

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la**  
**Recherche Scientifique**

*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de Génie civil*



*Mémoire de fin d'études*  
*En vue de l'obtention du diplôme académique en Hydraulique*  
*Option : Ouvrage hydraulique*

*Thème :*

**Contribution à l'étude du Renforcement en  
Alimentation en Eau Potable (Adduction et  
Distribution) de la commune de Souk El Had  
(wilaya de Boumerdès).**

**Présenté par :**

**GUERDA Noura**  
**MECHANE Berkahoum**

**Dirigé par :**

**Promoteur : BOUHALI Sofiane**  
**Co-promoteur: ZAMOUM Said**

**Promotion: 2020/2021**

## ***Remerciement***

*Avant tout, nous remercions le bon Dieu de nos avoir accordé le courage, la patience et la force pour mener à terminer ce travail.*

*Nous remercierons notre promoteur Mr Bouhali .S et notre co-promoteur Mr Zamoum.S.de nos avoir encadrés, guider et accompagner dans ce travail ainsi que leurs compréhensions, leurs précieux conseils, leurs humours et surtout pour leurs patiences.*

*Nos remerciements également tous les enseignants du département de génie civil qui ont participé dans nos formations.*

*Comme on remercie tous les fonctionnaires de la direction de la wilaya de Boumerdès.*

*Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury de nos avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.*

*À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

***Guerda.N et Mechane.B***

# *Dédicaces*

*Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers :*

## *À mon cher père*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, puisse dieux, le très haut vous accorder santé, bonheur et longue vie.*

## *À la mémoire de ma mère*

*Ce travail est dédié à ma mère, décédée trop tôt, qui m'a toujours poussée et motivée dans mes études.*

*J'espère que, du monde qui est sein maintenant, elle apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part de d'une fille qui a toujours priée pour le salut de son âme.*

*Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !*

*À ma chère tante et ma deuxième mère Dalila ainsi que son mari Hocine que dieu les protège*

*À mon cher frère Amine.*

*À mes chères sœurs : Sonia, Fatima, Kahina, Aicha, Chahinaz et Amina.*

*À mon beau-frère Karim et ses enfants Mélissa, Meriem et Amir.*

*À tous les membres de ma famille.*

*À ma chère amie et binôme Noura et sa famille.*

*À tous mes amis (es) exceptionnellement : Sabrina, Dihia.*

*À toute la promotion d'ouvrage hydraulique 2020/2021.*

***Mechane.B***

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail spécialement :*

*À mes très chers parents*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce qu'ils méritent pour tous leurs sacrifices qu'ils n'ont cessés de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*

*À mes très chers frères : Lyes et Ali.*

*À mes très chères sœurs : Samia, Nawel et leurs enfants et ma belle-sœur Sabrina.*

*À toute la famille Guerda.*

*À mon promoteur Mr Bouhali et Co-promoteur Mr Zamoum et leurs familles.*

*À la mémoire de mes grands-pères .*

*A mes grand-mères.*

*À ma chère binôme KATIA et A sa famille.*

*À mes chères amies.*

*À mes professeurs et mes camarades de la promotion 2021/ 2022.*

*À toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

***Guerda.N***

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale :</b> .....	1
--------------------------------------	---

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

I.1. Introduction : .....	2
I.2. Présentation de site : .....	2
I.2.1. La situation géographique de Souk El Had : .....	2
I.2.2. La situation climatique de Souk El Had : .....	3
I.2.2.1. La pluviométrie : .....	3
I.2.2.2. La température : .....	3
I.2.2.3. Les vents : .....	4
I.2.3. La situation sismique : .....	4
I.2.4. La situation topographique : .....	4
I.2.5. La situation géologique : .....	4
I.2.6. La situation hydrographique : .....	4
I.2.7. La situation hydraulique : .....	4
I.2.7.1. Les ressources superficielles : .....	4
I.2.7.2. Les ressources souterraines : .....	4
I.2.9. L'état de lieu : .....	5
I.2.9.1. L'état des forages : .....	5
I.2.9.2. L'état de la station de pompage : .....	5
I.2.9.3. L'état des ouvrages de stockage : .....	6
I.2.9.4. L'état du réseau de distribution : .....	6
I.3. Conclusion : .....	7

## **Chapitre II : Estimation des besoins en eau.**

II.1. Introduction : .....	8
II.2. Estimation des besoins en eau : .....	8
II.2.1. La situation démographique : .....	8
II.2.2. Évaluation de la population à l'horizon 2051 : .....	8
II.2.3. Estimation des différents types de besoins : .....	9
II.2.3.1. Les besoins domestiques : .....	9
II.2.3.2. Les besoins des équipements : .....	11
II.3. Récapitulation de la consommation moyenne journalière : .....	13
II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière : .....	14
II.5. Variation de la consommation journalière : .....	15
II.5.1. La consommation maximale journalière : .....	15
II.5.2. La consommation minimale journalière : .....	16
II.6. Variation de débit horaire : .....	16
II.6.1. Coefficient d'irrégularité maximale horaire : .....	17
II.6.2. Coefficient d'irrégularité minimale horaire : .....	17
II.6.3. Détermination de la consommation maximale et minimale horaire : .....	18

II.7. Bilan de comparaison (production-besoin) : .....	19
II.8. Conclusion : .....	19

