite trop plein

Pour éviter le débordement de réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est muni d'un trop plein,

lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans cette conduite, ensuite délogée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage. [2]

#### .III.6.4-Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le réservoir en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du réservoir ou son sol est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein. Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange est illustré dans la figure (III-7) ci-dessous.



*Figure (III-7) : Trop-plein et vidange*

#### III.6.5-Conduite by-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assurée par un dispositif qui est le by-pass reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, son principe de fonctionnement est le suivant [3]:

- En temps normal : (01) et (03) sont ouvertes et (02) est fermée,
- En by-pass : (01) et (03) sont fermées et (02) est ouverte.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (III-8) ci-dessous



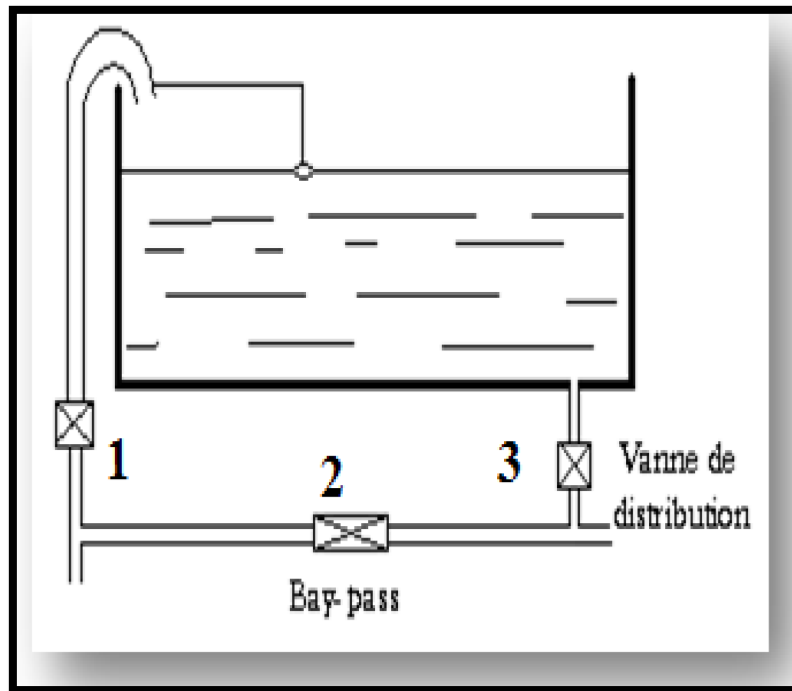


Figure (III-8) : By-pass

### III.6.6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, il faut interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, on distingue deux types de disposition :

#### A. Système à deux prises

En temps normal, (1) est fermée et (2) ouverte en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

#### B. Système à siphon

Le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouverte et (2) fermée. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorçerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2).

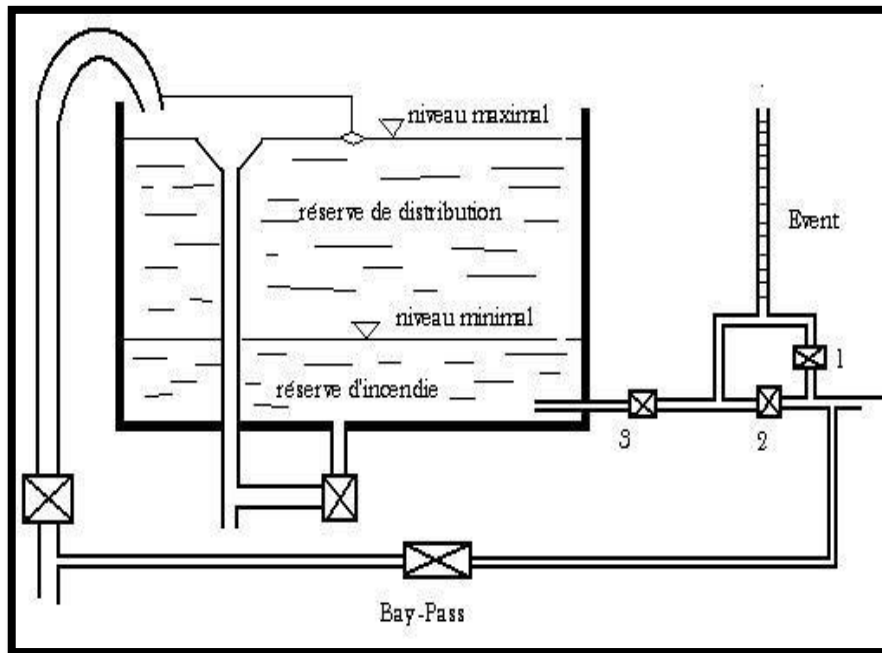


Figure (III-9) : Matérialisation d'une réserve d'incendie

### III.7-Capacité de réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part du mode d'adduction, et d'autre part, de la variabilité de la consommation journalière du réservoir de l'agglomération.

La répartition du débit d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation d'éventuelles pannes et l'entretien au niveau de la station de pompage, en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, où le prix d'énergie est élevé [5].

Le calcul de la capacité d'un réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique
- Méthode graphique.

#### III.7.1-Méthode graphique

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe. En fixant la durée de fonctionnement des pompes au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier [3].

### III.7.2-Méthode analytique

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

$$V_{\max} = P_{\max} (\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{III-1})$$

Avec :

- $V_{\max}$  : Volume maximal de stockage pour la consommation ( $m^3$ ) ;
- $P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- $Q_{\max j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

La détermination se fait comme suit :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max.h}$  pour chaque zone. Le tableau de distribution du débit journalière (Annexe (1)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée ( $P_{\max}$ ) fera le pourcentage du volume stockage, Tel que :

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

Avec :

- $R^+_{\max}$  : Résidu maximum positif (%) ;
- $R^-_{\max}$  : Résidu maximum négatif (%).

### III.8-Volume total d'un réservoir

Le volume total du réservoir se calcule en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à  $120 m^3$ . Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

- $V_T$  : Volume totale du réservoir ( $m^3$ ) ;
- $V_{\text{incendie}}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $m^3$ ).

➤ **Calcul du diamètre**

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left( \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} \quad (III-4)$$

Avec :

- **D** : Diamètre du réservoir (m) ;
- **V** : Volume du réservoir ;
- **H** : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

➤ **Calcul de la hauteur d'incendie**

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \left( \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D} \right)^{1/2} \quad (III-5)$$

Avec :

- **H<sub>inc</sub>** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;
- **V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie pris à 120 m<sup>3</sup>.

### III.9-Dimensionnement des réservoirs

#### III.9.1-Capacité du réservoir R1 (Ain El Djenna Est)

Ce réservoir assure un débit de 2000.17m<sup>3</sup>/j, une distribution vers les localités de Ain El Djenna (est) qui est dotée de 8482 habitants, avec  $K_{max,h} = 1.73$ , et une consommation de 2000.17m<sup>3</sup>/j.

Le tableau (III-1) suivant représente le dimensionnement du réservoir R1.

*Tableau (III-1) : Dimensionnement du réservoir R1*

Heures	Apports		Distribution		Sur plus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
0-1	5	100.01	1	83.34	4		4
01-févr	5	100.01	1	83.34	4		8
02-mars	5	100.01	1	83.34	4		12
03-avr	5	100.01	1	83.34	4		16
04-mai	5	100.01	2	83.34	3		19
05-juin	5	100.01	3	83.34	2		21
06-juil	5	100.01	5	83.34	0		21
07-août	5	100.01	6.5	83.34		-1.5	<b>19.5</b>
08-sept	5	100.01	6.5	83.34		-1.5	18
09-oct	5	100.01	5.5	83.34		-0.5	17.5
10-nov	5	100.01	4.5	83.34	0.5		18

11-12	5	100.01	5.5	83.34		-0.5	17.5
12-13	5	100.01	7	83.34		-2	15.5
13-14	5	100.01	7	83.34		-2	13.5
14-15	5	100.01	5.5	83.34		-0.5	13
15-16	5	100.01	4.5	83.34	0.5		13.5
16-17	5	100.01	5	83.34	0		13.5
17-18	5	100.01	6.5	83.34		-1.5	12
18-19	5	100.01	6.5	83.34		-1.5	10.5
19-20	5	100.01	5	83.34	0		10.5
20-21	0	0	4.5	83.34		-4.5	6
21-22	0	0	3	83.34		-3	3
22-23	0	0	2	83.34		-2	1
23-24	0	0	1	83.34		-1	<b>0</b>
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>2000.17</b>	<b>100</b>	<b>2000.17</b>	<b>22</b>	<b>-22</b>	
<b>L</b>							

$$P_{\max} \% = 19.5 \%$$

$$P_{\min} \% = 0 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir R1 : } V_R = 19.5 \times \frac{2000.17}{100} = 390 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 390 + 120 = 510 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir R1 (Ain El Djenna Est) sera 600 m<sup>3</sup>.

Donc le réservoir existant de 200 m<sup>3</sup> ne suffit pas, on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 400 m<sup>3</sup>.

Calcul du diamètre du réservoir à projeter :

$$D = \left( \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} = \left( \frac{4 \times 400}{3.14 \times 4} \right)^{1/2} = 11.29 \text{ m}$$

- **H** : Hauteur du réservoir = 4 m.
- **D** : Diamètre du réservoir.

### III.9.2-Capacité du réservoir R2 (Ain El Djenna Ouest)

Ce réservoir assure une distribution vers la localité Ain El Djenna (Ouest) qui est dotée de 2412 habitants, avec  $K_{\max,h} = 2.11$ , et une consommation de 596.29m<sup>3</sup>/j. Le tableau (III-2) ci-après représente le dimensionnement du réservoir R2.

Tableau (III-2) : Dimensionnement du réservoir R2

Heures	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
0-1	5	29.81	0,75	24.85	4.25		4.25
1-2	5	29.81	0,75	24.85	4.25		8.5
2-3	5	29.81	1	24.85	4		12.5
3-4	5	29.81	1	24.85	4		16.5
4-5	5	29.81	3	24.85	2		18.5
5-6	5	29.81	5.5	24.85		-0.5	18
6-7	5	29.81	5.5	24.85		-0.5	17.5
7-8	5	29.81	5.5	24.85		-0.5	17
8-9	5	29.81	3.5	24.85	1.5		18.5
9-10	5	29.81	3.5	24.85	1.5		<b>20</b>
10-11	5	29.81	6	24.85		-1	19
11-12	5	29.81	8.5	24.85		-3.5	15.5
12-13	5	29.81	8.5	24.85		-3.5	12
13-14	5	29.81	6	24.85		-1	11
14-15	5	29.81	5	24.85	0		11
15-16	5	29.81	5	24.85	0		11
16-17	5	29.81	3.5	24.85	1.5		12.5
17-18	5	29.81	3.5	24.85	1.5		14
18-19	5	29.81	6	24.85		-1	13
19-20	5	29.81	6	24.85		-1	12
20-21	0	0	6	24.85		-6	6
21-22	0	0	3	24.85		-3	3
22-23	0	0	2	24.85		-2	1
23-24	0	0	1	24.85		-1	<b>0</b>
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>596.29</b>	<b>100</b>	<b>596.29</b>	<b>24.5</b>	<b>-24.5</b>	

$$P_{\max} \% = 20 \%$$

$$P_{\min} \% = 0 \%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir R2 : } V_R = 20 \times \frac{596.29}{100} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 120 + 120 = 240 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée du réservoir R2 (Ain El Djenna ouest) est 300 m<sup>3</sup>

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

$$D = \left( \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} = \left( \frac{4 \times 300}{3.14 \times 4} \right)^{1/2} = 9.77 \text{ m}$$

### III.9.4-Dimensionnement de la bêche à eau de la station de reprise SR

La station de reprise SR reçoit un débit de 2596.46 m<sup>3</sup>/j par refoulement à partir de réservoir existant pendant 20 heures, puis elle refoule vers le réservoir R1 (Ain El Djenna Est) et R2 (Ain El Djenna Ouest).

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

$$V_{SR} = Q_{\max.h} \times t \quad (III-6)$$

Avec :

- $V_{SR}$  : Volume de la station de reprise (m<sup>3</sup>)
- $Q$  : Débit arrivant à la station de pompage (m<sup>3</sup>/h)
- $t$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0.25 h)

Le volume de la (STR):

$$V_{SR1} = \frac{2596.46 \times 0.25}{20} = 32.46 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée de la bêche à eau est 50 m<sup>3</sup>.

La figure (III-9) ci-après représente le schéma de réservoirs

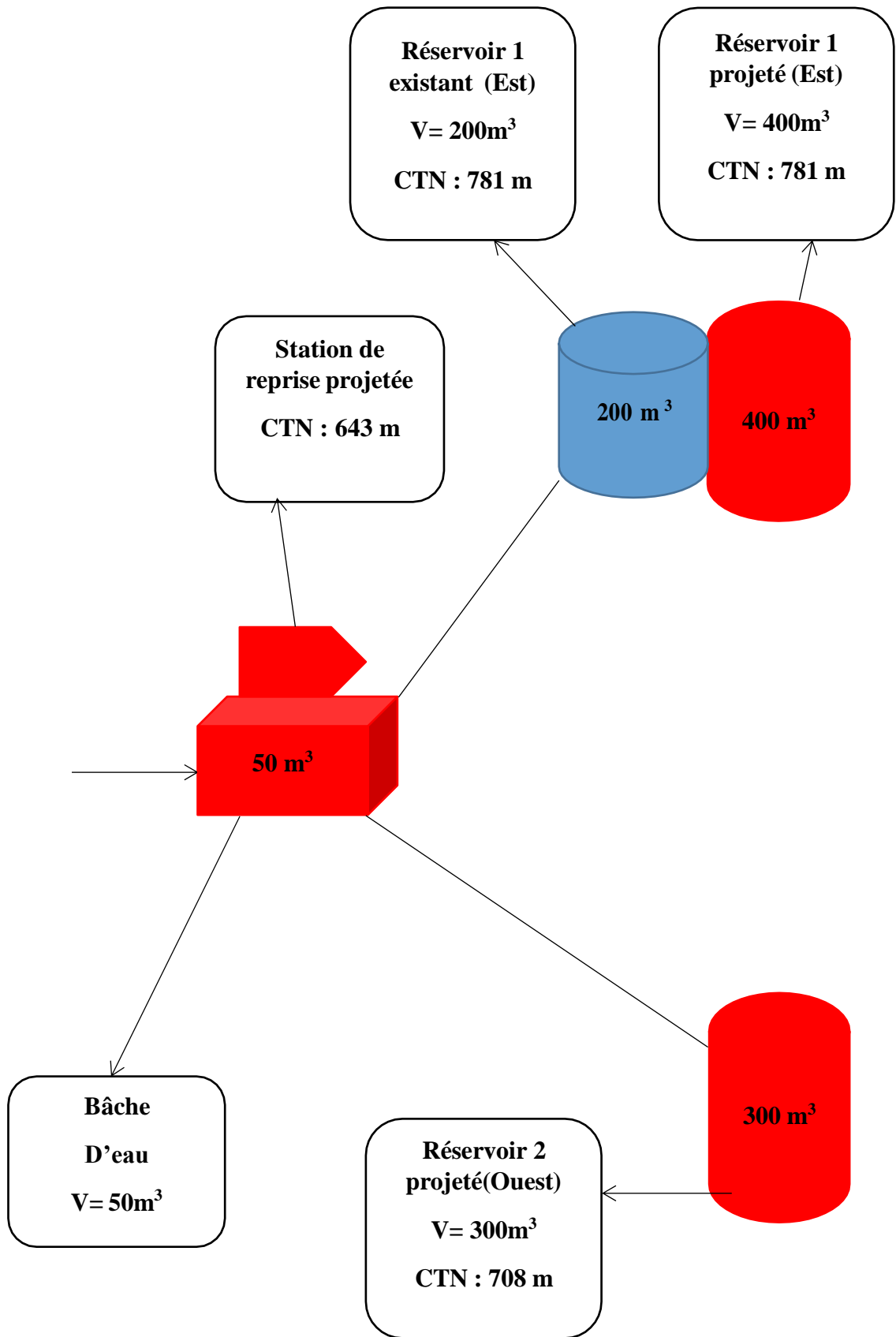


Figure (III-9) : Schéma de réservoirs



### **III.10-Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé la capacité de bête à eau de la station de pompage qui est de 50 m<sup>3</sup>, et celles des réservoirs du réseau étudié. D'après la vérification des réservoirs existants, nous avons trouvé que la capacité de réservoir (Ain El Djenna Est V = 200 m<sup>3</sup>) n'est pas suffisante pour répondre aux besoins de l'agglomération à l'horizon 2052. À cet effet, on projette la réalisation d'un autre réservoir (400 m<sup>3</sup>), qui sera jumelé avec le réservoir existant à Ain El Djenna Est, et on projette un autre réservoir à Ain El Djenna Ouest d'une capacité de 300 m<sup>3</sup>.

Après le dimensionnement final des réservoirs, il est essentiel de dimensionner les conduites transportant l'eau entre ces réservoirs. Le dimensionnement des conduites sera l'objet de chapitre suivant.

*Chapitre IV :*  
*Adduction*

## IV.1-Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener etc...)

Dans ce chapitre, nous allons concevoir notre réseau d'AEP de la zone d'étude, à savoir :

- Le choix du tracé ;
- Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement) ;
- Le choix de la pompe.

## IV.2-Les types d'adduction

Dans un système d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. Les adductions peuvent donc être classées comme suit :

**IV.2.1-Adduction gravitaire** (écoulement à surface libre ou en charge): C'est dans le cas où l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, donc l'écoulement de l'eau se fait par la force de gravitation.