### **Chapitre III : Les réservoirs.**

III.1. Introduction : .....	20
III.2. Définition et rôle : .....	20
III.3. Classification des réservoirs : .....	20
III.3.1. La position par rapport au sol : .....	20
III.3.2. La forme de la cuve : .....	20
III.3.3. La nature des matériaux : .....	20
III.3.4. Le mode de fermeture : .....	20
III.3.5. La complexité de la construction : .....	21
III.3.6. Les considérations esthétiques : .....	21
III.4. Choix du type de réservoir : .....	21
III.5. L'emplacement de réservoir : .....	21
III.6. Les équipements des réservoirs : .....	21
III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction : .....	22
III.6.2. Conduite de départ ou de distribution : .....	22
III.6.3. Conduite de trop plein : .....	22
III.6.4. Conduite de vidange : .....	23
III.6.5. Conduite de by-pass : .....	23
III.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie : .....	24
III.7. Capacité de réservoir : .....	25
III.7.1. Méthode analytique : .....	26
III.7.2. Méthode graphique : .....	27
III.8. Dimensionnement des réservoirs : .....	28
III.8.1. Dimensionnement de la bache de la station de pompage : .....	28
III.8.2. Dimensionnement du réservoir R1 : .....	30
III.8.3. Dimensionnement du réservoir R2 : .....	32
III.9. Conclusion : .....	33

### **Chapitre IV : Adduction**

IV.1. Introduction: .....	34
IV.2. Type d'adduction : .....	34
IV.2.1. Adduction gravitaire : .....	34
IV.2.2. Adduction par refoulement : .....	34
IV.2.3. Adduction mixte : .....	34
IV.3. Choix du tracé : .....	35
IV.4. Choix de type des conduites : .....	35
IV.5. Étude technico-économique : .....	36
IV.5.1. Calcul de diamètre économique : .....	36
IV.5.2. Calcul de la vitesse : .....	37
IV.5.3. Calcul des pertes de charge : .....	37

IV.5.3.1. Les pertes de charge linéaires :	37
IV.5.3.2. Les pertes de charge singulière :	38
IV.5.3.3. Les pertes de charge totales :	39
IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt) :	39
IV.5.5. Puissance absorbée par la pompe :	40
IV.5.6. Énergie consommée par la pompe :	40
IV.5.7. Les frais d'exploitation :	40
IV.5.8. Les frais d'amortissement :	40
IV.5.9. Calcul du bilan :	41
IV.6. Détermination des diamètres économiques :	41
IV.6.1. Conduite d'adduction gravitaire (point de piquage - SP) :	41
IV.6.2. Conduite de refoulement (SP –R1) :	42
IV.6.3. Conduite d'adduction gravitaire (R1- R2) :	43
IV.7. Tableau récapitulatif :	44
IV.8. Conclusion :	44

### **Chapitre V : Pompe et station de pompage.**

V.1. Introduction :	45
V.2. Classification des pompes :	45
V.2.1. Pompes volumétriques:	45
V.2.2. Pompes turbopompes :	45
V.3. Choix d'une pompe :	47
V.4. Couplage des pompes :	47
V.4.1. Le couplage en série :	47
V.4.2. Le couplage en parallèle :	48
V.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :	48
V.5.1. La hauteur manométrique totale :	48
V.5.2. La vitesse de rotation :	48
V.5.3. La puissance :	48
V.5.3.1. La puissance absorbée par la pompe :	48
V.5.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile :	49
V.6. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :	49
V.7. Caractéristiques d'une conduite :	50
V.8. Point de fonctionnement d'une pompe:	50
V.9. Le phénomène de cavitation :	52
V.9.1. La cavitation dans les pompes :	52
V.9.2. NPSH.....	53
V.9.2.1. NPSH requis (NPSH <sub>r</sub> ):	53
V.9.2.2. NPSH disponible (NPSH <sub>d</sub> ):	53
V.10. Choix des pompes du projet:	55
V. 11. Conclusion :	57

## Chapitre VI : Pose et protection des conduites.

VI.1. Introduction :	58
VI.2. Pose des conduites :	58
VI.2.1. Exécution et aménagement de la tranchée :	58
VI.2.2. Traverse des points spéciaux :	59
VI.2.2.1. Traversée d'une route :	59
VI.2.2.2. traversée d'oueds :	60
VI.2.2.3. Pose en élévation :	60
VI.2.2.4. Stabilisation des conduites (les butées) :	61
VI.2.3. Désinfection des conduites :	61
VI.3. Protection contre la corrosion :	62
VI.3.1. La corrosion externe :	62
VI.3.2. La corrosion interne :	62
VI.4. Protection contre le coup de bélier :	62
VI.4.1. Les causes du coup de bélier :	62
VI.4.2. Les conséquence du coup de bélier	63
VI.4.3. les risques dus aux coups de bélier :	63
VI.4.3.1. Cas surpression :	63
VI.4.3.2. Cas dépression :	63
VI.4.3.3. Fatigue de la canalisation :	63
VI.4.4. Moyen de protection contre le coup de bélier :	63
VI.4.4.1. Le volant d'inertie :	64
VI.4.4.2. La soupape de décharge :	64
VI.4.4.3. Les clapets de by-pass :	64
VI.4.4.4. Les ventouses :	64
VI.4.4.5. Cheminée d'équilibre :	65
VI.4.4.6. Le réservoir d'air :	66
VI.5. Étude du coup de bélier :	67
VI.6. Calcul les valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons :	69
VI.6.1. Tronçon gravitaire (point de piquage-SP) :	69
VI.6.2. Tronçon gravitaire (R1-R2) :	69
VI.6.3. Tronçon de refoulement (SP-R1) :	69
VI.7. Conclusion :	70