Le schéma d'une adduction gravitaire est illustré dans la figure (IV-1) ci-dessous :

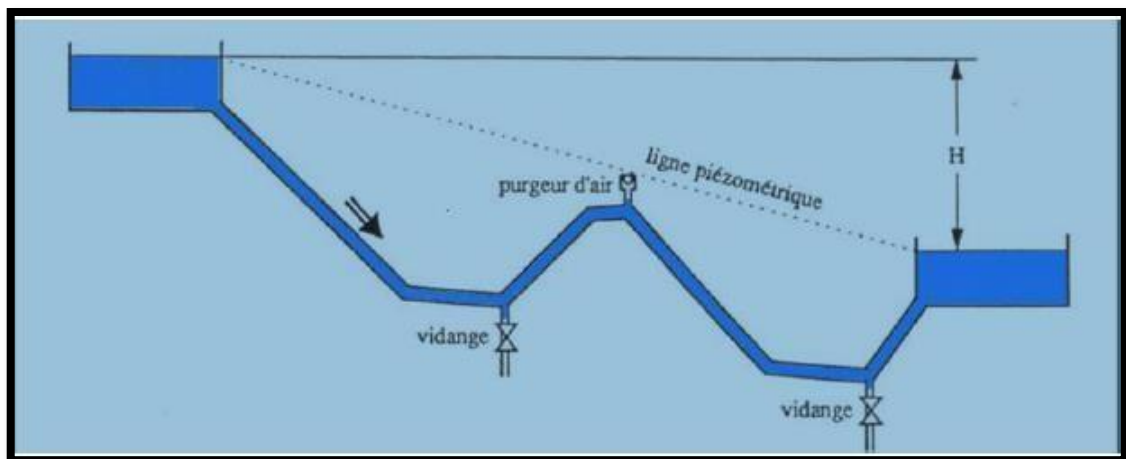


Figure (IV-1) : Adduction gravitaire [7]

**IV.2.2-Adduction par refoulement** (écoulement en charge seulement) : Contrairement au premier type, dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par des pompes

Le schéma d'adduction par refoulement est illustré dans la figure (IV-2) ci-dessous :

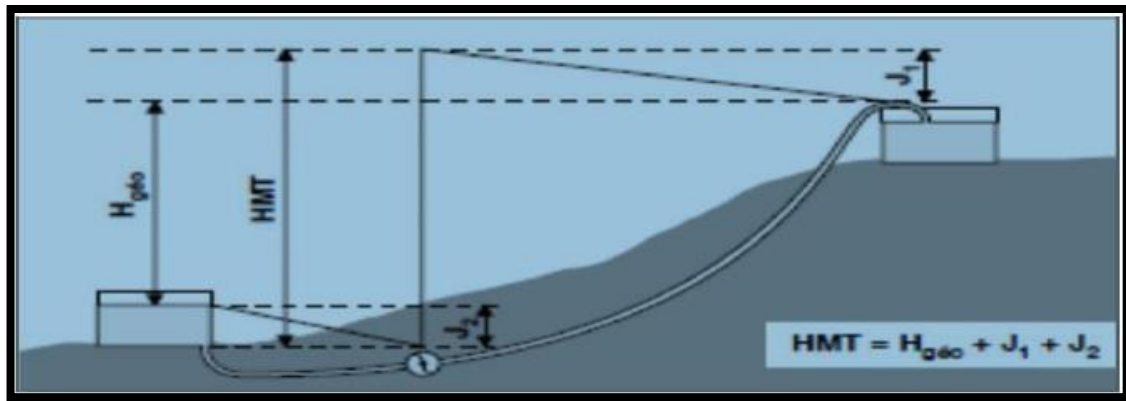


Figure (IV-2) : Adduction par refoulement [7]

**IV.2.3-Adduction mixte** : C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. On distingue deux types différents (Figure (IV-3))

**Adduction refoulement-gravitaire** : La station de pompage refoule vers le réservoir tampon et l'écoulement se fait gravitairement vers le réservoir de distribution.

**Adduction gravitaire-refoulement** : L'écoulement se fait gravitairement vers la station de pompage et par refoulement vers le réservoir de distribution.

Le schéma d'une adduction mixte par refoulement est illustré dans la figure (IV-3) ci-dessous ::

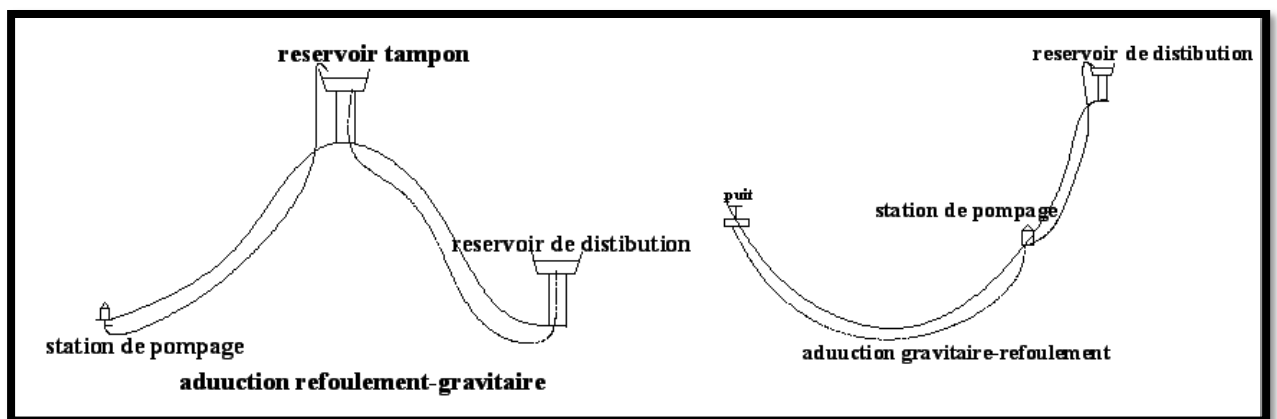


Figure (IV-3):schéma d'une adduction mixte

### IV.3-Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter, dont :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible ;
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible ;

- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

#### IV.4-Choix du type de conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, on dispose de différents types de conduites et selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en PVC (Chlorure de PolyVinyle) ;
- Conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Dans le présent projet, le choix s'est porté sur les conduites de type PEHD et cela en raison des avantages qu'elles présentent, notamment :

- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuite ;
- Résiste à l'entartrage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier, etc...) ;
- Insensible aux mouvements du terrain ;
- Longue durée de vie (durée de vie théorique : 50ans) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- Coefficient de détamage ;
- Résistance à l'ovalisation.

#### IV.5-Organes et accessoires de l'adduction

Les principaux organes et accessoires d'une adduction sont [8] :

##### 1 Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit. Nous citons :

- **Robinet vanne à opercule** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (Figure (IV-4)).
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon (Figure (IV-5)).

La figure (IV-4) ci-dessus représente le robinet vanne à opercule .

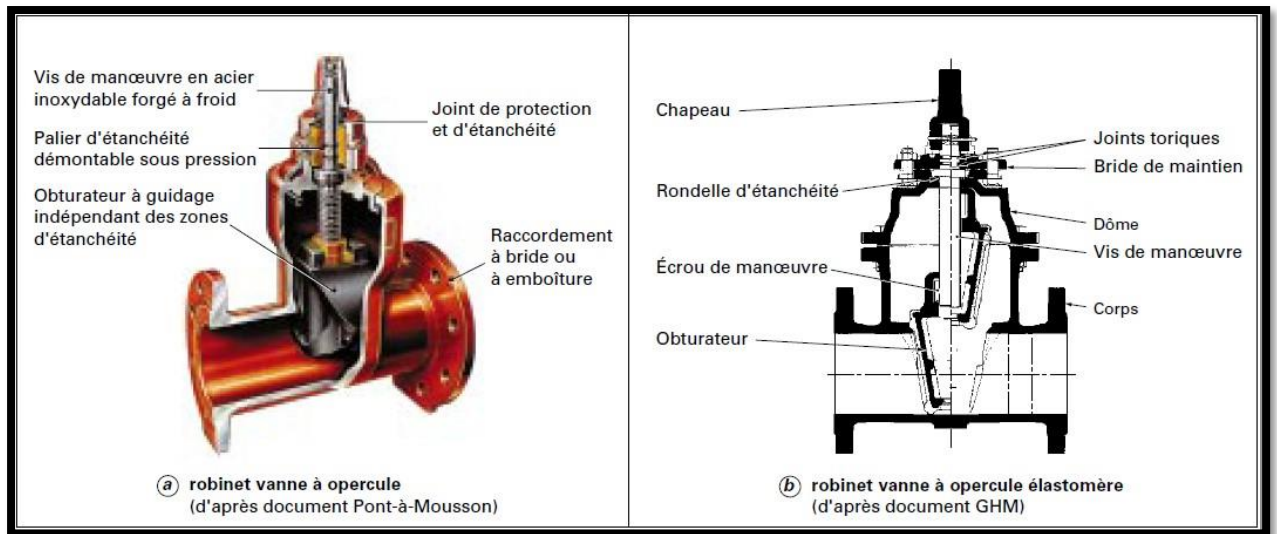


Figure (IV-4) : Robinet vanne à opercule.

La figure (IV-5) ci-dessus représente le robinet vanne papillon.

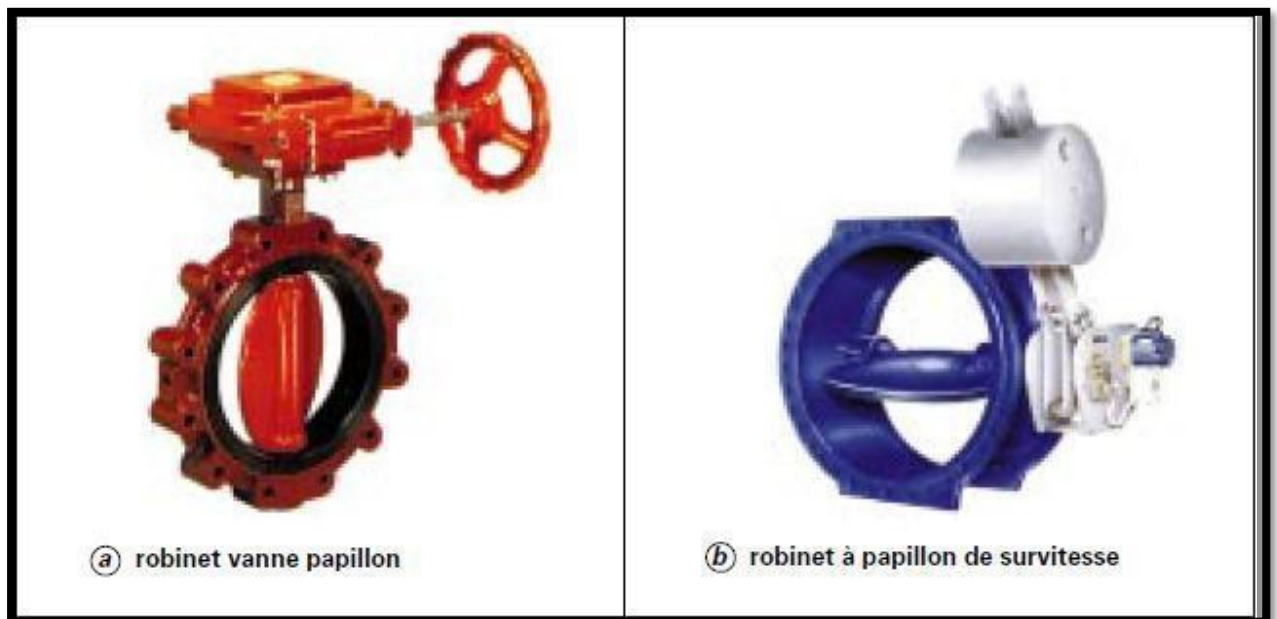


Figure (IV-5) : Robinet vanne papillon.

### Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations, on trouve :

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

La figure (IV-6) ci-dessus représente la ventouse.

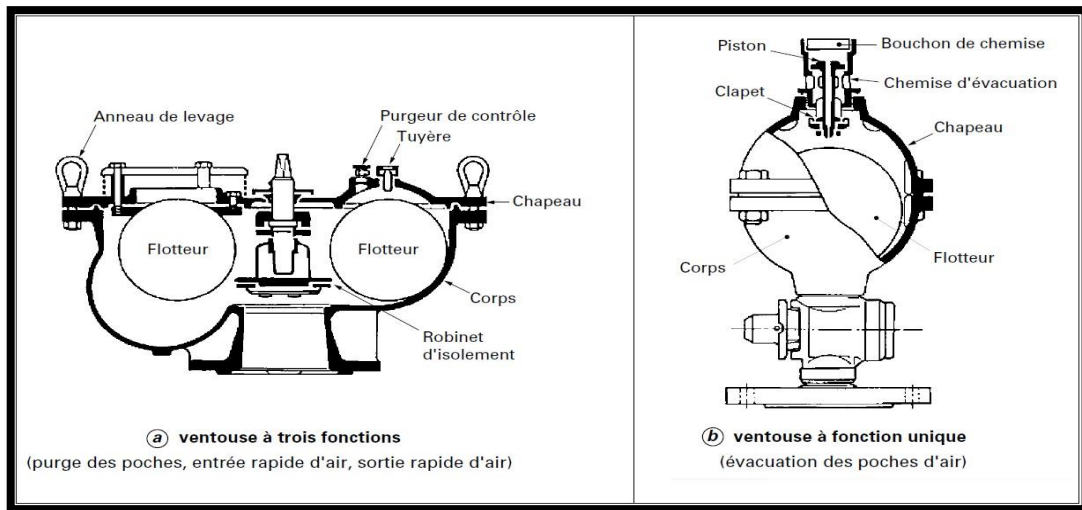


Figure (IV-6) : Ventouse

La figure (IV-7) ci-dessus représente la clapet anti retour.

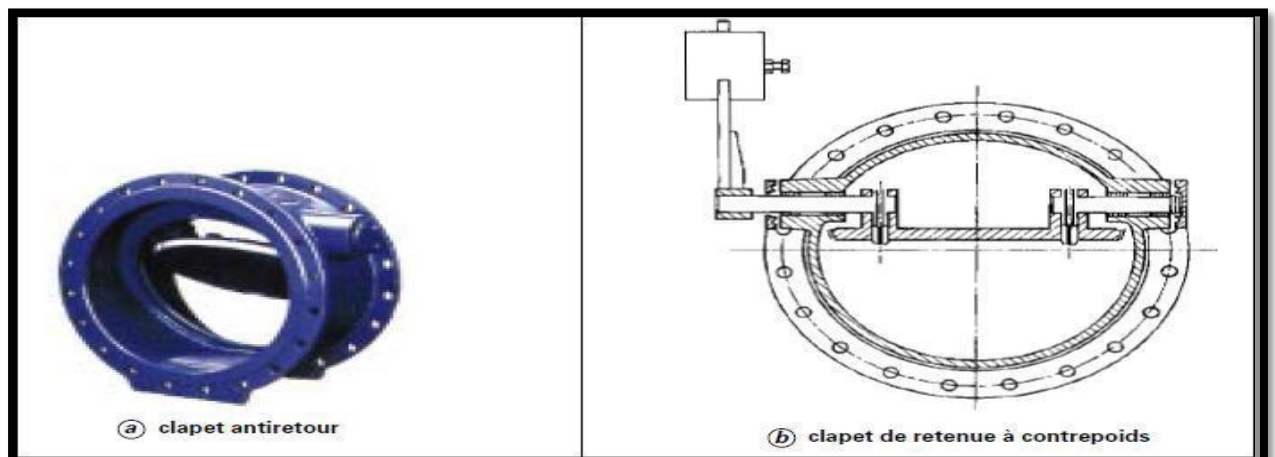


Figure (IV-7) : Clapet anti retour

### Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval. On citera :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : 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.

- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constante.

#### Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions. On distingue :

**Les coudes** : destinés pour le changement de direction.

**Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.

**Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différentes.

### IV.6-Description du schéma d'adduction

Étant donné que la capacité de stockage de la commune est insuffisante pour les horizons de calcul. Dans le cadre de la présente d'étude, le point de démarrage du système d'adduction est le réservoir existant situé à une cote terrain 634 m, d'une conduite principale d'une longueur de 940 ml. L'eau s'écoulera par refoulement avec un débit de 30.05 l/s jusqu'à la station de reprise projetée (SP), située à une côte de 643 m, l'eau sera ensuite refoulée vers le réservoir existant (200) et le réservoir projeté (400) à la cote 781 m avec un débit de 23.15(l/s), sur une longueur de 1250 ml (coté Est). D'une autre part, l'eau sera refoulée de la station de reprise projetée vers le réservoir existant (300) à la cote 708 m avec un débit de 6.9 (l/s), sur une longueur de 1450 ml (côté Ouest).

### IV.7-Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite. Le choix de cette dernière repose sur deux critères :

- Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;
- Les frais d'investissement (frais d'exploitation et /ou les frais d'amortissements) sont proportionnels aux diamètres des conduites. Pour le calcul d'une conduite, quatre paramètres interviennent :
  - Le débit :  $Q$  (m<sup>3</sup>/s) ;
  - La vitesse :  $V$  (m/s) ;
  - La perte de charge unitaire :  $j$  (m/ml) ;
  - Le diamètre :  $D$ (m).

#### IV.7.1-Calcul du diamètre économique

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesses à respecter, ce diamètre (DN) est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS [4] :

Ces formules sont données comme suit :

La formule de BONNIN :  $DN1 = \sqrt{Q}$  (IV-1)



La formule de BRESS :  $DN2 = 1.5 \times \sqrt{Q}$  (IV-2)

Avec :

**D** : Diamètre de la conduite (m) ;

**Q** : Débit refoulé dans la conduite en m<sup>3</sup>/s.

On prendra tous les diamètres compris entre DN1 et DN2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s. mais dans certains cas cette dernière peut aller jusqu'à 2 m/s.

#### IV.7.2-Calcul de la vitesse

Tenant compte de l'équation de continuité, la vitesse est déterminée par l'expression suivante :

$$Q = V \times S \qquad V = \frac{Q}{S} \qquad (IV-3)$$

On a:

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \qquad (IV-4)$$

Donc:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \qquad (IV-5)$$

Avec :

**V** : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

**Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

**D** : Diamètre de la conduite (m).

La vitesse d'écoulement est prise comprise entre 0.5 m/s et 1.5 m/s.

#### IV.7.3-Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes [4] :

Les pertes de charge linéaires ;

Les pertes de charge singulières.

##### IV.7.3.1-Pertes de charges linéaires

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

$$\mathbf{H_L} = \mathbf{J} \times \mathbf{L} = \lambda \times \mathbf{L} \frac{\mathbf{v}^2}{2\mathbf{gD}} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

**H<sub>L</sub>** : Pertes de charge linéaires (m) ;

**J** : Pertes de charge unitaires (m/ml) ;

**L** : Longueur de la conduite (m) ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement de Darcy, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation ;

**V** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

**g** : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>) ;

**D** : Diamètre de la conduite (m).

**Calcul du coefficient de pertes de charge  $\lambda$  :**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge ( $\lambda$ ) aux différents régimes, on peut appliquer plusieurs formules, et pour plus de commodités  $\lambda$  est déterminé à partir de l'abaque de MOODY.