## Chapitre VII : Distribution.

VII.1. Introduction :	71
VII.2. Classification des réseaux :	71
VII.2.1. Réseau maillé :	71
VII.2.2. Réseau ramifié :	71
VII.2.3. Réseau étagé :	72
VII.2.4. Réseau mixte :	72
VII.3. Choix du tracé :	72

VII.4. Choix du matériau des conduites de distribution:.....	72
VII.5. Équipements du réseau de distribution :.....	73
VII. 6. Calcul hydraulique du réseau de distribution : .....	73
VII.6.1. Détermination des débits : .....	73
VII.6.1.1. Débit de pointe :.....	73
VII.6.1.2. Débit spécifique : .....	74
VII.6.1.3. Débit en route : .....	74
VII.6.1.4. Débit aux nœuds : .....	74
VII.7. Calcul des débits en route et aux nœuds pour la zone haute et basse :.....	75
VII.8. Modélisation et simulation du réseau : .....	86
VII.8.1 Description du logiciel Water CAD : .....	86
VII.8.2. Les résultats de simulation avec Water CAD :.....	86
VII.9. Conclusion : .....	96
<b>Conclusion générale : .....</b>	<b>97</b>

## *Liste des Figures*

<b>Figure I.1:</b> Localisation de la zone d'étude.....	2
<b>Figure I.2 :</b> La carte climatique de Souk El Had.....	3
<b>Figure I.3:</b> Vue générale de l'abri. ....	5
<b>Figure I.4:</b> Vue d'intérieur de la station de pompage. ....	6
<b>Figure II.1:</b> Diagramme de l'évolution de la population. ....	9
<b>Figure II.2:</b> Répartition des besoins domestiques. ....	11
<b>Figure II.3:</b> Répartition des besoins d'équipements. ....	13
<b>Figure II.4:</b> Diagramme de l'évolution des besoins (2021-2051).....	14
<b>Figure II.5:</b> Répartition des besoins totaux pour la zone d'étude. ....	14
<b>Figure III. 1:</b> Adduction avec chute libre. ....	22
<b>Figure III. 2:</b> Adduction noyée. ....	22
<b>Figure III. 3:</b> Conduite de distribution.....	22
<b>Figure III. 4:</b> Conduite de trop plein et vidange. ....	23
<b>Figure III. 5:</b> Conduite de by-pass. ....	23
<b>Figure III. 6:</b> Système à deux prises. ....	24
<b>Figure III. 7:</b> Système à siphon.....	24
<b>Figure III. 8:</b> Schéma général d'un réservoir et ses équipements.....	25
<b>Figure III. 9:</b> Méthode graphique. ....	28
<b>Figure IV. 1:</b> Schéma d'adduction gravitaire.....	34
<b>Figure IV. 2:</b> Schéma d'adduction par refoulement.....	34
<b>Figure IV. 3:</b> Les pertes de charge linéaires et singulières. ....	39
<b>Figure V. 1:</b> Une pompe centrifuge.....	46
<b>Figure V. 2:</b> Les trois catégories des turbopompes. ....	46
<b>Figure V. 3:</b> Types de la roue pour les pompes centrifuges.....	47
<b>Figure V. 4:</b> Le couplage en série. ....	47
<b>Figure V. 5:</b> Le couplage en parallèle. ....	48
<b>Figure V. 6:</b> Courbes caractéristiques d'une pompe. ....	49
<b>Figure V. 7:</b> Point de fonctionnement d'une pompe.....	50
<b>Figure V.8 :</b> Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré. ....	52
<b>Figure V.9 :</b> Le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	53
<b>Figure V.10 :</b> Cas d'aspiration en charge.....	54
<b>Figure V.11 :</b> Cas d'aspiration en dépression. ....	54
<b>Figure V.12 :</b> Courbe du NPSH. ....	55
<b>Figure V.13 :</b> Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage.....	56
<b>Figure VI. 1:</b> La coupe transversale d'une fouille. ....	59
<b>Figure VI. 2:</b> Protection spéciale pour la traversée de route.....	59

<b>Figure VI. 3:</b> Traversée d'oued.....	60
<b>Figure VI. 4:</b> Pose des conduites en élévation.....	60
<b>Figure VI. 5:</b> Butée sur coude horizontal.....	61
<b>Figure VI. 6:</b> Butée sur branchement et butée sur coude vertical.....	61
<b>Figure VI. 7:</b> Soupape de décharge.....	64
<b>Figure VI. 8:</b> Ventouse à trois fonctions.....	65
<b>Figure VI.9 :</b> Ventouse à une seule fonction.....	65
<b>Figure VI.10 :</b> Cheminée d'équilibre.....	66
<b>Figure VI.11 :</b> Réservoir d'air.....	67
<b>Figure VII.1 :</b> Réseau maillé.....	71
<b>Figure VII.2 :</b> Réseau ramifié.....	71
<b>Figure VII.3 :</b> Schéma d'un réseau mixte.....	72
<b>Figure VII.4 :</b> Schéma du réseau de distribution de la ville souk el had.....	95
<b>Figure VII.5 :</b> Résultats d'exécution de la simulation sous Epanet de la zone haute....	95
<b>Figure VII.6 :</b> Résultats d'exécution de la simulation sous Epanet de la zone basse....	96

## *Liste des Tableaux*

<b>Tableau I. 1:</b> Les caractéristiques du champ de captage Souk El Had. ....	5
<b>Tableau I. 2:</b> La quantité d'eau refoulée an août 2015. ....	5
<b>Tableau I. 3:</b> Les caractéristiques des réservoirs. ....	6
<b>Tableau II.1:</b> La répartition de la population sur l'horizon considéré (30 ans). ....	9
<b>Tableau II.2 :</b> La dotation domestique par la taille de l'agglomération. ....	10
<b>Tableau II.3 :</b> La répartition des besoins domestiques pour différents horizons. ....	10
<b>Tableau II.4 :</b> Le plan national de l'eau retenu au pourcentage. ....	11
<b>Tableau II.5 :</b> Les besoins d'équipements existant et du POS2. ....	12
<b>Tableau II.6 :</b> Les besoins des équipements projetés du POS4 (administratif). ....	12
<b>Tableau II.7 :</b> Les besoins des équipements de la ville de <i>Souk El Had</i> , POS2 et POS4..	12
.....	12
<b>Tableau II.8 :</b> Récapitulation de la consommation moyenne journalière. ....	13
<b>Tableau II.9 :</b> La consommation moyenne journalière majorée. ....	15
<b>Tableau II.10 :</b> La consommation maximale journalière. ....	16
<b>Tableau II.11 :</b> La consommation minimale journalière. ....	16
<b>Tableau II.12 :</b> Les valeurs de $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants. ....	17
<b>Tableau II.13 :</b> Les valeurs de $K_{max.h}$ . ....	17
<b>Tableau II.14 :</b> Les valeurs de $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants. ....	18
<b>Tableau II.15 :</b> Les valeurs de $K_{min.h}$ . ....	18
<b>Tableau II.16 :</b> Les débits maximums et minimums horaires. ....	18
<b>Tableau II.17 :</b> Le bilan de comparaison. ....	19
<b>Tableau III. 1 :</b> Dimensionnement du réservoir de la bêche. ....	29
<b>Tableau III. 2 :</b> Dimensionnement du réservoir R1. ....	30
<b>Tableau III. 3 :</b> Dimensionnement du réservoir R2. ....	32
<b>Tableau IV. 1 :</b> Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Point de piquage –SP)	41
.....	41
<b>Tableau IV. 2 :</b> Calcul de la Hmt. ....	42
<b>Tableau IV. 3 :</b> Les frais d'exploitation. ....	42
<b>Tableau IV. 4 :</b> Les frais d'amortissement. ....	43
<b>Tableau IV. 5 :</b> Calcul du bilan. ....	43
<b>Tableau IV. 6 :</b> Calcul des pertes de charge totales de la conduite (R1-R2). ....	43
<b>Tableau IV. 7 :</b> Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons. ....	48
<b>Tableau V.1 :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température. ....	54
<b>Tableau VI. 1 :</b> Les différents matériaux. ....	59
<b>Tableau VI. 2 :</b> Les valeurs du coefficient $K_c$ . ....	68
<b>Tableau VI. 3 :</b> Les valeurs du coup de bélier pour le tronçon (PP-SP). ....	69
<b>Tableau VI. 4 :</b> Les valeurs du coup de bélier pour le tronçon (R1-R2). ....	69

<b>Tableau VI. 5 :</b> Les valeurs du coup de bélier pour le tronçon (SP-R1).....	70
<b>Tableau VII.1 :</b> Évaluation du débit de pointe par zone.....	74
<b>Tableau VII.2 :</b> Évaluation du débit spécifique par zone. ....	74
<b>Tableau VII.3 :</b> Les débits en route et aux nœuds (Zone haute).....	75
<b>Tableau VII.4 :</b> Les débits en route et aux nœuds (Zone basse).....	79
<b>Tableau VII.5:</b> Les résultats de simulation au niveau des conduites pour la zone haute .. .....	86
<b>Tableau VII.6 :</b> Les résultats de simulation au niveau des conduites pour la zone basse . .....	88
<b>Tableau VII.7 :</b> Les pressions et les charges au niveau des nœuds pour la zone haute..... .....	92
<b>Tableau VII.8 :</b> Les pressions et les charges au niveau des nœuds pour la zone basse..... .....	93