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de Nikuradzi [8] :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{K}{D}))^{-2} \quad (\text{IV-7})$$

- **Régime de transition**

Il est donné par la formule de Colebrook [8] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

**K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les tubes en acier :  $K = 10^{-3}$  mm
- Pour les tubes en PEHD [8] :

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}$$

**Re** : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante [8] :

$$\mathbf{Re} = \frac{\mathbf{v} \times \mathbf{D}}{\mathbf{v}} \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de Stocks [8] :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 t + 0.00221 t^2} \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

$t$  : Température de l'eau en degré

Pour :

$$T = 10 \text{ °C} : \nu = 1.31 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

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

$$T = 30 \text{ °C} : \nu = 0.08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

#### IV.7.3.2-Pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets...

pour le PEHD 
$$\mathbf{H_S = 0.1 \times H_L} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

$H_S$  : Pertes de charge singulières (m)

#### IV.7.3.3-Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura [8] :

Pour le PEHD 
$$\mathbf{HT = 1.10 * HL = 1.1 * J * L} \quad (\text{IV-12})$$

### IV.8-Calcul hydraulique

#### IV.8.1-Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation ( $H_{mt}$ )

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement, elle est donnée par la relation suivante [8] :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + H_t} \quad (\text{IV-13})$$

Avec :

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

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

**H<sub>t</sub>** : Perte de charges totales

#### IV.8.2-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 :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (IV- 14)$$

Avec :

**P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;

**η** : Rendement de la pompe en (%), η = 75 % ;

**Q** : Débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s) ;

**g** : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>) ;

**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m).

#### IV.8.3-Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (IV-15)$$

Avec :

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh),

**P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe (KW),

**t** : Temps de pompage par jour (t = 20h).

#### IV.8.4-Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante [8] :

$$F_{exp} = E \times e' \quad (IV16)$$

Avec :

**F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA),

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh),

**e'** : Prix unitaire du KWh. fixé par la SONELGAZ (4.67DA)

#### IV.8.5-Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante [9]:

$$F_{am} = P_u \times A \times L \quad (IV-17)$$

Avec :

**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;

**A** : Amortissement annuel (Annuité) :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-18)$$

Avec:

**A** : Amortissement annuel ;

**i** : Taux d'annuité (i = 8 %) ;

**n** : Nombre d'années d'amortissement (n=30 ans).

D 'ou :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888$$

Soit : **A = 0.088**

#### IV.8.6-Calcul du bilan

Le bilan est calculé par la formule suivante [8]:

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (IV-19)$$

#### IV.8.7-Prix unitaire des différents diamètres

Les prix des conduites en PEHD16 sont représentés dans le tableau (IV-1) .

*Tableau (IV-1) : Prix unitaires des conduites en PEHD 16*

Diamètre intérieure (mm)	L'Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	2	40,74
25	2,3	59,87
32	3	99,14
40	3,7	153,5
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,5

(Suite et fin) Tableau (IV-1) : Prix unitaires des conduites en PEHD 16

315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,2

### Calcul du débit véhiculé dans les tronçons

Le tableau (IV-2) représente le débit véhiculé dans les tronçons .

*Tableau (IV-2) : Débit véhiculé dans les tronçons*

Tronçons	Débit véhiculé (l/s)
RV– SP	$30.05 \times (24/20) = 36.06$
SP – RV1	$23.15 \times (24/20) = 27.78$
SP – RV2	$6.90 \times (24/20) = 8.28$

## IV.9-Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

### IV.9.1-Tronçon 1 RV – SP

On a:

$$Q = 0.03606 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 940 \text{ m}$$

$$H_g = 89 \text{ m}$$

$$DBONNIN = 0.1899 \text{ m.}$$

$$DBRESS = 0.2848 \text{ m.}$$

. D`où, les diamètres nominalisés pour le PEHD sont : 200 mm (PN16) ,250 mm (PN16)

### Calcul de HMT

La variation de la  $H_{mt}$  en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (IV-3) ci-dessous

**Tableau (IV-3) : Calcul de la  $H_{mt}$  du tronçon (RV-SP)**

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	$R_e$	$\lambda$	J	L (m)	$H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
0.20	0.164	1.708	280112	0.07871	0.0714	940	73.8276	162.8276
0.25	0.205	1.093	224065	0.10038	0.0298	940	30.8132	119.8132

### Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV-4) suivant :

**Tableau (IV-4) :** Frais d'exploitation du tronçon (RV-SP)

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>H<sub>mt</sub> (m)</b>	<b>P<sub>a</sub></b> <b>(Kw)</b>	<b>E (Kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>
0.2	0.16	0.0360	162.827	76.8	560640	2618188.8
0	4	6	6			
0.2	0.20	0.0360	119.813	56.511	412535.4	1926540.36
5	5	6	2	7	1	5

### C. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (IV-5) suivant :

**Tableau (IV-5) :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon (RV-SP)

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>Prix</b> <b>(DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>A</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>
0.20	0.164	3378.11	940	0.0888	281977.5979
0.25	0.205	5226.50	940	0.0888	436266.408

### 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 (IV-6) suivant :

**Tableau (IV-6) :** Bilan global des frais du tronçon (RV-SP)

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(m)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(m)</b>	<b>V</b> <b>(m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Totaux</b> <b>(DA)</b>
<b>0.20</b>	0.164	<b>1.708</b>	2618188.8	281977.5979	2900166.398
0.25	0.205	1.093	1926540.365	436266.408	2362806.773

D'après le tableau (IV-6) on trouve que le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 1.093 m/s.

### IV.9.2-Tronçon 2: SP – RV1

On a :

$$Q = 0.02778 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1250 \text{ m}$$

$$H_g = 138 \text{ m}$$

DBONNIN = 0.1667 m.

DBRESS = 0.250 m.

D'où, les diamètres nominalisés pour le PEHD PN16 sont : 200 mm (PN16) ,250 mm (PN16)

### A .Calcul de HMT

La variation de la  $H_{mt}$  en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (IV-7) ci-dessous

:

**Tableau (IV-7) : Calcul de la  $H_{mt}$  du tronçon (SP – RV1)**

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	$R_e$	$\lambda$	J	L (m)	$H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
0.20	0.164	1.316	215824	0.07873	0.0424	1250	58.3	196.3
0.25	0.205	0.842	172610	0.1004	0.0177	1250	24.3375	162.3375

### B. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV-8) suivant :

**Tableau (IV-8) : Frais d'exploitation du tronçon (SP – RV1)**

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$H_{mt}$ (m)	$P_a$ (Kw)	E (Kwh)	$F_{exp}$ (DA)
0.20	0.164	0.02778	196.3	71.328	520694.4	2431642.848
0.25	0.205	0.02778	162.3375	58.987	430605.1	2010925.817

### C .Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (IV-9) suivant

**Tableau (IV-9) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV1)**

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	Prix (DA)	L (m)	A	$F_{am}$ (DA)
0.20	0.164	3378.11	1250	0.0888	374970.21
0.25	0.205	5226.50	1250	0.0888	580141.5

### 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 (IV-10) suivant :



**Tableau (IV-10) : Bilan global des frais du tronçon (SP – RV1)**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Totaux (DA)</b>
<b>0.20</b>	0.164	1.31 6	2431642.8 48	374970. 21	2806613.058
0.25	0.205	0.84 2	2010925.8 17	580141. 5	2591067.317

D'après le tableau (IV-10) on trouve que le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.842m/s.

### IV.9.3-Tronçon 3 : SP – RV2

On a :

$$Q = 0.00828 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1450 \text{ m}$$

$$H_g = 59 \text{ m}$$

$$DBONNIN = 0.091 \text{ m.}$$

$$DBRESS = 0.137 \text{ m.}$$

D'où, les diamètres nominalisés pour Le PEHD sont : 110 mm (PN16) ,125 mm (PN16)

### Calcul de HMT

La variation de la  $H_{mt}$  en fonction des diamètres est donnée dans le tableau (IV-11) ci-dessous :

Les calculs des Hmt sont représentés dans le tableau (IV-11) suivant :

**Tableau (IV-11) : Calcul de la  $H_{mt}$  du tronçon (SP – RV2)**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>R<sub>e</sub></b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>J</b>	<b>L (m)</b>	<b>H<sub>t</sub> (m)</b>	<b>H<sub>mt</sub> (m)</b>
0.11	0.09	1.302	117180	0.10793	0.1036	1450	165.242	224.24 2
0.125	0.102 2	1.010	103222	0.1006	0.0512	1450	81.66	140.66

### B. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV-12) suivant

**Tableau (IV-12) : Frais d'exploitation du tronçon (SP – RV2)**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>Q (m<sup>2</sup>/s)</b>	<b>H<sub>mt</sub> (m)</b>	<b>P<sub>a</sub> (Kw)</b>	<b>E (Kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>
0.11	0.09	0.00828	224.242	24.286	177287.8	827934.026
0.125	0.1022	0.00828	140.66	15.23	111179	519205.93

### C .Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (IV-13) suivant

**Tableau (IV-13) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon (SP – RV2)**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>Prix (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>A</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>
0.11	0.09	1026.15	1450	0.0888	132127.074
0.125	0.1022	1316.19	1450	0.0888	169472.6244

### 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 (IV-14) suivant :

**Tableau (IV-14) : Bilan global des frais du tronçon (SP – RV2)**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Totaux (DA)</b>
0.11	0.09	1.302	827934.026	132127.074	960061.1
0.125	0.1022	1.010	519205.93	169472.6244	688678.5544

D'après le tableau (IV-14) on trouve que le diamètre le plus économique est 125 mm avec une vitesse acceptable de 1.01 m/s.

### IV.10-Tableau récapitulatif des différents diamètres calculés pour les différents tronçons

Le tableau (IV-15) ci-après représente le récapitulatif des diamètres choisis.

**Tableau (IV-15) :** Tableau récapitulatif des diamètres choisis

Type d'adduction	Tronçon	Type des matériaux de la conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)
Refoulement	<b>RV – SP</b>	PEHD  (PN16)	940	<b>250</b>
	<b>SP – RV1</b>	PEHD  (PN16)	1250	<b>250</b>
	<b>SP – RV2</b>	PEHD  (PN16)	1450	<b>125</b>

La Figure (IV-8) ci-après représente schéma générale d'adduction

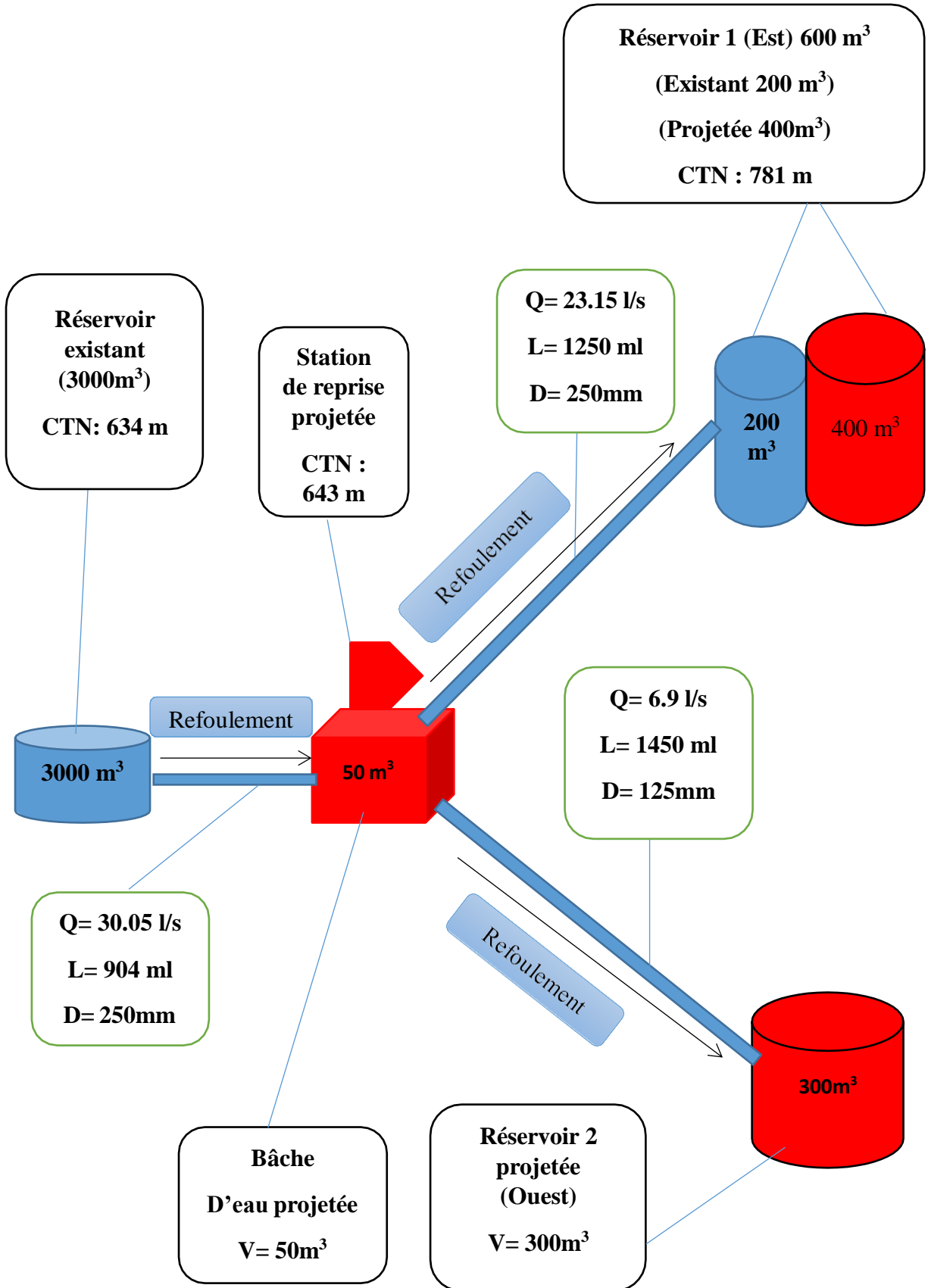


Figure (IV-8) : schéma générale d'adduction

#### **IV.11-Conclusion**

Le dimensionnement des conduites d'adduction a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour le tronçon 1 (RV-SP) le diamètre le plus économique est 250 mm avec une vitesse acceptable de 1.093 m/s, pour le tronçon 2 (SP – RV1) le diamètre est 250 mm avec une vitesse acceptable de 0.842m/s et pour le tronçon 3 (SP-RV2) le diamètre est 125 mm avec une vitesse acceptable de 1.01 m/s. Après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement. Ce qui sera l'objectif du Chapitre suivant.

***Chapitre V :  
Pompes et  
stations de  
pompages***

## V.1-Introduction

Une pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à grande pression, pour le refouler à une région à basse pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

La topographie de notre zone d'étude nous impose de projeter une station de pompage pour relever l'eau d'un point bas vers un point haut.

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- Une bêche de reprise, devisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations.
- Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bêche de reprise.
- Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

## V.2-Classification des pompes

On distingue deux grandes familles de pompes [3] :

- Les pompes volumétriques dont l'écoulement résulte d'une variation de volume de l'espace occupé par le liquide.
- Les turbopompes, leur principe consiste dans le déplacement d'un liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif que l'on appelle la roue ou rotor, on distingue :
  - ✓ les pompes axiales ;
  - ✓ les pompes centrifuges ;
  - ✓ les pompes hélico-centrifuges.

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, peu encombrants.

## V.3-Choix des pompes

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;

- Etre fabriquée en série.

## V.4- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

### V-4-1- Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charges à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suite :

$$\mathbf{HMT = Hg + Jasp + Jref} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

- **HMT** : hauteur manométrique totale en (m) ;
- **Hg** : hauteur géométrique en (m) ;
- **Jasp** : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- **Jref** : perte de charge au refoulement en (m).

### V-4-2- La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps [9].

#### La puissance

##### A) La puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée (Pa) 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 [8] :

$$\mathbf{Pa = \rho g Hmt Q / \eta} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- **Pa** : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- **Q** : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;
- **HMT** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **η** : Rendement de la pompe (%) ;
- **ρ** : masse volumique de l'eau = 1000kg/m<sup>3</sup>.

##### B) La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté Pu [8] :

$$\mathbf{Pu = Ph = \rho * g * H * Q} \quad (\text{V-3})$$

#### Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile Pu et la puissance absorbée par la pompe Pa, noté η.

$$\mathbf{\eta = pu/pa} \quad (\text{V-4})$$

## V.5- point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la H<sub>mt</sub> de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge dans les conduites, d'autre part.

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :



$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (V-5)$$

Avec:

- $H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;
- $RQ^2$  : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- $Q$  : Débit ( $m^3/j$ ) ;
- $R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (V-6)$$

Avec :

- $D$  : Diamètre de la conduite en (m) ;
- $L$  : Longueur de la conduite en (m) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement

Le point de fonctionnement (P) est défini comme étant le point d'intersection de la courbe de la pompe «  $H=f(Q)$  » avec la courbe caractéristique de la conduite «  $H_c=f(Q)$  » comme représenté dans la figure (V-1) ci-dessous :

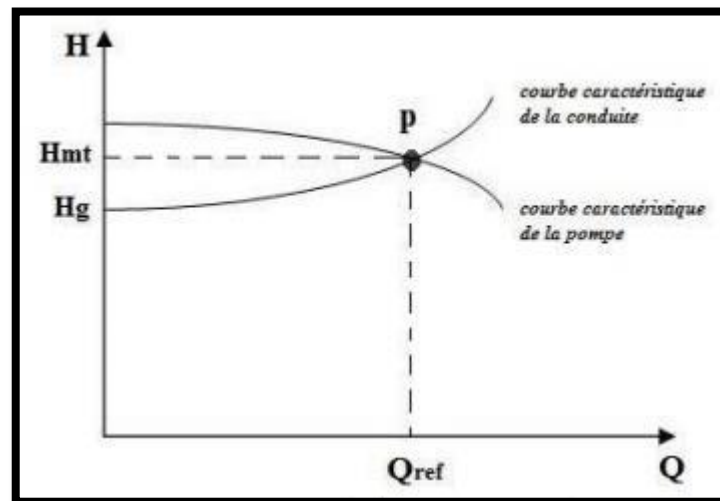


Figure (V-1) : Point de fonctionnement d'une pompe [7]

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées  $H$  et  $Q$  déjà définies, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail du présente projet. Le point de fonctionnement peut être obtenu par modification de l'une des caractéristiques suivantes:

### V.5.1-Première variante : modification du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de tel façon à ce que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même pour cela on utilise la formule qui suit :

- Le volume d'eau sera :

$$Q1 \times T1 = C_{ste} \quad (V-7)$$

- Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T'.

Donc on peut écrire :

$$Q1 \times T1 = Q' \times T' \quad (V-8)$$

D'où

$$T' = Q1 \times T1 / Q' \quad (V-9)$$

Avec :

- T' : Nouveau temps de pompage ;
- T1 : Temps de pompage, pour notre cas c'est 20h ;
- Q' : Débit au point de fonctionnement après changement du temps de pompage ;
- Q1 : Débit au point désiré.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H1}{\eta} \quad (V10)$$

### V.5.2-Deuxième variante : régulation par étouffement (le vannage)

Cette méthode se fait en acceptant la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$ , et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$H' = H_1 + h \quad (V11)$$

$$P_a = \frac{g \times Q1 \times H'}{\eta}$$

Avec :

- H<sub>1</sub> : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;
- H' : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- η : Rendement (%) ;
- P<sub>a</sub> : Puissance absorbée par la pompe ;
- Q1 : Débit au désiré.

### V.5.3-Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation  $N$ , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point  $P1$ , celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P2$  ( $Q2$ ,  $H2$ ) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left( \frac{Q1}{Q2} \right)^{1/2} = \left( \frac{H1}{H2} \right)^{1/2} \quad (V-12)$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (V-13)$$

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

### V.5.4-Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

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

On trace la parabole d'équation  $y = ax^2$  (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par  $P1$  et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P3$  ( $Q3$ ,  $H3$ ), on aura alors:

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times Q1/Q3 \quad (\text{Tr/min}) \quad (V-14)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta}$$

Avec :

- **N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- **N'** : Nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- **$\eta$**  : Rendement (%) ;
- **$P_a$**  : Puissance absorbée par la pompe ;
- **Q1** : Débit au point désiré ;
- **Q3** : Débit au point homologue de  $P1$ .

### V.6- Modes de couplage des pompes

Dans certains cas, les besoins ( $H_{mt} - Q$ ) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes.

Dans ce cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon le but recherché, soit d'augmenter la hauteur ou bien le débit. Les couplages existants sont : les couplages en parallèle et les couplages en série [11]

### Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante. Il représenté dans la figure (V-2) ci-dessus :

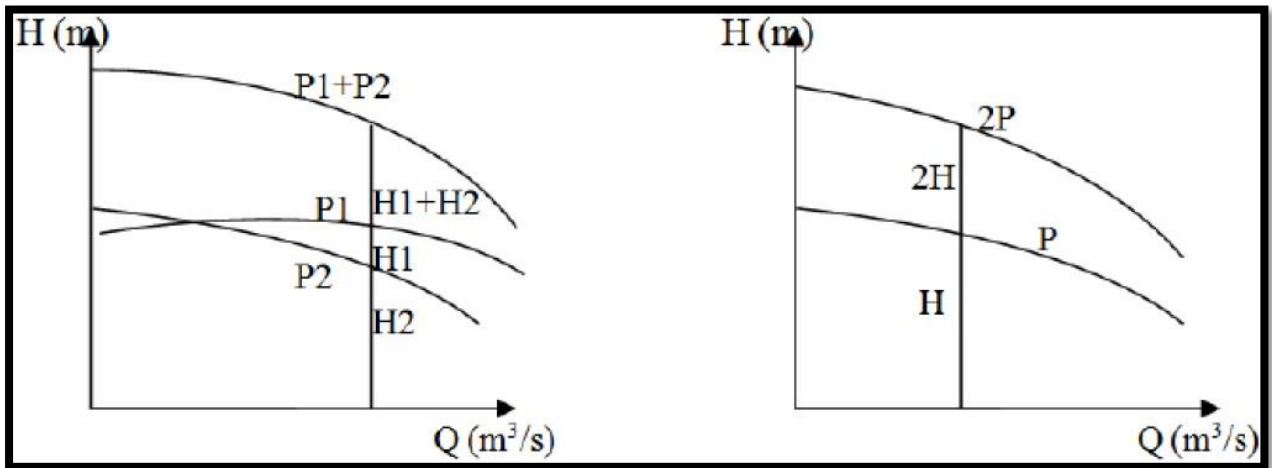


Figure (V-2) : Couplage en série.

### Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante .

La figure (V-3) ci-dessus représente le couplage en parallèle

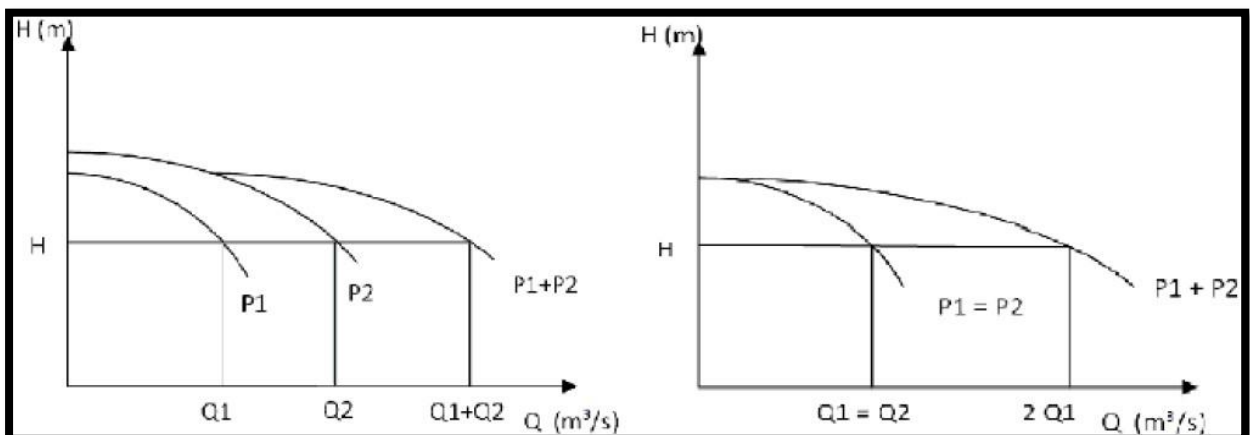


Figure (V-3) : Couplage en parallèle.

## V.7-Le phénomène de cavitation

La cavitation décrit la naissance de cavités remplies de vapeurs ou gaz dans un liquide en mouvement. Quand le liquide coule dans le tuyau d'aspiration et qu'il entre dans l'oeil de l'impulseur, sa vitesse augmente, ce qui amène à une réduction de pression. La pression du liquide est réduite à une valeur égale ou inférieure à sa pression de vapeur, là où les petites bulles ou poches de vapeur commencent à se former. Continuant son mouvement dans l'impulseur, le liquide arrive à une zone de pression plus élevée et les cavités de vapeur disparaissent. C'est cette disparition de poches de vapeur qui cause le bruit relié à la cavitation [2].

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration ( $NPSH_d$ ) donnée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration ( $NPSH_r$ ) donnée par le constructeur, ( $NPSH_d > NPSH_r$ ).

**$NPSH_d$**  : La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

**$NPSH_r$**  : La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend du :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le  $NPSH$  requis (en mètre de liquide) en fonction du débit. Soit la condition de non cavitation :

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

- Pour l'alimentation en charge

Le schéma de l'alimentation en charge est illustré dans la figure (V-4) ci-dessous.

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

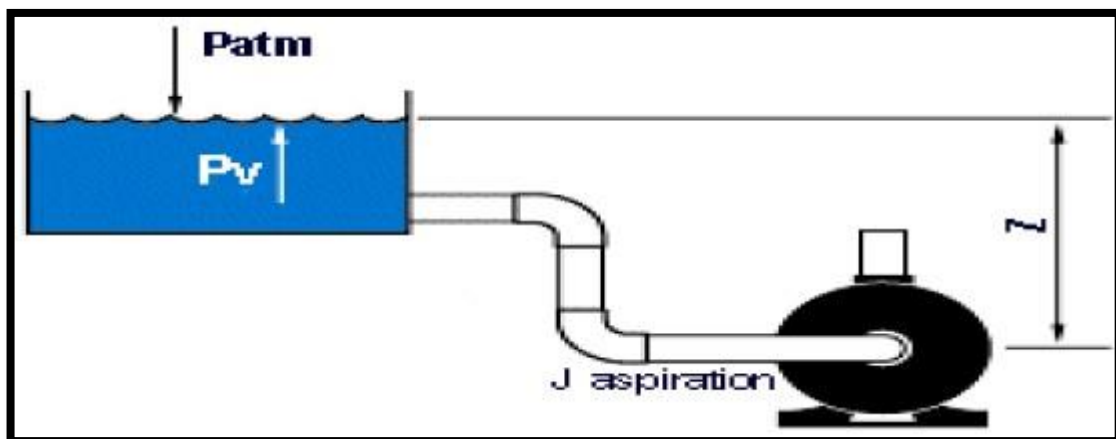


Figure (V-4) : Cas d'aspiration en charge [9]

- Pour l'alimentation en dépression

Le schéma de l'alimentation en dépression est illustré dans la figure (V-5) ci-dessous.

$$(\text{NPSH})_d = \frac{p_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + h_v)$$

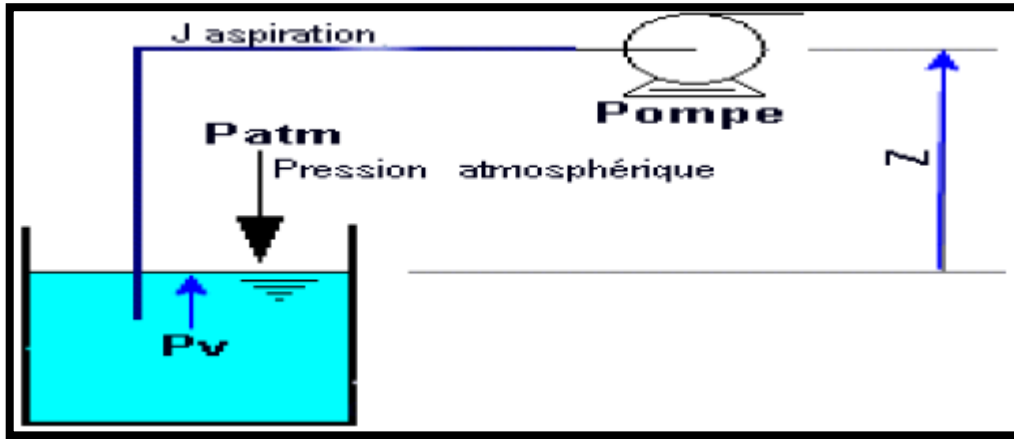


Figure (V-5) : Cas d'aspiration en dépression [9]

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) ;
- $h_v$  : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (tableau V-6).

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
$h_v(\text{m})$	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

**V.8.-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.

#### V.8.4- Tronçon1 SP – RV1

##### Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé :  $Q = 27.781/\text{s}$
- La hauteur géométrique :  $H_g = 138 \text{ m}$ ,
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 162.3375\text{m}$ .

### V.8.4.2-Caractéristiques de la pompe

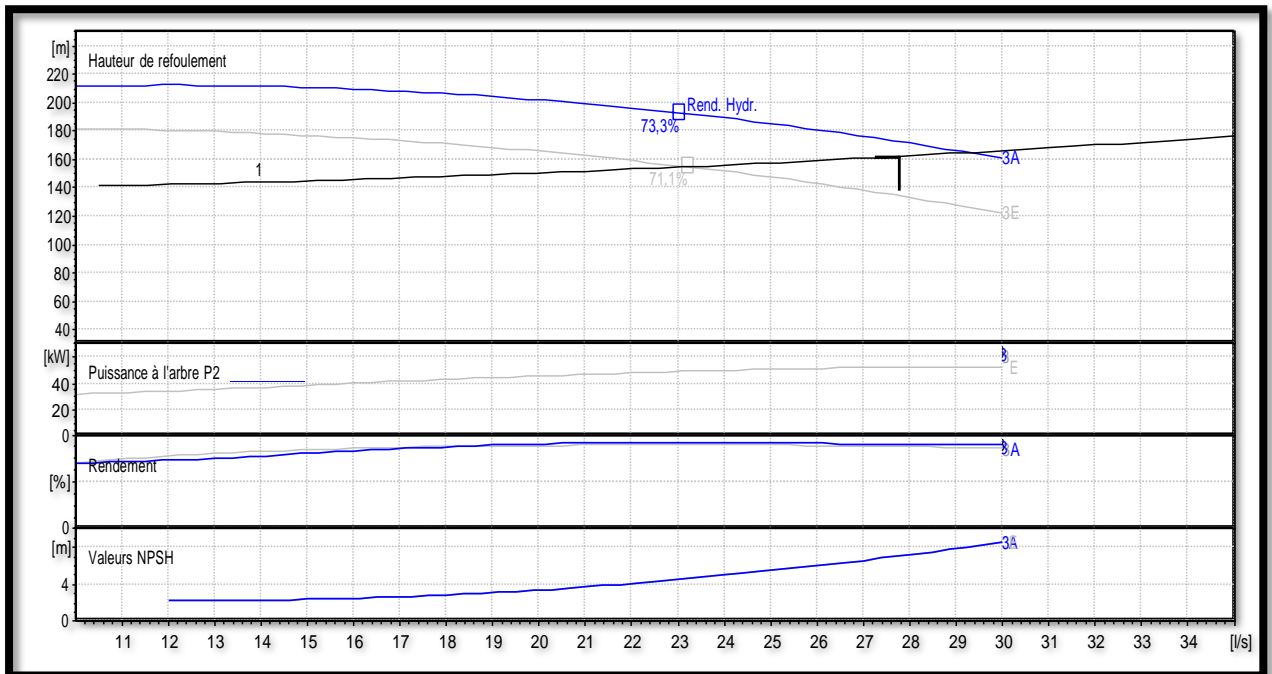
- La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe centrifuge monobloc de type (HV65/ 3 A+100) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'Annexe(3) et le tableau (V-7) ci-après :

**Tableau (V-2) : Caractéristiques de la pompe du R1**

N (tr/min)	$\eta$ (%)	$P_a$ (kw)	NPSH <sub>R</sub> (m)
2900	71.7	64	8.07

- Le point de fonctionnement P2 (29.3/s, 165 m)
- Le point désiré P1 (27.8/s, 162 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (V-6) suivante :



**Figure (V-6):** Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.

D'après la figure (V-6), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

#### A-Modification du temps de pompage

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

$$Q1 \times T1 = Q' \times T' \quad \text{d'où :} \quad T' = 20 \times \frac{27.8}{29.3} = 18.98 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q2 \times H2}{\eta} \quad P_a = \frac{9.81 \times 0.0293 \times 165}{0.717}$$

$$P_a = 66.15 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \Rightarrow E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{\text{exp}} = 77.37 \times 18.85 \times 365 \times 4.67$$

D'où :  $F_{\text{exp}} = 2140108.548 \text{ DA}$

***B-Régulation par étouffement (le vannage)***

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

$$h = H' - H_1 = 165 - 162 = 3 \text{ m}$$

- La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \qquad P_a = \frac{9.81 \times 0.0278 \times 165}{0.717}$$

$$P_a = 62.76 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \Rightarrow E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{\text{exp}} = 62.76 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

D'où :  $F_{\text{exp}} = 2139551.16 \text{ DA}$

***C-Rognage de la roue***

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

***D-Modification de la vitesse de rotation de la pompe***

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = \frac{N \times Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \Rightarrow H_3 = 0.2096 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :  $H_p = a \times Q^2 + b$

$$Q = 0 \text{ l/s}, \quad H = 213 \text{ m}$$

Pour  $Q = 29.3 \text{ l/s}, \quad H = 165 \text{ m}$   $\Rightarrow$  D'où,  $165 = a \times (29.3)^2 + 213$  ; donc  $a = - 0.056$

Ce qui donne :  $H_p = -0.056 Q^2 + 213$

On pose :  $H_p = H_3 \qquad - 0.056 Q^2 + 213 = 0.2096 \times Q^2$

On trouve  $Q_3 = 28.32 \text{ l/s}, H_3 = 168 \text{ m}, \qquad P_3 (28.32, 168)$



$$N' = \frac{N \times Q1}{Q3} = \frac{2900 \times 29.3}{28.32} = 3000.35 \text{ (tr/min)}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9.81 \times 0.02832 \times 168}{0.717} \quad P_a = 65.1 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times e ; (e = 4.67 \text{ DA}) \Rightarrow E = P_a \times t \times 365 \Rightarrow F_{\text{exp}} = 65.1 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

D'où :  $F_{\text{exp}} = 2219324.1 \text{ DA}$

- Notre choix se portera sur la **Régulation par étouffement (le vannage de la pompe qui présente la variante la plus économique.**

#### V.8.4.3-Etude de la cavitation

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 642 \text{ m}$ ,
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$ ,
- Perte de charge de l'aspiration :  $J_a = 0$  (négligeable).
- $NPSH_r = 8.07\text{m}$ .
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 642) = 9.56 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 9.99 + 1 - (0 + 0.24) = 10.32 \text{ m}$$

$(NPSH_d > NPSH_r) \Rightarrow$  **alors la pompe est hors domaine de cavitation.**

#### V.8.4- : Tronçon2 SP – RV2

##### Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé :  $Q = 8.28 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique :  $H_g = 59 \text{ m}$ ,
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 140.66 \text{ m}$ .

#### V.8.4.2-Caractéristiques de la pompe

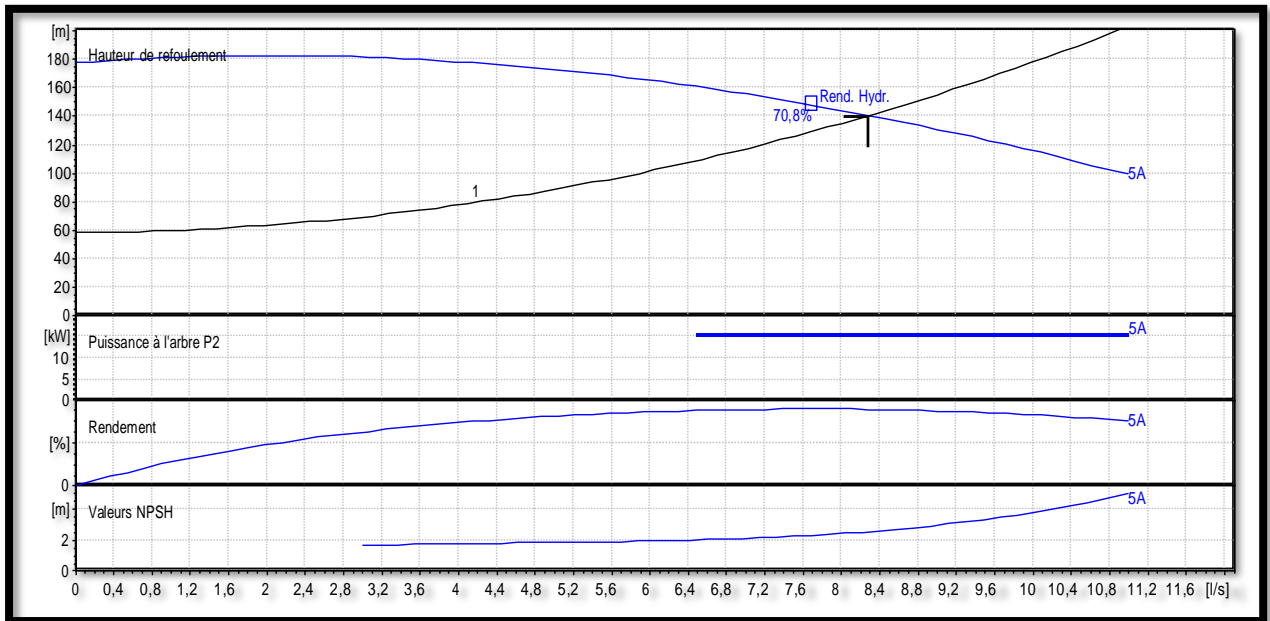
- La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe Centrifuge monobloc de type (HVU25/ 5A+25) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'annexe(4) et le tableau (V-8) ci-après :

**Tableau (V-3) : Caractéristiques de la pompe du R2**

N (tr/min)	$\eta$ (%)	$P_a$ (kw)	$NPSH_R$ (m)
2900	70.5	16.2	2.57

- Le point de fonctionnement P2 (8.28/s, 141 m)
- Le point désiré P1 (8.28/s, 141m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (V-7) suivante :



*Figure (V-7): Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.*

D'après la figure (V-7) le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

#### V.8.4.3-Etude de la cavitation

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 642$  m,
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1$  m,
- Perte de charge de l'aspiration :  $J_a = 0$  (négligeable).
- $NPSH_r = 2.57$  m.
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 642) = 9.56 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 9.56 + 1 - (0 + 0.24) = 10.32 \text{ m}$$

**$(NPSH_d > NPSH_r) \Rightarrow$  alors la pompe est hors domaine de cavitation.**

#### V.8.4- Tronçon3 RV– SP

##### Caractéristiques de la conduite

- Débit véhiculé :  $Q = 36.06$  l/s
- La hauteur géométrique :  $H_g = 89$  m,
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 119.8132$ m.