## *Liste des symboles*

- A** : L'amortissement annuel ;
- a** : La célérité de l'onde en (m/s) ;
- B** : La valeur du coup de bélier en (m) ;
- B<sub>L</sub>** : Le bilan total en (DA) ;
- Ca** : La côte du plan d'aspiration en (m) ;
- CP** : La côte à l'axe de la pompe en (m) ;
- CPP** : La côte de Point du Piquage en (m) ;
- CR** : La côte Radier en (m) ;
- CTN** : La côte de Terrain Naturel en (m) ;
- CTP** : La côte Trop Plein en (m) ;
- D** : Le diamètre de la conduite en (m) ;
- DN** : Le diamètre normalise en (mm) ;
- D<sub>r</sub>** : Le diamètre du réservoir en (m) ;
- Dot** : La dotation journalière en (l/j/hab) ;
- D<sub>ext</sub>** : Le diamètre extérieur de la conduite en (mm) ;
- D<sub>int</sub>** : Le diamètre intérieur de la conduite en (mm) ;
- D<sub>min</sub>** : Le diamètre minimal de la conduite en (m) ;
- D<sub>max</sub>** : Le diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- D<sub>1</sub>** : Le diamètre de la roue avant le rognage en (m) ;
- D<sub>2</sub>** : Le diamètre de la roue après le rognage en (m) ;
- E** : Énergie consommée par la pompe en (Kwh) ;
- e** : Épaisseur de la conduite en (mm) ;
- F<sub>am</sub>** : Les frais d'amortissement en (DA) ;
- F<sub>exp</sub>** : Les frais d'exploitation en (DA) ;

- g** : Accélération de la pesanteur en (m/s<sup>2</sup>) ;
- Ha** : La hauteur d'aspiration en (m) ;
- H<sub>d</sub>** : La valeur maximale de la dépression en (m) ;
- Hg** : La hauteur géométrique en (m) ;
- H<sub>r</sub>** : La hauteur du réservoir en (m) ;
- Hs** : La valeur maximale de la surpression en (m) ;
- Ht** : Les pertes de charge totale en (m) ;
- Hv** : Les pertes de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H<sub>dis</sub>** : La hauteur d'eau disponible en (m) ;
- H<sub>inc</sub>** : La hauteur d'incendie en (m) ;
- Hmt: La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H<sub>0</sub>** : La pression absolue au point le plus haut de la conduite en (m) ;
- H<sub>1</sub>** : La hauteur manométrique total du point désiré en (m) ;
- i** : Le taux d'annuité (8%) ;
- J** : Les pertes de charge par unité de longueur en (m/ml) ;
- J<sub>v</sub>** : Les pertes de charge dans la vanne en (m) ;
- J<sub>asp</sub>** : Les pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J<sub>ref</sub>** : Les pertes de charge au refoulement en (m) ;
- K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;
- K<sub>c</sub>** : Coefficient dépend de la nature de la conduite ;
- K<sub>f</sub>** : Coefficient de fuite ;
- K<sub>0</sub>** : La rugosité absolue des tuyaux neufs ;
- K<sub>max,h</sub>** : Coefficients d'irrégularité maximal horaire ;
- K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximal ;
- K<sub>min,h</sub>** : Coefficients d'irrégularité minimal horaire ;
- K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimal ;

**L** : La longueur de la conduite en (m) ;

**Li** : La longueur du tronçon en (m) ;

**m** : Coefficient de rognage ;

**Ni**: Nombre d'habitants ;

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

**n** : Nombre d'années séparant deux horizons considérés ;

**na** : Nombre d'années d'amortissement (30 ans) ;

**NPSH<sub>d</sub>** : La charge nette disponible à l'aspiration en (m) ;

**NPSH<sub>r</sub>** : La charge nette requise à l'aspiration en (m) ;

**P** : Prix d'un Kwh selon le tarif fixé par SONELGAZ pour les heures hors pointe (4.67DA/Kwh) ;

**P<sub>a</sub>** : La puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

**P<sub>h</sub>** : La puissance hydraulique en (Kw) ;

**P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon considéré (hab) ;

**P<sub>p</sub>** : La pression au point de piquage en (m) ;

**P<sub>r</sub>** : Prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose en (DA/ml) ;

**P<sub>u</sub>** : La puissance utile en (Kw) ;

**PN** : La pression nominale en (m) ;

**P<sub>max</sub>** : Résidu maximum journalier en (%) ;

**P<sub>max,j</sub>** : Pourcentage de débit maximum journalier à l'heure de pointe en (%) ;

**P<sub>0</sub>** : Population de l'horizon de référence (hab) ;

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

**Q<sub>n</sub>** : Le débit au nœud en (l/s) ;

**Q<sub>p</sub>** : Le débit de pointe en (l/s) ;

**Q<sub>r</sub>** : Le débit en route en (l/s) ;

**Q<sub>sp</sub>** : Le débit spécifique en (l/s) ;

**Q<sub>moy,h</sub>** : Le débit moyen horaire en (m<sup>3</sup>/h) ;

$Q_{\text{moy.j}}$  : La consommation moyenne journalière en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$Q_{\text{max.h}}$  : Le débit maximal horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;

$Q_{\text{min.h}}$  : Le débit minimal horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;

$Q_{\text{min.j}}$  : Le débit minimal journalier en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$Q_{\text{max.j}}$  : Le débit maximal journalier en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$Q_{\text{moy.j.maj}}$  : Le débit moyen journalier majoré en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ;

$r$  : Le pourcentage de rognage ;

$Re$  : Nombre de REYNOLDS ;

$S_r$  : Section du réservoir en ( $\text{m}^2$ ) ;

$T$  : Température de l'eau en ( $^{\circ}\text{C}$ ) ;

$t$  : Temps de service du réseau (30 ans) ;