**V.8.4.2-Caractéristiques de la pompe**

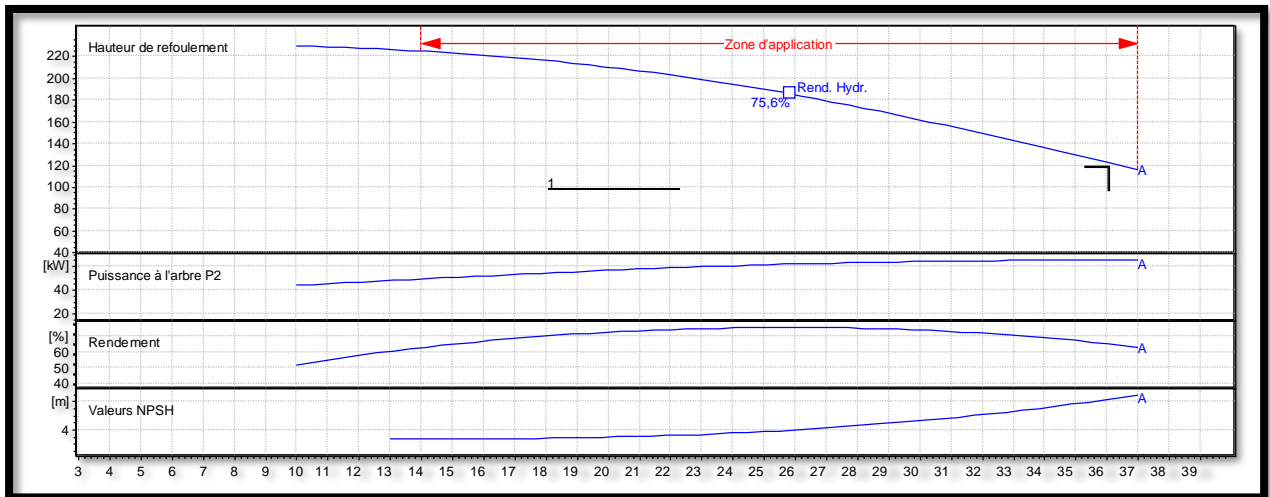
- La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe multicellulaire de type (P 80/ 4 A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans l'annexe(5) et le tableau (V-9) ci-après :

**Tableau (V-4) : Caractéristiques de la pompe du SP**

N (tr/min)	$\eta$ (%)	$P_a$ (kw)	$NPSH_R$ (m)
2900	64.6	65.5	8.51

- Le point de fonctionnement P2 (36.1 l/s, 120m)
- Le point désiré P1 (36.1 l/s, 120 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (V-8) suivante :



**Figure (V-8): Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la R1.**

D'après la figure (V-8), le point de fonctionnement de la pompe coïncide avec le point désiré, par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification

**V.8.4.3-Etude de la cavitation**

- La côte du plan d'aspiration :  $C_a = 633$  m,
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1$  m,
- Perte de charge de l'aspiration :  $J_a = 0$  (négligeable).
- $NPSH_r = 8.51$  m.
- Calcul de la pression à la côte d'aspiration :

$$P'_0 = 10.33 - (0.0012 \times C_a) = 10.33 - (0.0012 \times 633) = 9.57 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = P'_0 + H_a - (J_a + h_v) = 9.57 + 1 - (0 + 0.24) = 10.33 \text{ m}$$

**$(NPSH_d > NPSH_r) \Rightarrow$  alors la pompe est hors domaine de cavitation.**

## V.9-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé à l'aide du catalogue numérique CAPRARI le type de pompes qui assurant le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau. Pour le tronçon 1 (SP-RV1) une pompe de type monobloc (HV65/3A+100) , pour le tronçon 2( SP-RV2) une pompe Centrifuge monobloc de type (HVU25/ 5A+25) et pour le tronçon 3 (RV– SP) notre choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire de type(PM80/ 4A) .Cela dans le but d'avoir un fonctionnement optimal de réseau d'adduction entier Afin de protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs, il est nécessaire de faire une étude du phénomène du coup de bélier, ce qui sera l'objet de chapitre suivant.

***Chapitre VI :***  
***Protection***  
***contre le coup***  
***de bélier***

## VI.1-Introduction

Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur le coup de bélier, car il est très important d'étudier les moyens de protéger les canalisations, qui sont en danger de destruction et de détérioration, il faut donc les protéger.

## VI.2-Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un cas particulier de phénomène transitoire, c'est-à-dire un phénomène oscillant se manifestant dans des canalisations sous charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Elle se caractérise par une onde de pression, positive et négative, provoquée par les variations du régime hydraulique, se propageant à travers le milieu comprenant l'eau et la canalisation qui la contient. Cette onde est caractérisée par sa vitesse de propagation.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes : matériels, quelques fois des pertes de vies humaines, il est par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou moins de les réduire.

## VI.3-Cause du phénomène

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants [3] :

- Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche des pompes dans les conduites en charge par refoulement.

## VI.4-Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

- Déboitement 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

## VI.5-Moyens de protection contre le coup de bélier

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

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [12] :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les clapets by-pass ;
- Les cheminées d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les vannes de fermeture lente ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air.

La figure (VI-1) donne le cas d'arrêt brusque d'une pompe.

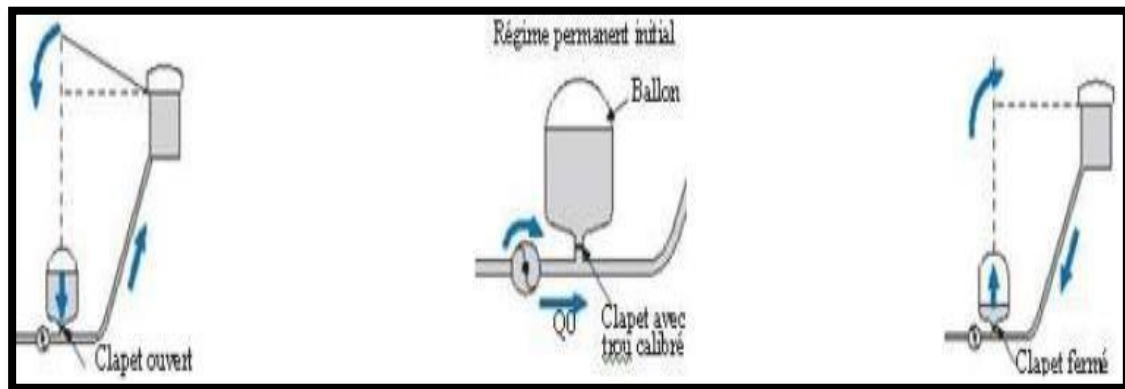
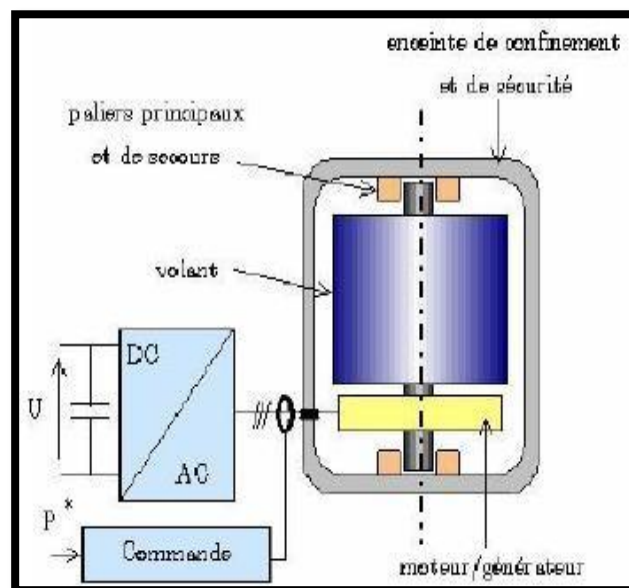


Figure (VI-1) : Cas d'arrêt brusque d'une pompe

### VI.5.1-Volant d'inertie

Il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège contre les dépressions .

La figure (VI-2) donne le volant d'inertie.

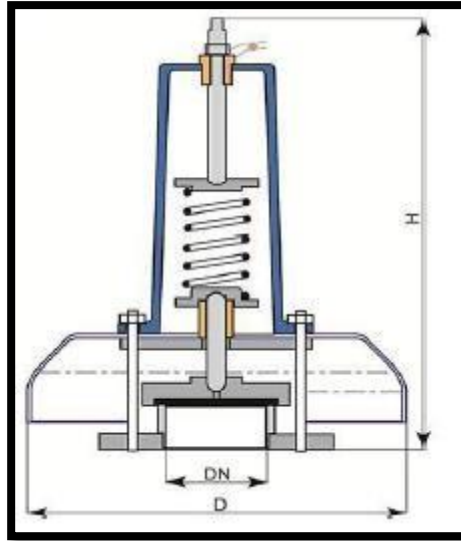


**Figure (VI-2) : Volant d'inertie [13]**

### VI.5.2-Soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

La figure (VI-3) ci-dessus présente soupape de décharge.



**Figure (VI-3) : Soupape de décharge [14]**

### VI.5.3-Les ventouses

Elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

La figure (VI-4) présente une ventouse.



**Figure (VI-4) : Ventouse.**



#### VI.5.4-Cheminée d'équilibre

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

La Figure (VI-5) donne le fonctionnement des cheminées d'équilibre.

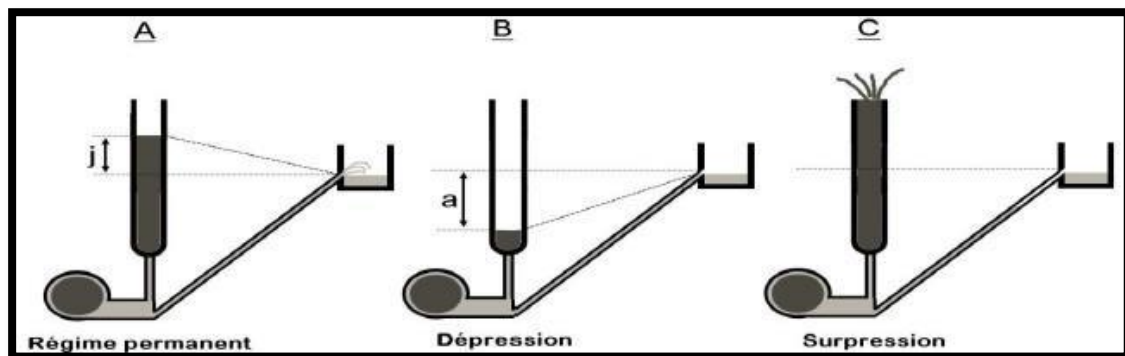


Figure (VI-5) : Fonctionnement des cheminées d'équilibre

#### VI.5.5-Soupapes d'admission et de purge d'air

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible [3]

#### VI.5.6-Le réservoir d'air

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

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- Il représente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre) ;
- Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel ;
- Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment ;
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demandent une maintenance constante et des frais élevés.

La Figure (VI-6) présente le réservoir d'air .

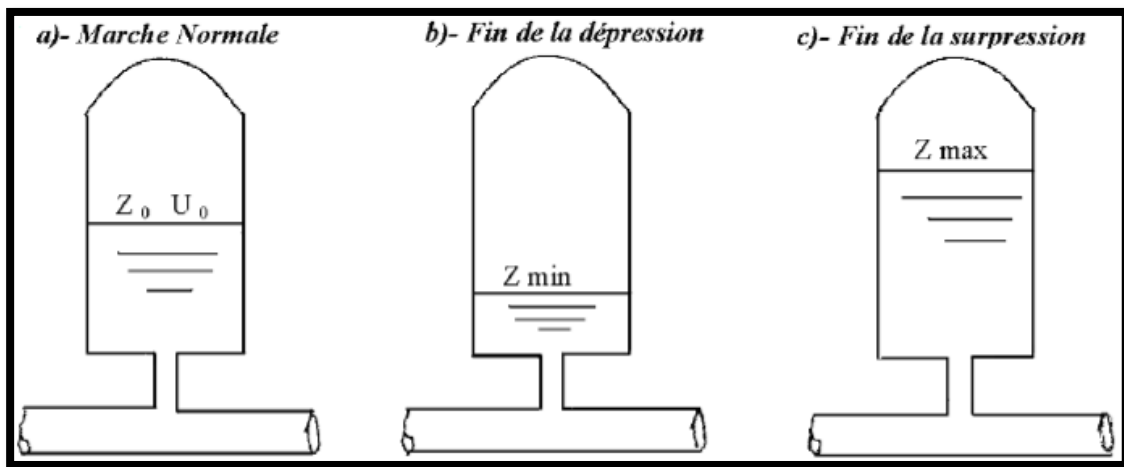


Figure (VI-6) : Réservoir d'air

## VI.6-Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [15]

### VI.6.1-Calcul de la célérité de l'onde

La célérité des ondes du coup de bélier est donnée par la formule d'Allievi ci-après [16].

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D_{int}}{e}}} \quad (VI-1)$$

- **a** : Célérité des ondes (m/s) ;
- **D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (m) ;
- **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, pour les conduites en PEHD : k = 83.

#### VI.6.1.1-Cas de fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps Tf, tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (VI-2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times v_0}{g} \quad (VI-3)$$

Avec :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **V<sub>0</sub>** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$ ).

➤ *La valeur maximale de la pression-surpression (H<sub>s</sub>) est*

$$\mathbf{H_s = H_0 + B} \quad (\text{V-I4})$$

➤ *La valeur minimale de la pression-dépression (H<sub>d</sub>) est*

$$\mathbf{H_d = H_0 - B} \quad (\text{VI-5})$$

Où :

**H<sub>0</sub>** : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tels que :

$$\mathbf{H_0 = H_g + 10} \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

- **H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique.

#### **VI.8.1.2-Cas de fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T<sub>f</sub> tel que :

$$\mathbf{T_f > \frac{2 \times L}{a}} \quad (\text{VI-7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud :

$$\mathbf{B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f}} \quad (\text{VI-8})$$

#### **❖ Remarque**

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque que celui de fermeture lente, c'est pour cela que dans la présente étude, on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

### **VI.9-Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons**

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont données dans le tableau (VI-1) ci-après :

**Tableau (VI-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.**

Tronçons	D (m)	Dint (m)	L (m)	e (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub>	a	B	H <sub>s</sub>	H <sub>d</sub>	PN (bar)
<b>RV-SP</b>	0.25	0.205	940	0.00227	1.093	89	99	113.98	12.7	111.7	86.3	16
<b>SP-RV1</b>	0.25	0.205	1250	0.00227	0.842	138	148	113.98	9.78	157.78	138.22	16
<b>SP-RV2</b>	0.125	0.1022	1450	0.00114	1.010	59	69	114.49	11.79	80.79	57.21	16

D'après les résultats de tableau (VI-1), on constate que les valeurs de la surpression H<sub>s</sub> sont acceptables et elles ne dépassent pas la pression nominale(160), les dépressions sont toutes positives. Donc une protection anti bélier n'est pas indispensable.

### VI.10-Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier. Nous avons donc pu calculer les surpressions et les dépressions.

Les calculs hydrauliques nous ont amenés à déduire qu'aucune protection anti bélier n'est pas indispensable, les valeurs de la surpression et de la dépression s'avèrent dans les normes, alors le réseau d'adduction ne nécessite aucun anti bélier.

***Chapitre VII :***  
***Distribution***

## Introduction

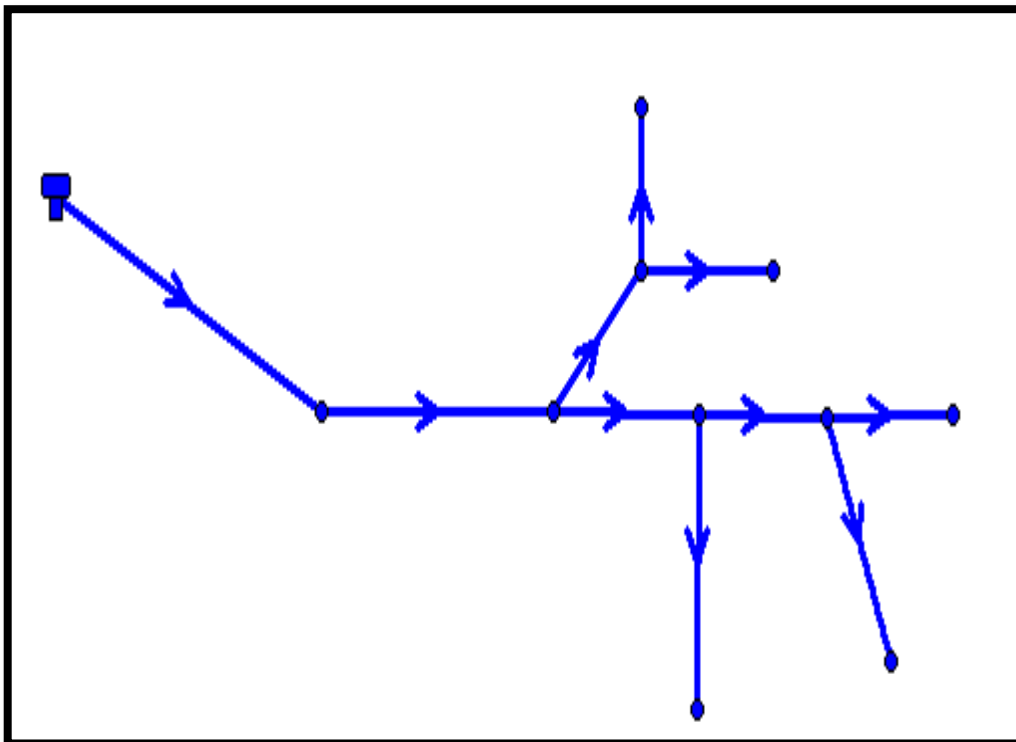
Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur. Dans ce présent chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution de la partie EST d'Ain El Djenna, on utilisera pour cela le logiciel Epanet. Le logiciel EPANET fait partie de ce chapitre pour avoir les diamètres optimums des différents tronçons de la canalisation du réseau.

## Classification du réseau de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

### a) Réseau ramifié

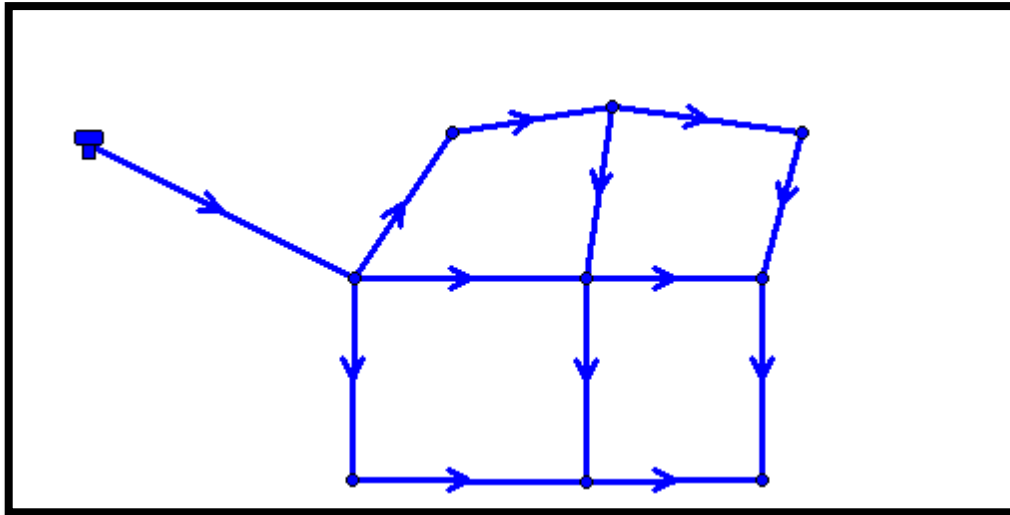
On les appelle ainsi grâce à leur structure arborissante fréquemment utilisées dans les petites agglomérations rurales, il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture (un accident sur la conduite principale d'eau prive tous des abonnés d'aval d'eau), selon la figure (VII-1) ci-dessous :



*Figure (VII-1) : Réseau ramifié.*

**b) Réseau maillé**

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour sa commodité et la sécurité qu'il procure selon la figure (VII-2) ci-dessous [3].

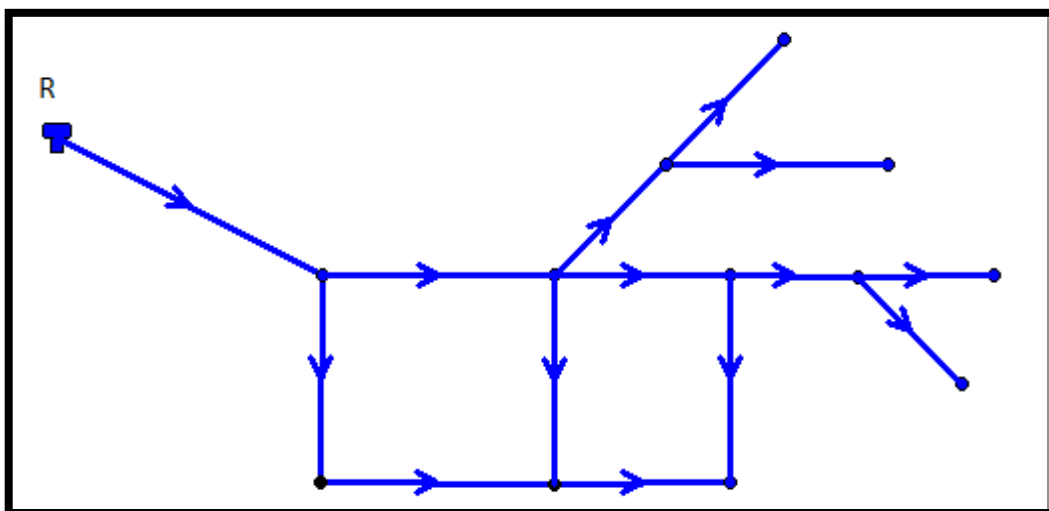


*Figure (VII-2) : Réseau maillé*

**c) Réseau mixte**

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville [3].

Il est représenté dans la figure VII-3 ci-après .



*Figure (VII-3) : Réseau mixte.*

### VII.3-Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau. Parmi ces facteurs, on citera :

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs ;
- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

### VII.4-Choix du réseau à adopter

Étant donné qu'Ain El Djenna chef-lieu de la commune représente une agglomération rurale avec un relief accidenté, nous optons pour un réseau ramifié.

### VII.5-Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [18] :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine,...etc. ;
- Éviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux ;
- Éviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

### VII.6-Choix des conduites de distribution

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes,...etc.) [3]

Parmi les matériaux utilisés, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

On a choisi pour le réseau des conduites en PEHD PN10 à cause des avantages qui sont :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite. Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique ;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage ;



- Répond parfaitement aux normes de potabilité.

## VII.7-Equipements et accessoires du réseau

### Appareils et accessoires du réseau :

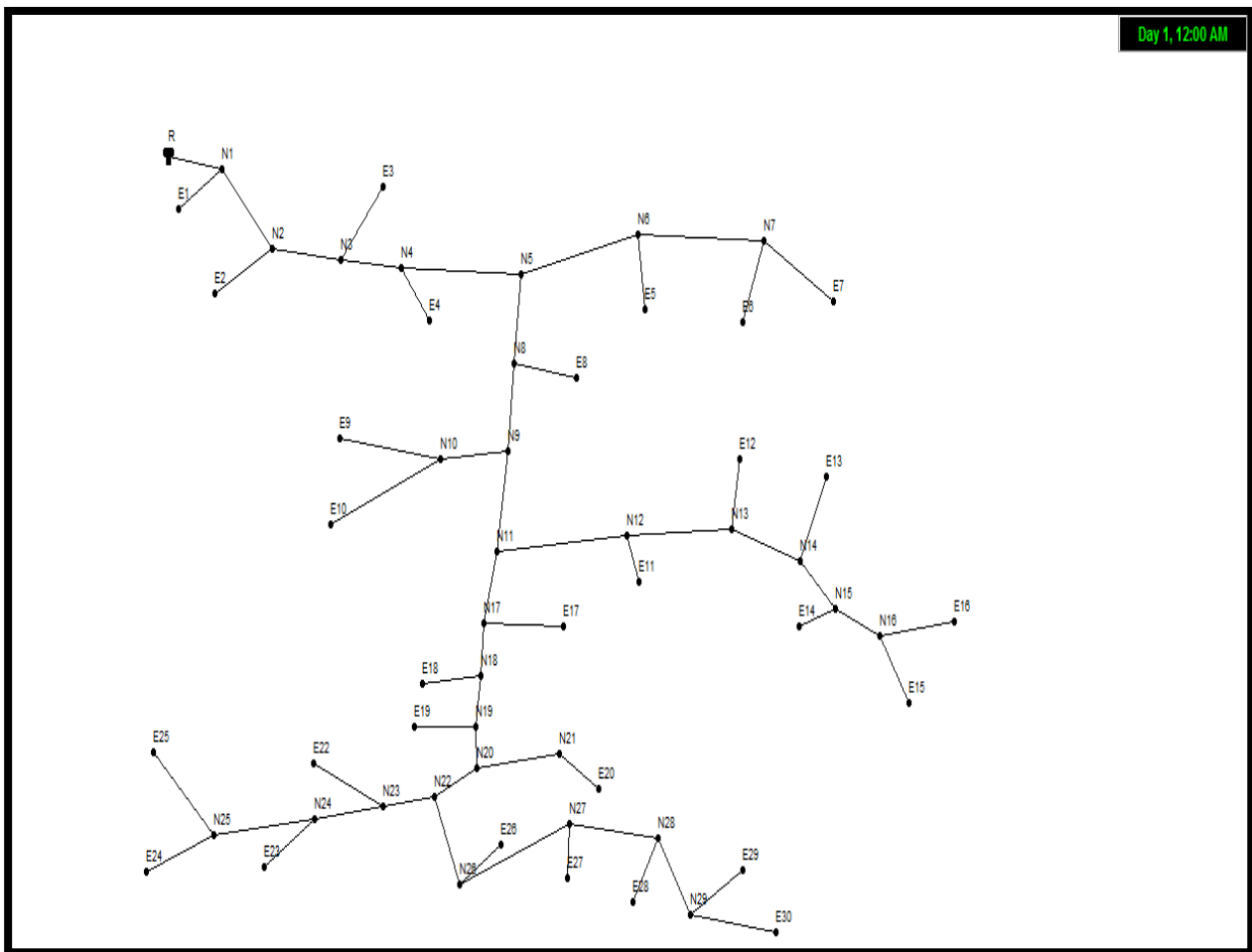
Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après [19] :

- **Les canalisations** : Les réseaux de distribution sont constitués de :
  - ✓ 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.
- **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite «béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- **Bouches ou poteau d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.
- **Clapets** : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.
- **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.
- **Régulateurs de pression** : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.
- **Robinets de vidange (décharge)** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posées à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord** : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet.

- **Les Tés :** On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- **Les coudes :** Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction :** Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres.

### VII.8-Description du réseau de distribution

Dans le présent cas, on a choisi de faire la distribution pour le coté Est d'Ain El Djenna, chef-lieu de la commune. Sa distribution se fera par gravité, à partir d'un réservoir d'une capacité de 600 m<sup>3</sup> (un réservoir existant 200 m<sup>3</sup> et un réservoir projeté de 400m<sup>3</sup>), situés à la côte 781m. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 5537.2 m. la figure (VII- 4) représente le schéma du réseau de distribution d'Ain El Djenna (Est).



*Figure (VII-4) : Schéma représentatif du réseau de distribution Ain El Djenna (EST)*

## VII.9-Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [20]

- 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.

### VII.9.1-Détermination des débits du réseau

#### VII.9.1.1-Débit de pointe

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée, se référer au tableau (II-19).

$$Q_p = 140.0119 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 38.89 \text{ l/s}$$

#### VII.9.1.2-Débit spécifique

C'est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma L_i} \quad (\text{VII-1})$$

$$Q_{sp} = \frac{38.89}{5537.2} = 0.007023405331 \text{ l/s/m}$$

Avec :

- $Q_{sp}$  : Débit spécifique en (l/s/m) ;
- $Q_p$  : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;
- $\Sigma L_i$  : Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

• **VII.9.1.3-Débit en route**

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (VII-2)$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit en route l/s.
- $Q_{sp}$  : Débit spécifique l/s/ml.
- $L_i$  : Longueur du tronçon concerné (m).

**VII.9.1.1.4-Débit aux nœuds**

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante [4]:

$$Q_{ni} = 0.55 \times \Sigma Q_{ri} + \Sigma Q_{conc} \quad (VII-3)$$

Avec :

- $Q_{ni}$  : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;
- $\Sigma Q_{ri}$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;
- $\Sigma Q_{conc}$  : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

**VII.10-Dimensionnement du réseau VII.**

**10.1-Calcul des débits**

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (VII-1) suivant :

*Tableau (VII-1) : Détermination des débits aux nœuds.*

NŒUD	Tronçon	LONGUEUR	SPECIFIQUE	EN ROUTE	Q DE NOEUD
<b>R</b>	<b>R-N1</b>	332	0,0070234	2,3317706	1,2824738
<b>N1</b>	<b>N1-E1</b>	153	0,0070234	1,074581	2,5301818
	<b>N1-N2</b>	170	0,0070234	1,1939789	
	<b>R-N1</b>	332	0,0070234	2,3317706	
<b>E1</b>	<b>N1-E1</b>	153	0,0070234	1,074581	0,5910196

(Suite) Tableau (VII-1) : Détermination des débits aux nœuds.

<b>N2</b>	<b>N2-E2</b>	144	0,0070234	1,0113704	1,2670223
	<b>N2-N3</b>	14	0,0070234	0,0983277	
	<b>N1-N2</b>	170	0,0070234	1,1939789	
<b>E2</b>	<b>N2-E2</b>	144	0,0070234	1,0113704	0,5562537
<b>N3</b>	<b>N3-E3</b>	47	0,0070234	0,3301001	0,6450998
	<b>N3-N4</b>	106	0,0070234	0,744481	
	<b>N2-N3</b>	14	0,0070234	0,0983277	
<b>E3</b>	<b>N3-E3</b>	47	0,0070234	0,3301001	0,181555
<b>N4</b>	<b>N4-E4</b>	66	0,0070234	0,4635448	0,9657182
	<b>N3-N4</b>	106	0,0070234	0,744481	
	<b>N4-N5</b>	78	0,0070234	0,5478256	
<b>E4</b>	<b>N4-E4</b>	66	0,0070234	0,4635448	0,2549256
<b>N5</b>	<b>N5-N6</b>	86	0,0070234	0,6040129	0,8150662
	<b>N4-N5</b>	78	0,0070234	0,5478256	
	<b>N5-N8</b>	47	0,0070234	0,3301001	
<b>N6</b>	<b>N6-E5</b>	39	0,0070234	0,2739128	1,3635941
	<b>N6-N7</b>	228	0,0070234	1,6013364	
	<b>N5-N6</b>	86	0,0070234	0,6040129	
<b>E5</b>	<b>N6-E5</b>	39	0,0070234	0,2739128	0,150652
<b>N7</b>	<b>N7-E6</b>	45	0,0070234	0,3160532	1,3713199
	<b>N6-N7</b>	228	0,0070234	1,6013364	
	<b>N7-E7</b>	82	0,0070234	0,5759192	
<b>E6</b>	<b>N7-E6</b>	45	0,0070234	0,3160532	0,1738293
<b>E7</b>	<b>N7-E7</b>	82	0,0070234	0,5759192	0,3167556
<b>N8</b>	<b>N8-E8</b>	84	0,0070234	0,589966	0,7107686
	<b>N5-N8</b>	47	0,0070234	0,3301001	
	<b>N8-N9</b>	53	0,0070234	0,3722405	
<b>E8</b>	<b>N8-E8</b>	84	0,0070234	0,589966	
<b>N9</b>	<b>N9-N10</b>	22	0,0070234	0,1545149	0,5145347
	<b>N9-N11</b>	58,2	0,0070234	0,4087622	
	<b>N8-N9</b>	53	0,0070234	0,3722405	
<b>N10</b>	<b>N10-E9</b>	119	0,0070234	0,8357852	1,0777415
	<b>N9-N10</b>	22	0,0070234	0,1545149	
	<b>N10-E10</b>	138	0,0070234	0,9692299	
<b>E9</b>	<b>N10-E9</b>	119	0,0070234	0,8357852	0,4596819

(Suite) Tableau (VII-1) : Détermination des débits aux nœuds.

<b>E10</b>	<b>N10-E10</b>	138	0,0070234	0,9692299	0,5330765
<b>N11</b>	<b>N11-N12</b>	123	0,0070234	0,8638789	0,9355878
	<b>N9-N11</b>	58,2	0,0070234	0,4087622	
	<b>N11-N17</b>	61	0,0070234	0,4284277	
<b>N12</b>	<b>N12-E11</b>	163	0,0070234	1,1448151	1,2206678
	<b>N11-N12</b>	123	0,0070234	0,8638789	
	<b>N12-N13</b>	30	0,0070234	0,2107022	
<b>E11</b>	<b>N12-E11</b>	163	0,0070234	1,1448151	0,6296483
<b>N13</b>	<b>N13-E12</b>	42	0,0070234	0,294983	0,455819
	<b>N12-N13</b>	30	0,0070234	0,2107022	
	<b>N13-N14</b>	46	0,0070234	0,3230766	
<b>E12</b>	<b>N13-E12</b>	42	0,0070234	0,294983	0,1622407
<b>N14</b>	<b>N14-E13</b>	80	0,0070234	0,5618724	0,7378087
	<b>N13-N14</b>	46	0,0070234	0,3230766	
	<b>N14-N15</b>	65	0,0070234	0,4565213	
<b>E13</b>	<b>N14-E13</b>	80	0,0070234	0,5618724	0,3090298
<b>N15</b>	<b>N15-E14</b>	56	0,0070234	0,3933107	0,4905849
	<b>N14-N15</b>	65	0,0070234	0,4565213	
	<b>N15-N16</b>	6	0,0070234	0,0421404	
<b>E14</b>	<b>N15-E14</b>	56	0,0070234	0,3933107	0,2163209
<b>N16</b>	<b>N16-E15</b>	110	0,0070234	0,7725746	1,2206678
	<b>N15-N16</b>	6	0,0070234	0,0421404	
	<b>N16-E16</b>	200	0,0070234	1,4046811	
<b>E15</b>	<b>N16-E15</b>	110	0,0070234	0,7725746	0,424916
<b>E16</b>	<b>N16-E16</b>	200	0,0070234	1,4046811	0,7725746
<b>N17</b>	<b>N17-E17</b>	105	0,0070234	0,7374576	0,6914543
	<b>N11-N17</b>	61	0,0070234	0,4284277	
	<b>N17-N18</b>	13	0,0070234	0,0913043	
<b>E17</b>	<b>N17-E17</b>	105	0,0070234	0,7374576	0,4056017
<b>N18</b>	<b>N18-E18</b>	83	0,0070234	0,5829426	0,5871567
	<b>N17-N18</b>	13	0,0070234	0,0913043	
	<b>N18-N19</b>	56	0,0070234	0,3933107	

(Suite) Tableau (VII-1) : Détermination des débits aux nœuds.