$T_f$  : Le temps de fermeture ;

$T_p$  : Le temps de pompage (h) ;

$T_v$  : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

$V$  : La vitesse d'écoulement en ( $\text{m/s}$ ) ;

$V_n$  : La capacité normalisée du réservoir en ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_r$  : Le volume maximal de réservoir à la consommation en ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{tr}$  : Le volume total du réservoir en ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{inc}$  : Le volume d'incendie en ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{\text{max}}$  : La vitesse maximal de l'écoulement dans la conduite en ( $\text{m/s}$ ) ;

$V_{\text{min}}$  : La vitesse minimal de l'écoulement dans la conduite en ( $\text{m/s}$ ) ;

$V_0$  : La vitesse d'écoulement en régime permanent initiale en ( $\text{m/s}$ ) ;

$\gamma$  : Taux d'accroissement annuel de la population en (%) ;

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement ;

$\alpha_{\text{max}}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail ;

$\beta_{\max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population ;

$\nu$  : La viscosité cinématique de l'eau en (m<sup>2</sup>/s) ;

$\rho$  : La masse volumique de l'eau en (kg/m<sup>3</sup>) ;

$\eta$  : Le rendement de la pompe en (%) ;

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge ;

$\xi$  : Coefficient d'ouverture de la vanne ;

$\Delta H_S$  : Les pertes de charge singulière en (m) ;

$\Delta H_L$  : Les pertes de charge linéaire en (m) ;

$\sum L$  : La somme des longueurs des tronçons du réseau en (m) ;

$\sum Q_r$  : La somme des débits en route autour du nœud considéré en (l/s) ;

$\sum Q_c$  : La somme des débits localisés au nœud considéré en (l/s).

# **Introduction générale**

## Introduction générale

L'eau est l'élément vital pour tous les êtres vivants, sa disponibilité, la maîtrise de sa gestion, ainsi que son utilisation rationnelle doivent être la préoccupation majeure des pouvoirs publics (APC, willaya, ministères) et des usagers.

En Algérie, la gestion des eaux est très difficile en raison de l'insuffisance des installations hydrauliques et la vétusté des réseaux existants. Ceux-ci sont loin de répondre aux exigences préconisées par les normes nationales et internationales.

L'accroissement de la population et l'amélioration du niveau de vie des agglomérations ont entraîné une nette augmentation des besoins en eau. Ceci a conduit à un problème de manque d'eau potable. De plus, les installations hydrauliques et les réseaux de distribution ne répondent plus à une telle situation. De nos jours, le manque d'eau potable reste la préoccupation majeure des services hydrauliques.

Le sujet traité dans le présent manuscrit est l'étude à contribution du renforcement en AEP de la commune de *Souk El Had* (Willaya de *Boumerdès*). Il consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable, permettant de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2051.

Ce mémoire de fin d'études se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum, ils sont répartis comme suit :

Nous débuterons notre travail par une présentation de la zone en se basant sur les différentes situations : géographique, topographique, climatique, sismique, géologique, hydraulique, hydrographique, et l'état des lieux ;

Le deuxième chapitre sera consacré à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes, et cela pour divers horizons, ce qui va nous permettre d'estimer le déficit par rapport aux ressources actuelles ;

Dans le troisième chapitre nous dimensionnerons les réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants et de projeter, si nécessaire, d'autres réservoirs pour satisfaire les besoins de la population ;

Ensuite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction soit gravitaire ou par refoulement, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique ;

Par ailleurs, le cinquième chapitre consistera à choisir des pompes adéquates qui répondent aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement.

Le sixième chapitre présente les techniques de pose, et aussi une protection contre le phénomène du coup de bélier et la mise en place des moyens de protection quand cela est nécessaire.

Enfin, le septième et le dernier chapitre illustre le dimensionnement du réseau de distribution, et la modélisation du système de distribution d'eau à l'aide du logiciel Water CAD.

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

## I.1 Introduction :

Notre étude a pour objectif de réaménager le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de *Souk El Had* (wilaya de *Boumerdès*).

Dans ce chapitre, nous présenterons la situation de la région sous plusieurs aspects: géologique, climatique, sismique, topographique et hydraulique...etc. et l'état de lieu pour d'obtenir un meilleur fonctionnement et d'améliorer leurs performances. Ces informations aident à optimiser le coût de projet et le temps de réalisation.

## I.2 Présentation de site :

### I.2.1 La situation géographique de *Souk El Had* :

*Souk El Had* est une commune de la daïra de *Thenia* dans la wilaya de *Boumerdès*, à 20 Km au Sud du chef-lieu de la Wilaya et à 50 Km à l'Est de de la capitale (*Alger*), Elle s'étend sur une superficie de 1780 ha, elle est délimitée comme suit (voir la *figure I.1*):

- Au Nord -Est par la commune de *Si Mustapha* ;
- Au sud par la commune *Beni Amrane* ;
- A l'Est par la commune d'*Isser* ;
- Au Nord-ouest par la commune de *Thenia*.

La commune de *Souk El Had* est accessible à partir de deux voies importantes :

- La 1<sup>er</sup> c'est la RN05 qui traverse la commune du nord ou sud et la relie avec *Boumerdès* d'une part et avec *Alger* d'autre part.
- La 2<sup>ème</sup> c'est le CW 68 qui la relie avec les communes de : *Chaabet El Ameur* et *Draa El Mizan* [1].