<b>E18</b>	<b>N18-E18</b>	83	0,0070234	0,5829426	0,3206185
<b>N19</b>	<b>N19-E19</b>	224	0,0070234	1,5732428	1,216805
	<b>N19-N20</b>	35	0,0070234	0,2458192	
	<b>N18-N19</b>	56	0,0070234	0,3933107	
<b>E19</b>	<b>N19-E19</b>	224	0,0070234	1,5732428	0,8652835
<b>N20</b>	<b>N20-N21</b>	27	0,0070234	0,1896319	0,7416716
	<b>N20-N22</b>	130	0,0070234	0,9130427	
	<b>N19-N20</b>	35	0,0070234	0,2458192	
<b>N21</b>	<b>N21-E20</b>	51	0,0070234	0,3581937	1,0893302
	<b>N21-E21</b>	204	0,0070234	1,4327747	
	<b>N20-N21</b>	27	0,0070234	0,1896319	
<b>E20</b>	<b>N21-E20</b>	51	0,0070234	0,3581937	0,1970065
<b>E21</b>	<b>N21-E21</b>	204	0,0070234	1,4327747	0,7880261
<b>N22</b>	<b>N22-N23</b>	93	0,0070234	0,6531767	1,1781762
	<b>N20-N22</b>	130	0,0070234	0,9130427	
	<b>N22-N26</b>	82	0,0070234	0,5759192	
<b>N23</b>	<b>N23-E22</b>	142	0,0070234	0,9973236	1,3829085
	<b>N22-N23</b>	93	0,0070234	0,6531767	
	<b>N23-N24</b>	123	0,0070234	0,8638789	
<b>E22</b>	<b>N23-E22</b>	142	0,0070234	0,9973236	0,548528
<b>N24</b>	<b>N24-E23</b>	55	0,0070234	0,3862873	0,730083
	<b>N23-N24</b>	123	0,0070234	0,8638789	
	<b>N24-N25</b>	11	0,0070234	0,0772575	
<b>E23</b>	<b>N24-E23</b>	55	0,0070234	0,3862873	0,212458
<b>N25</b>	<b>N25-E24</b>	80	0,0070234	0,5618724	0,760986
	<b>N24-N25</b>	11	0,0070234	0,0772575	
	<b>N25-E25</b>	106	0,0070234	0,744481	
<b>E24</b>	<b>N25-E24</b>	80	0,0070234	0,5618724	0,3090298
<b>E25</b>	<b>N25-E25</b>	106	0,0070234	0,744481	0,4094645
<b>N26</b>	<b>N26-E26</b>	219	0,0070234	1,5381258	1,4717546
	<b>N22-N26</b>	82		0,5759192	
	<b>N26-N27</b>	80	0,0070234	0,5618724	

(Suite et fin) Tableau (VII-1) : Détermination des débits aux nœuds.

<b>E26</b>	<b>N26-E26</b>	219	0,0070234	1,5381258	0,8459692
<b>N27</b>	<b>N27-E27</b>	136	0,0070234	0,9551831	0,911638
	<b>N26-N27</b>	80		0,5618724	
	<b>N27-N28</b>	20	0,0070234	0,1404681	
<b>E27</b>	<b>N27-E27</b>	136	0,0070234	0,9551831	0,5253507
<b>N28</b>	<b>N28-E28</b>	50	0,0070234	0,3511703	0,3592472
	<b>N28-N29</b>	23	0,0070234	0,1615383	
	<b>N27-N28</b>	20		0,1404681	
<b>E28</b>	<b>N28-E28</b>	50	0,0070234	0,3511703	0,1931436
<b>N29</b>	<b>N29-E29</b>	76	0,0070234	0,5337788	1,2322565
	<b>N29-E30</b>	220	0,0070234	1,5451492	
	<b>N28-N29</b>	23		0,1615383	
<b>E29</b>	<b>N29-E29</b>	76	0,0070234	0,5337788	0,2935783
<b>E30</b>	<b>N29-E30</b>	220	0,0070234	1,5451492	0,849832

## VII.11-Modélisation et simulation du réseau

Suite à l'essor qu'ont connu les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, capables de faire des simulations des calculs fastidieux en temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET.

### VII.11.1-Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse 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.

Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [21].



### VII.11.2- Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

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

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier ;
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
3. Décrire le fonctionnement du système ;
4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

L'environnement de travail de base d'EPANET est affiché dans la figure (VII-5) ci-dessous. Les éléments d'interface sont : une barre de menu, deux barres d'outils, une barre d'état, une fenêtre du schéma du réseau, une fenêtre de navigateur, et une fenêtre d'éditeur des propriétés. La description de chacun de ces éléments est réalisée dans les sections suivantes.

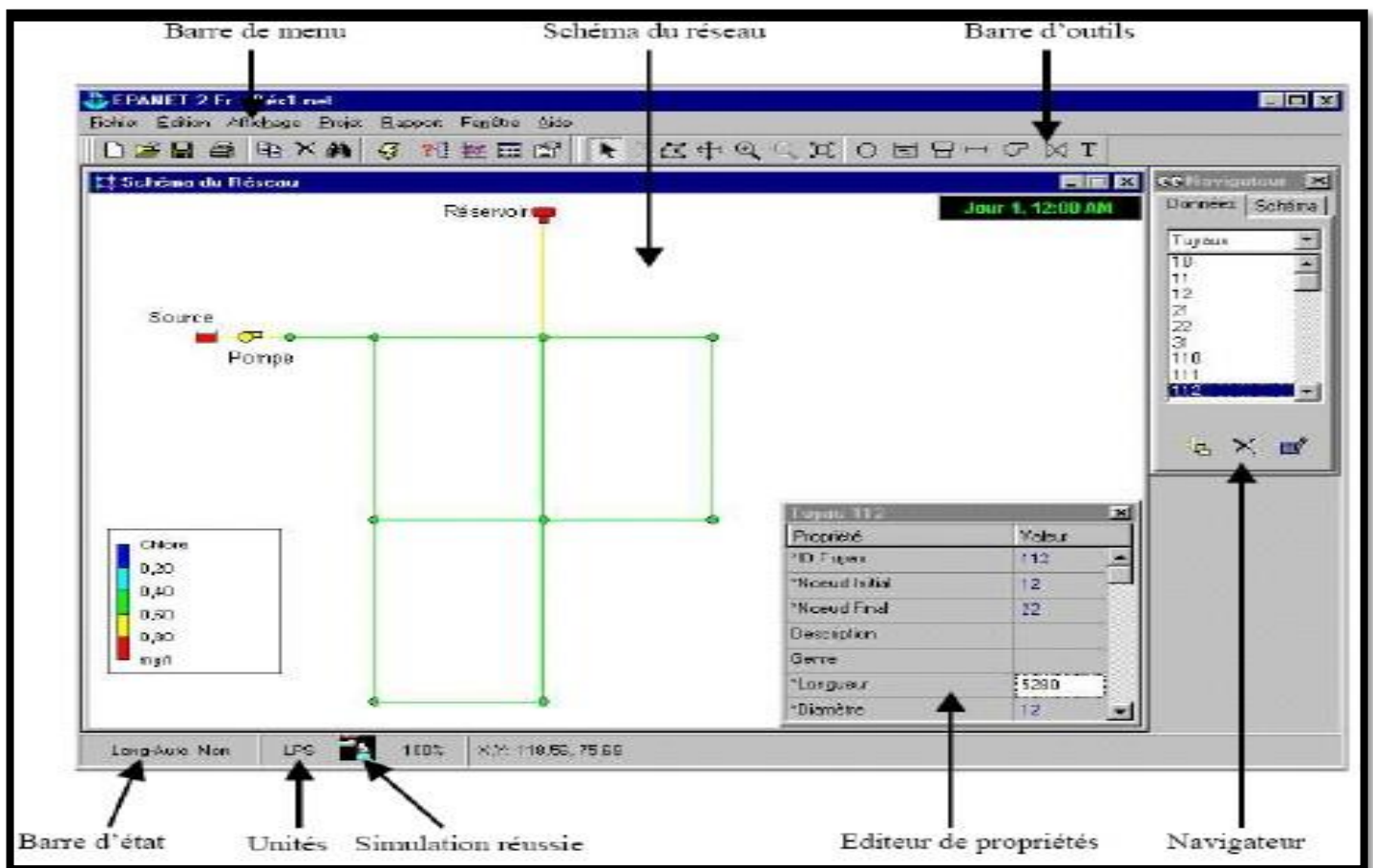


Figure (VII-5) : Environnements de travail sur EPANET

### VII.11.3-Modélisation du réseau

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

### VII.11.4-Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres des conduites, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 m/s– 1.5 m/s], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars). Alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les résultats de simulation des arcs (conduites) obtenus pour le présent réseau, sont regroupés dans le tableau (VII-2)

**Tableau (VII-2) : Résultats de la simulation des arcs (conduites).**

N de tronçon	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
Tuyau 1	332	220.4	41.60	1.09	9.24
Tuyau 2	153	28	0.59	0.96	80.82
Tuyau 3	170	220.4	38.48	1.01	8.00
Tuyau 4	144	28	0.56	0.90	72.41
Tuyau 5	14	220.4	36.66	0.96	7.31
Tuyau 6	47	16	0.18	0.90	138.35
Tuyau 7	106	176.2	35.83	1.47	20.86
Tuyau 8	66	16	0.25	1.26	259.13
Tuyau 9	78	176.2	34.61	1.42	19.56
Tuyau 10	86	55.4	3.37	1.40	73.50
Tuyau 11	39	16	0.15	0.75	97.70
Tuyau 12	228	44	1.86	1.22	74.97
Tuyau 13	45	16	0.17	0.86	127.24
Tuyau 14	82	21	0.32	0.91	103.26
Tuyau 15	47	176.2	30.42	1.25	15.40
Tuyau 16	84	21	0.32	0.94	108.15
Tuyau 17	53	176.2	29.39	1.21	14.45
Tuyau 18	22	55.4	2.76	1.15	50.76
Tuyau 19	119	28	0.46	0.75	267.09
Tuyau 20	138	28	0.53	0.87	66.96

(Suite et fin) Tableau (VII-2) Résultats de la simulation des arcs (conduites)

Tuyau 21	58.2	176.2	26.11	1.07	11.61
Tuyau 22	123	79.2	6.86	1.39	47.98
Tuyau 23	163	35.2	0.92	0.95	60.85
Tuyau 24	30	66	4.72	1.38	58.25
Tuyau 25	42	16	0.16	0.81	112.66
Tuyau 26	46	66	4.10	1.20	44.93
Tuyau 27	80	21	0.31	0.89	99.06
Tuyau 28	65	55.4	3.05	1.27	61.07
Tuyau 29	56	21	0.22	0.62	51.04
Tuyau 30	6	55.4	2.35	0.97	37.52
Tuyau 31	110	21	0.42	1.22	177.98
Tuyau 32	200	28	0.72	1.17	117.47
Tuyau 33	61	141	18.32	1.17	17.83
Tuyau 34	105	21	0.41	1.17	164.24
Tuyau 35	13	141	17.22	1.10	15.90
Tuyau 36	83	21	0.32	0.92	105.69
Tuyau 37	56	141	16.32	1.04	14.38
Tuyau 38	224	28	0.87	1.40	164.16
Tuyau 39	35	141	14.23	0.91	11.17
Tuyau 40	27	35.2	1.29	1.32	112.24
Tuyau 41	51	16	0.20	0.98	161.85
Tuyau 42	220	28	0.85	1.38	158.93
Tuyau 43	130	110.2	12.21	1.28	27.92
Tuyau 44	93	66	4.35	1.27	50.18
Tuyau 45	142	27.2	0.55	0.94	81.18
Tuyau 46	123	55.4	2.42	1.00	39.74
Tuyau 47	55	16	0.21	1.05	185.41
Tuyau 48	11	44	1.48	0.97	48.98
Tuyau 49	80	21	0.31	0.89	99.06
Tuyau 50	106	21	0.41	1.18	166.50
Tuyau 51	82	79.2	6.68	1.36	45.68
Tuyau 52	219	28	0.85	1.37	157.20
Tuyau 53	80	66	4.36	1.28	50.46
Tuyau 54	136	28	0.52	0.85	65.11
Tuyau 55	20	55.4	2.93	1.21	56.52
Tuyau 56	50	16	0.19	0.96	155.82
Tuyau 57	23	55.4	2.38	0.99	38.38
Tuyau 58	76	16	0.29	1.46	337.60

Les résultats de simulation du nœud sont présentés dans le Tableau (VII-3) .

**Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau**

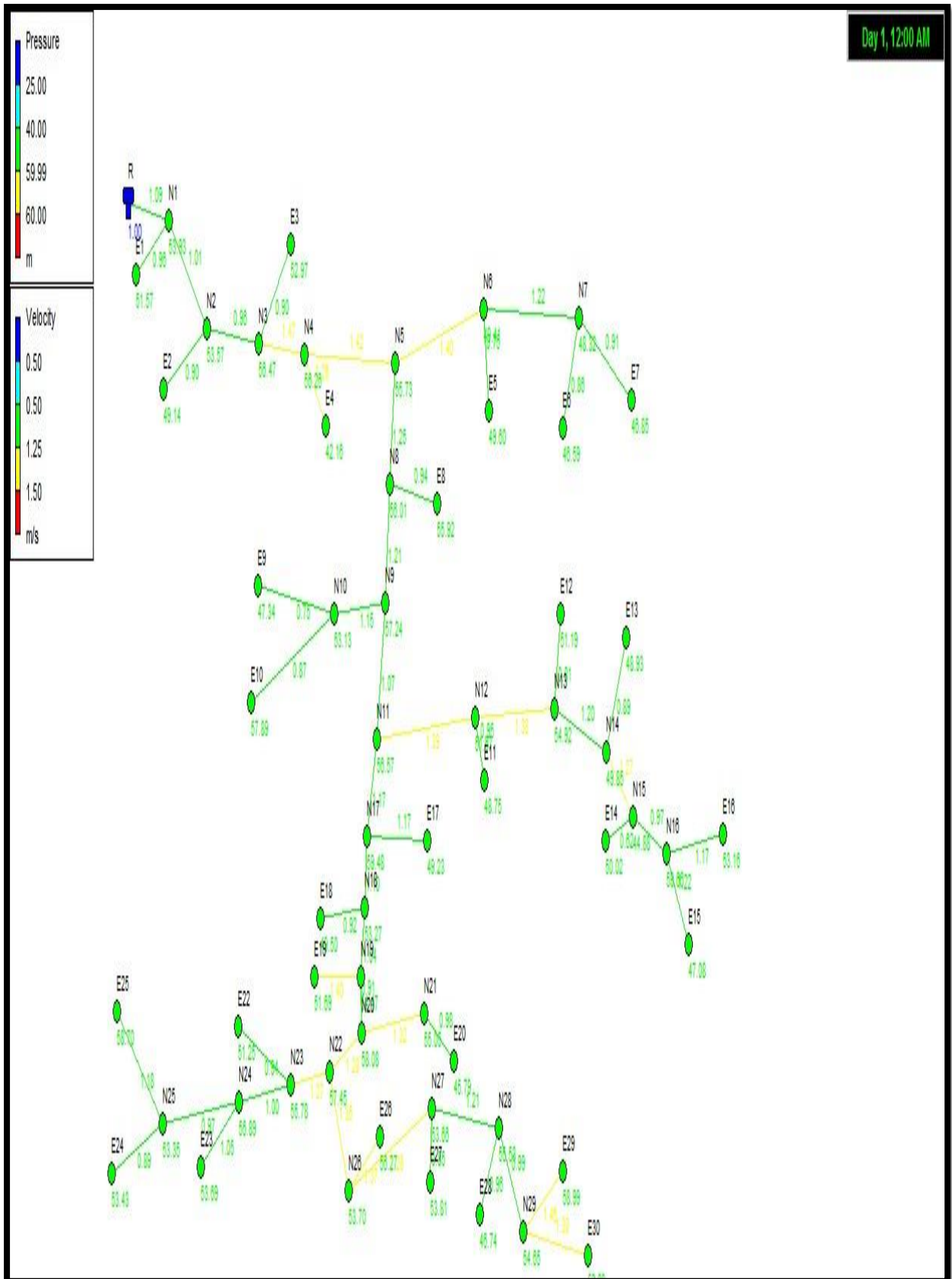
Nœuds	Altitude (cm)	Demande de base (l/s)	Charge (cm)	Pression (cm)
N1	725	2.53	778.93	53.93
E1	715	0.59	766.57	51.57
N2	724	1.267	777.57	53.57
E2	718	0.556	767.14	49.14
N3	721	0.645	777.47	56.47
E3	718	0.181	770.97	52.97
N4	719	0.966	775.26	56.26
E4	716	0.254	758.16	42.16
N5	718	0.815	773.73	55.73
N6	718	1.363	767.41	49.41
E5	714	0.150	763.60	49.60
N7	702	1.371	750.32	48.32
E6	698	0.173	744.59	46.59
E7	695	0.316	741.85	46.85
N8	717	0.710	773.01	56.01
E8	708	0.324	763.92	55.92
N9	715	0.514	772.24	57.24
N10	718	1.77	771.13	53.13
E9	692	0.459	739.34	47.34
E10	704	0.533	761.89	57.89
N11	715	0.935	771.57	56.57
N12	714	1.220	765.67	51.67
E11	707	0.924	755.75	48.75
N13	709	0.455	763.92	54.92
E12	708	0.162	759.19	51.19
N14	712	0.737	761.85	49.85
N15	713	0.490	757.88	44.88
E14	705	0.216	755.02	50.02
E13	705	0.309	753.93	48.93
N16	698	1.20	757.66	59.66
E16	681	0.722	734.16	53.16
E15	691	0.424	738.08	47.08
N17	711	0.691	770.48	59.48
E17	704	0.406	753.23	49.23
N18	717	0.587	770.27	53.27
E18	712	0.320	761.50	49.50
N19	715	1.216	769.47	54.47
E19	681	0.865	732.69	51.69
N20	711	0.741	769.08	58.08

(Suite et fin) Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau

N21	711	1.089	766.05	55.05
E20	712	0.197	757.79	45.79
N22	708	1.178	765.45	57.45
N23	705	1.382	760.78	55.78
E22	698	0.548	749.25	51.25
N24	699	0.730	755.89	56.89
E23	692	0.212	745.69	53.69
N25	702	0.760	755.35	53.35
E24	694	0.309	747.43	53.43
E25	679	0.409	737.70	58.70
E26	671	0.845	727.27	56.27
N26	708	1.471	761.70	53.70
N27	704	0.911	757.66	53.66
E27	695	0.525	748.81	53.81
N28	701	0.359	756.53	55.53
N29	701	1.232	755.65	54.65
E29	671	0.293	729.99	58.99
E28	702	0.193	748.74	46.74
E30	668	0.85	720.69	52.69
R	781	/	782.00	1.00

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure (VII-6).

Figure (VII-6) : Réseau de distribution après simulation.



## VII.12-Conclusion

Dans ce chapitre, on a bien défini le réseau de distribution (type, équipements, tracé...ect) qui est de type ramifié à cause des reliefs et de l'emplacement des consommateurs de la cité de Ain El Djenna(Est), et on a dimensionné le réseau de distribution, la nature des conduites est en PEHD (PN 10).

Suite au calcul des différents débits ( $Q_p$ ,  $Q_s$ ,  $Q_r$  et  $Q_n$ ) et à l'aide du logiciel EPANET, on a introduit les débits et les altitudes de chaque noeud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite. Après avoir lancé la simulation du réseau pour voir son comportement de point de vue hydraulique, on a remarqué que les conditions de vitesse et de pression sont vérifiées.

# *Conclusion générale*



## Conclusion générale

Au cours de ce travail de fin d'études, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable d'Ain El Djenna commune, d'Oued Rabah (Daira de Sidi Maarouf), wilaya de Jijel, ceci dans le but de satisfaire la demande totale des besoins en eau dans cette cité.

Après avoir estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2052, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 10894 habitants et après avoir établi le bilan ressources-besoins dont le débit est évalué à 2596.46 m<sup>3</sup>/j soit 30.05 l/s, on a constaté que les besoins à moyen terme et à long terme sont loin d'être suffisants par rapport à l'absence d'un réseau d'alimentation.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été nécessaire de faire un raccordement avec un réservoir existant (alimenté par le transfert d'eau à partir du barrage Boussiaba).

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage. D'après la vérification des réservoirs existants, nous avons trouvé que la capacité de réservoir (Ain El Djenna Est V = 200 m<sup>3</sup>) n'est pas suffisante pour répondre aux besoins de l'agglomération à l'horizon 2052. À cet effet, on projette la réalisation d'un autre réservoir (400 m<sup>3</sup>), qui sera jumelé avec le réservoir existant, et on projette un autre réservoir à Ain El Djenna Ouest d'une capacité de 300 m<sup>3</sup>.

Pour l'adduction nous avons projeté une conduite d'adduction par refoulement en PEHD (L=940 m ; D=250 mm) qui assure le transfert des eaux du réservoir vers la station de reprise projetée. Une autre conduite refoulement en PEHD (L=1250m ; D=200 mm) de la station de reprise projetée vers le réservoir 1 de 600 m<sup>3</sup> (réservoir projetée 400 m<sup>3</sup> et le réservoir existant 200 m<sup>3</sup>) (CTN=781m) (Ain El Djenna Est). D'une Autre part Une autre conduite de refoulement en PEHD (L=1450m ; D=125mm) de la station de reprise projetée vers le réservoir projeté 300 m<sup>3</sup> (CTN=708m) (Ain El Djenna Ouest ).

Dans le chapitre relatif au choix des pompes, nous avons fait appel au catalogue numérique CAPRARI, Par conséquent, les résultats obtenus sont les suivants : Pour le tronçon 1 (SP-RV1) une pompe de type monobloc (HV65/3A+100) , pour le tronçon 2( SP-RV2) une pompe Centrifuge monobloc de type (HVU25/ 5A+25) et pour le tronçon 3 (RV- SP) notre choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire de type(PM80/ 4A), Tout en assurant qu'il n'y a pas de risque de cavitation.

S'agissant de la protection des conduites contre le coup de bélier, les calculs hydrauliques nous ont amené à déduire qu'une protection anti bélier n'est pas indispensable, la surpression et la dépression sont dans les normes.

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le dimensionnement a été établi par le logiciel EPANET, nous avons opté pour un réseau ramifié avec des conduites en PEHD (PN10) bars, les diamètres des canalisations varient entre 20 et 250 mm, avec un linéaire de 5537.2 m. Les vitesses sont acceptables pour la pluparts des tronçons.

## Référence bibliographique

- [1] **L'APC d'Ouled Rabah** : Données du recensement général de la population et de l'habitat à Ain El Djenna.
- [2] **GOUDJIL S., 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 Béjaia, juin 2017,72 pages.)
- [3] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine ».Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979,455 pages.
- [4] **BONNIN, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977
- [5] **ALILECHE.D, DERDAR, N.** : Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'AIT BOUADDOU, Mémoire fin d'étude Master2, Université de Bejaïa, 2016,82 pages.
- [6] **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 2 hydraulique, Université de Bejaia, juin 2015,95 pages.
- [7] **AMEUR, A. BERKANI, R.** : Alimentation en eau potable des villes Souk El Khmis et Mokrani (wilaya de BOUIRA). Mémoire de fin d'étude, master en hydraulique, 2019,101 pages.
- [8] **HUGUES, G.** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [9] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980,588 pages.
- [10] **Direction hydraulique de Jijel** : Données sur les caractéristiques de la zone étudiée.
- [11] **RAHAL, A.** :L'AEP de la nouvelle ville d'Oued Zenati, Mémoire de fin d'étude, master 2 en hydraulique, 2019,67 pages.
- [12] **ENCASTRE, A.** : Hydraulique générale, *Edition Eyrolles*, Paris 633 pages, 2005.
- [13] **[www.researchgate.net](http://www.researchgate.net),2020**

[14] [www.pamline.fr](http://www.pamline.fr).2020

[15] **ZERARGA** : Etude de la chaine d'adduction de la commune de DRAA EL GAID, Wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'étude, Master 2 en hydraulique, université de Bejaia, 2008-2009,82 pages.

[16] **BERREKSI, A. Hydraulique 3** : Polycopié de cours <https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>.Université de Bejaia, 2015, page 55.

[17] **HAMMOU, S.** : Alimentation en eau potable du village M'LIHA, Commune CHELATA, Daïra AKBOU, Université de Tizi Ouzou. Mémoire fin du cycle diplôme d'ingénieur, 85 pages.

[18] **ALIANE, A. et AMRIOU, A.** : Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau de la commune de Tinebder, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016,97 pages.

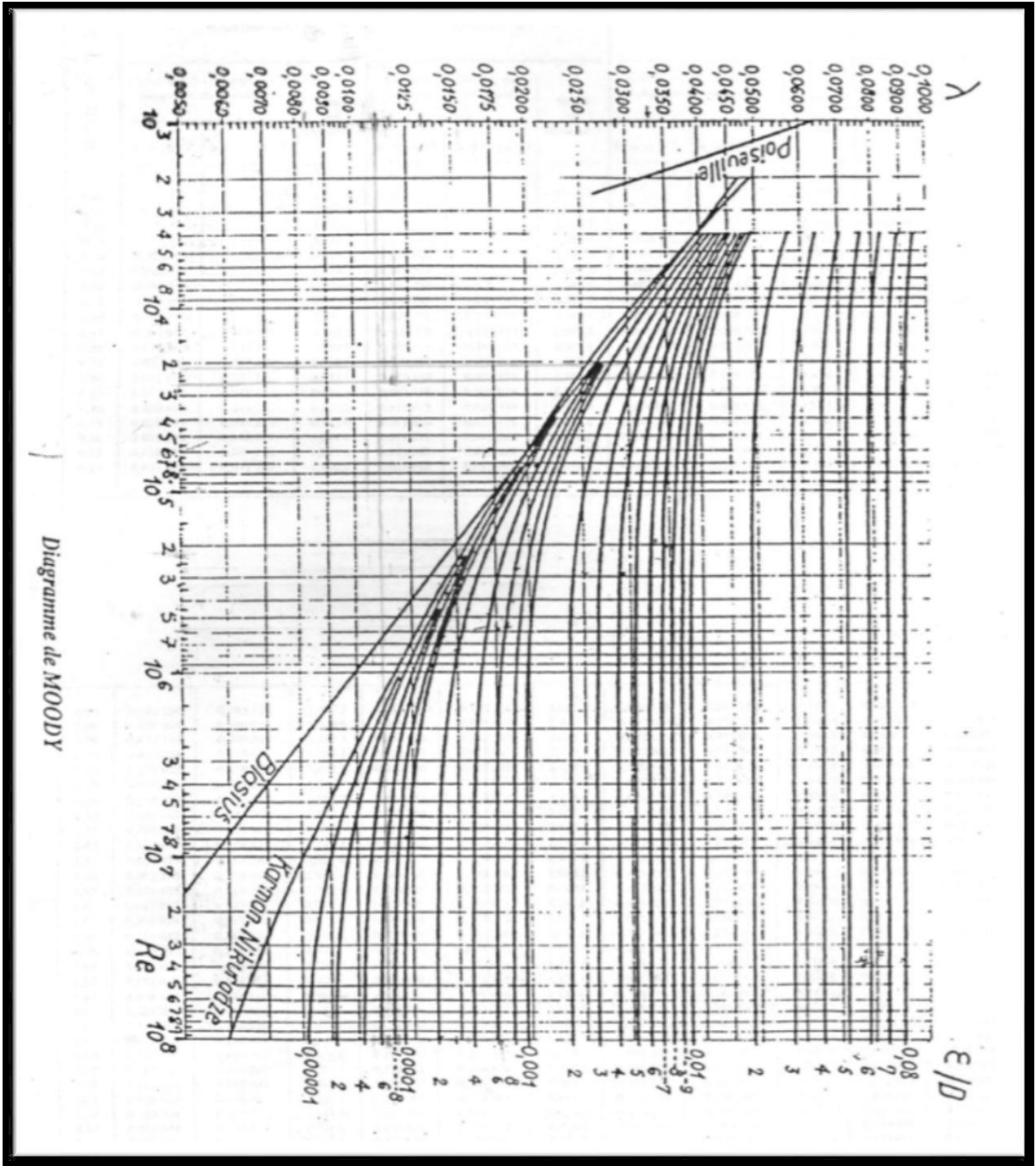
[19] **BENRADOUANE, N. BEZAID, Y.** : Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un réseau d'assainissement des eaux usés de la région d'ALI MESBAH commune d'ELHAROUCH (W.SKIKDA), master 2 en hydraulique université de Bejaia, Algérie 72 page, juin 2015.

[20] **GOMELLA, C. GUERREE, H.** : La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, paris ,1977.

[21] **Manuel d'utilisation du logiciel EPANET**



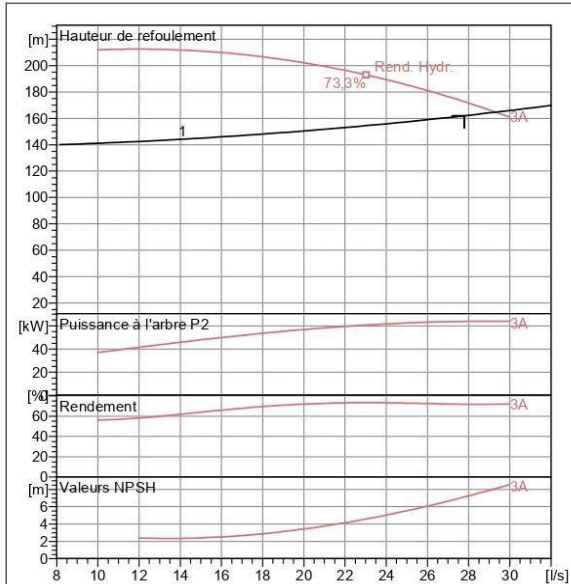
Annexe (2) : Diagramme de MOODY.



## Annexe (3) : Caractéristiques de la pompe 1 (SP – RV1)

<b>HV65 /3A+100</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	27,8 l/s
Hauteur de refoulement	162 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	29,3 l/s
Hauteur de refoulement	165 m
Puissance absorbée	64 kW
Rendement	71,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	189 m
Orif. de refoulement	65 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	480 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Latern bracket	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

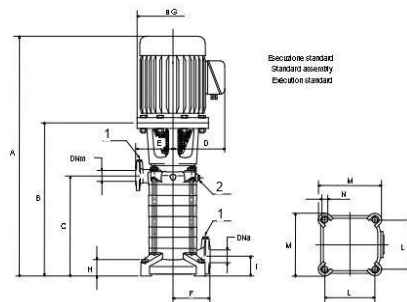


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

- 1 = G3/8
- 2 = G3/8
- A = 1913
- B = 753
- C = 389
- D = 522
- E = 275
- F = 275
- G = 550
- H = 100
- I = 112
- L = 350
- M = 410
- N = 22



Notes:

Date <b>24.09.2022</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

## Annexe (4) : Caractéristiques de la pompe 2 (SP – RV2)

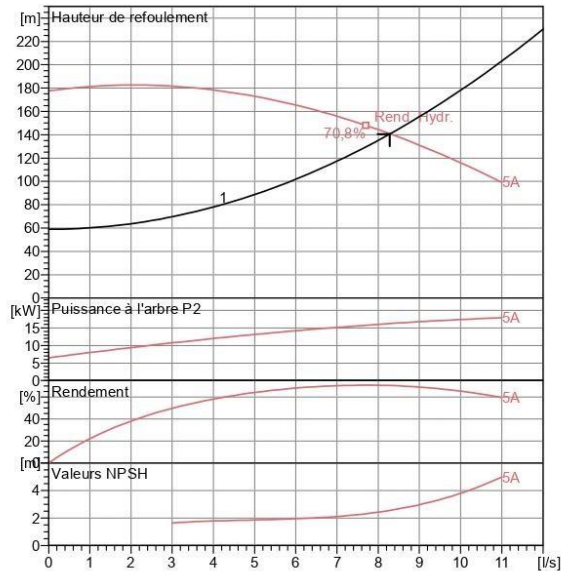
**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
— ISO 9001 —

<b>HVU25 /5A+25</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	8,28 l/s
Hauteur de refoulement	141 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	8,28 l/s
Hauteur de refoulement	141 m
Puissance absorbée	16,2 kW
Rendement	70,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	178 m
Orif. de refoulement	40 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	18,5 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	172 kg

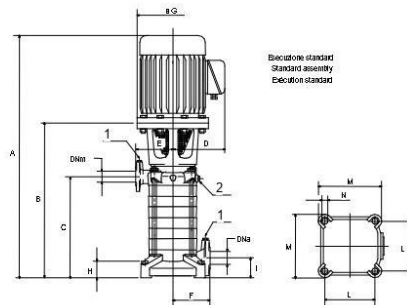
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Lanterne de liaison	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte/Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- 1 = G3/8
- 2 = G3/8
- D = 274
- E = 175
- F = 175
- H = 72
- I = 85
- L = 260
- M = 310
- N = 22



Notes:

Date <b>22.09.2022</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

## Annexe (5) : Caractéristiques de la pompe 3 (RV-SP)

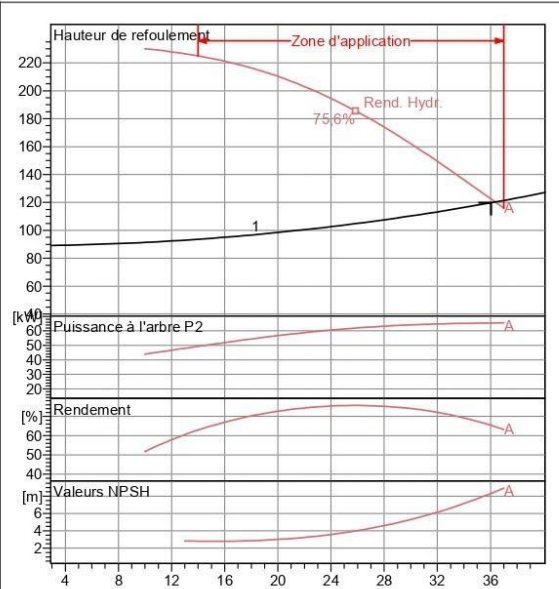
**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
— ISO 9001 —

<b>PM 80/ 4 A</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	36,1 l/s
Hauteur de refoulement	120 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	36,3 l/s
Hauteur de refoulement	120 m
Puissance absorbée	65,5 kW
Rendement	64,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	242 m
Orif. de refoulement	80 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	758 kg

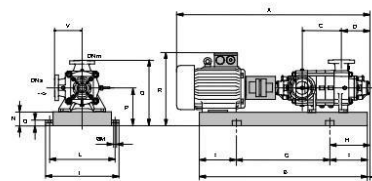
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 1873
- B = 1546
- C = 310
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 185
- F = 250
- G = 1046
- H = 435
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 665
- R = 836
- V = 245



Notes:

Date <b>24.09.2022</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------



**Annexe (6) : caractéristique de la conduite PEHD16**

<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

**Annexe (7) : caractéristique de la conduite PEHD10**

<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

## ملخص

شهدت قرية عين المجنة ، بلدية أولاد رباح ، دائرة سيدي معروف ، والنية جي جيل، ني السزوات الأخريرة نم سكاينوا كبي رالغاية ، مما تسبب في نقص شدي د لمياه الشرب بسبب نقص الموارد الموجودة. قادننا هذا الوضع إلى إنشاء شبكة AEP جديدة ، والتي سيتم توفيرها من خزان موجود مسبقاً (يتم توفير مياهه من سد بوسيايا) (ربط). من أجل تحقيق أهداف المشروع ، بدأنا بجمع أكبر قدر ممكن من المعلومات ، وهو أمر ذو أهمية كبيرة في إنشاء توثيق لإلحاحيات التي يجب تلبيتها على المدى الطويل. بعد ذلك، تم حساب أقطار نكرو-إنصاوية الأنبوب إمدادات المياه وإختيار المضخات المناسبة لمحطات الضخ. ثم شرعنا في التحقق من الظهور المحتمل لظاهرة المطرقة المائية في الأقسام المختلطة للشبكة. في النهاية ، تم تحديد أبعاد شبكة التوزيع للخدمة الشارقة للمنطقة مع إحترام الضغوط و السرعة المناسبة.

**الكلمات المفتاحية:** مياه الشرب، الخزان، مضخة، المطرقة المائية.

## Résumé

La cité d'Ain El Djenna, commune Ouled Rabah, daïra Sidi Maarouf, wilaya de Jijel, a connu ces dernières années un accroissement démographique très important, ce qui a provoqué un manque accru en eau potable à cause de l'insuffisance de ressources existantes. Cette situation nous a amené à dimensionner un nouveau réseau d'AEP, qui sera alimenté à partir d'un réservoir existant (alimenté par le Transfert d'eau à partir du barrage Bousiaba) (raccordement). Afin d'aboutir aux objectifs du projet on a commencé par recueillir un maximum d'informations, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme. Par la suite, on a calculé les diamètres économiques des différents tronçons du réseau et on a choisi les pompes adéquates aux stations de pompage. Ensuite on a procédé à la vérification de l'apparition éventuelle du phénomène du coup de bélier dans les différents tronçons du réseau. A la fin, on a réalisé le dimensionnement du réseau de distribution de la partie Est d'Ain El Djenna en tenant compte des conditions limites liées aux vitesses et pressions.

**Mots clés :** Eau potable, Réservoir, Pompe, Station de pompage, Coup de bélier.

## Abstract

The village of Ain El Djenna, Ouled Rabah commune, the daïra of Sidi Maarouf , wilaya of Jijel, has experienced a very important demographic growth in recent years, which has caused an increased lack of drinking water due to the insufficiency of existing resources. This situation led us to design a new water supply network, which will be fed from an existing water tank (fed by the water transfer from the Bousiaba dam) (connection). In order to achieve the objectives of the project, a maximum amount of information was collected, which is of major interest to establish a balance sheet of the needs to be satisfied in the long term. Subsequently, the economic diameters of the different sections of the network were calculated and the appropriate pumps were selected for the pumping stations. Then, the possible occurrence of water hammer in the different sections of the network was checked. Finally, the dimensioning of the distribution network of the eastern part of Ain El Djenna , taking into account the limit conditions related to speed and pressure.

**Keywords:** drinking water supply, water tank, Pumps, Pumping station, Water hammer.