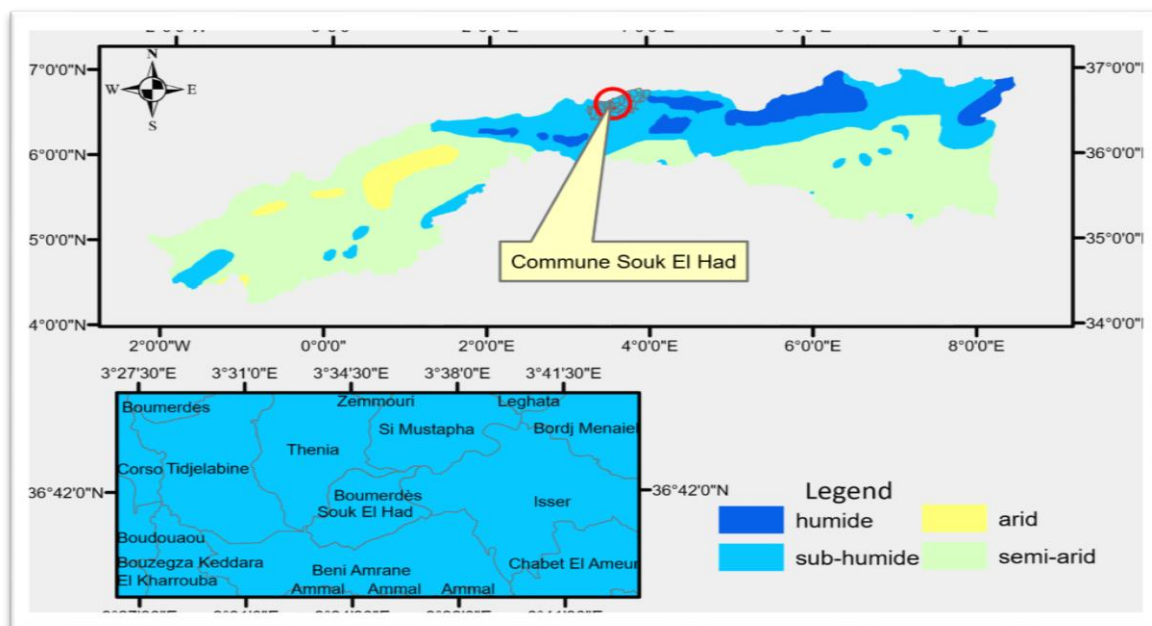
**Figure I.1 :** Localisation de la zone d'étude [2].

Dans notre étude on s'intéressera au centre urbain de la commune dont cette zone est découpée en deux parties :

- **Partie n°01**(zone haute) : cette partie est composée par les cités suivantes :(cité coloniale, cité 53 Logts, cité 148 Logts et cité 50 Logts) et le POS4.
- **Partie n°02**(zone basse) : cette partie est composée par les cités suivantes :(centre-ville, cité 164 Logts, OPGI, cité EPLF, cité de recasement, cité évolutif et Lotissement résidentiel) et POS2.

**I.2.2. La situation climatique de Souk El Had :**

La commune de *Souk El Had* se caractérise par un étage bioclimatique de type méditerranéen [1].



**Figure I.2 :** La carte climatique de Souk El Had.

**I.2.2.1. La pluviométrie :**

L'année pluviométrique de la commune de *Souk Al Had* se divise aux deux périodes, qu'on distingue :

- ❖ Une période pluvieuse et humide, à partir du mois d'octobre jusqu'au mois de mai, avec une moyenne de (763mm/an) soit 93 % du total des précipitations annuelles.
- ❖ Une période chaude et sèche qui va à partir du mois de juin jusqu'à septembre avec un peu de précipitations (53mm /an) soit 6,5 % du total des précipitations annuelles.

**I.2.2.2. La température :**

La région de *Souk El Had* est caractérisée par un climat chaud et sec en été, froid et humide en hiver.

L'écart entre la température mensuelle des minimal et la température mensuelle des maximal varie entre 7.6 °C en décembre et 33.8 °C en août.

Par ailleurs, les hautes valeurs estivales (températures) sont enregistrées en juillet et en août, par contre les valeurs en hiver sont représentées par les mois, de janvier et décembre.

**I.2.2.3. Les vents :**

Les vents dominants sont ceux du Sud-Ouest (prolongement de la vallée de l'oued Isser). Ainsi on peut élever deux orientations secondaires, celle de Sud-Est et du Nord-Est, les autres variations se répartissent tout le long de l'année (surtout de l'Ouest).

**I.2.3. La situation sismique :**

Depuis 2005, l'Algérie dispose d'une législation plus rigoureuse, inhérente aux catastrophes naturelles et aux risques majeurs.

Selon le nouveau Zoning établi par le RPA 2003 la commune de *Souk El Had* est classée dans la zone « II b » (sismicité moyenne) c'est pourquoi, toute construction qui sera érigée sur le territoire de la commune doit respecter les règles parasismiques en vigueur [1].

**I.2.4. La situation topographique :**

La ville de *Souk El Had* est élevée à environ 37m au-dessus du niveau de la mer. L'endroit le plus élevé est de côte de 207 m et se situe au Nord-ouest de la commune (*Djebel Baloul*).

Le territoire de la commune de *Souk El Had* s'inscrit dans un domaine dont la morphologie dominante correspond à des reliefs collinaires à sommets arrondis, en reliefs montagneux et les bas des versants [1].

**I.2.5. La situation géologique :**

L'étude stratigraphique des principaux affleurements de ce territoire montre que les terrains appartiennent au domaine post-nappes, qui est caractérisé par des formations néogènes et miocènes souvent argilo-marneuses [1].

**I.2.6. Situation Hydrographique :**

Le réseau hydrographique dans cette commune est partagé entre les principaux oueds suivants :

- L'oued Tissa : qui coule directement vers la vallée d'*Isser*, d'une orientation Ouest-Est.
- L'oued Tifa : qui passe au sud de la commune de *Souk El Had* et qui prend une allure Sud-Ouest – Nord-Est. [1].

**I.2.7. La situation hydraulique :****I.2.7.1. Les ressources superficielles :**

La wilaya de *Boumerdès* a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de *Taksebt*. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de *Tizi-Ouzou*. Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régularisées par ce barrage et parmi elles : la commune de *Beni Amrane*, *Souk el Had*, *Ammal*, village de la commune de *Tijelabine* et villages de la commune de *Kadara*.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPET à la station centrale de *souk El Had* pour l'AEP est égal à 87 l/s soit 7516,8 m<sup>3</sup> /j. [3]

**I.2.7.2. Les ressources Souterraines :**

La commune de *Souk El Had*, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau souterraines à partir de trois forages (F4R, F5, F21) avec un débit de 30 l/s soit 2592 m<sup>3</sup>/j. [3]

**Tableau I. 1 :** Les caractéristiques du champ de captage *Souk El Had*.

Ressources	Production (l/s)	Production (l/s)	Observation	Agglomération desservies
<b>SPET</b>	87	7516,8	En service	Beni Amrane Souk El Had Village de la commue Tijelabine villages de la commune de kadara
<b>F4R</b>	10	864	En service	
<b>F5</b>	20	1728	En service	
<b>F21</b>	0	0	En arret	
<b>Total</b>	117	10108,8		

La quantité d'eau refoulée pendant le mois d'aout 2015 vers *Souk El Had* est représentée dans le tableau suivant : [4]

**Tableau I. 2 :** La quantité d'eau refoulé en Aout 2015.

Agglomération	Production (m <sup>3</sup> /j)	Production (l/s)	Réservoir destiné
<i>Souk El Had</i>	1884	21.81	200m <sup>3</sup> +300m <sup>3</sup>

**I.2.9. l'état de lieu :**

**I.2.9.1. l'état des forages :**

La zone de *Souk el Had* possède trois puits (F4R, F5, F21), la plupart des puits sont en bon état, mais nécessitent un entretien externe (repeinture, fixation de l'éclairage et clôture autour des côtés du puits). Concernant l'état de l'équipement.



**Figure I.3:** Vue générale de l'abri.

**I.2.9.2. l'état de la station de pompage :**

Au niveau de la station de pompage, la plupart des tuyaux sont corrodés et la plupart ont des manomètres qui ne fonctionnent pas, et nous une détérioration avancée au niveau des pompes

La station de pompage nécessite le renouvellement de l'équipement hydromécanique, y compris les pompes



**Figure I.4 :** Vue d'intérieur de la Station de pompage.

### I.2.9.3. L'état des ouvrages de stockage :

L'eau potable de la zone de *Souk El Had* est stockée dans la zone à travers trois réservoirs R1, R2 et R3 (Tableau I. 3). Les réservoirs étaient en bon état.

Dans le même cadre, les caractéristiques des réservoirs et l'état de l'équipement, qui étaient relativement en bon état.

**Tableau I. 3 :** Les caractéristiques des réservoirs

	Réservoir R1	Réservoir R2	Réservoir R3
Capacité (m <sup>3</sup> )	300	200	100
Forme géométrique	Circulaire-semi enterré	Circulaire-enterré	Circulaire-enterré
Nature de l'ouvrage	En béton armé	En béton armé	En béton armé
Année de mise en service	1988	1948	–
La zone d'alimentation	<i>Souk El Had</i>	<i>Souk El Had</i>	<i>Graacha</i>
Côte radier (m)	105	130	204
côte trop plein (m)	109	132	207

### I.2.9.4. L'état du réseau de distribution :

Le réseau de distribution d'eau potable de la région de *Souk El Had* a été divisé en deux zones comme suivant :

- La zone haute est alimentée par le réservoir R2 de capacité de 200 m<sup>3</sup>.
- La zone basse est desservie par le réservoir R1 d'une capacité de 300 m<sup>3</sup>.

L'alimentation en eau potable de la zone haute de la ville de *Souk El Had* est gravitaire à partir du réservoir R2(200m<sup>3</sup>) par une conduite principale de diamètre Ø150 mm en amianté ciment sur un linéaire de 1780 m, et aussi par l'intermédiaire des réseaux maillés et ramifiés

avec des différents matériaux variant entre l'acier, Acier galvanisé, l'amiante ciment, et le PEHD.

L'alimentation en eau potable de la zone basse de la ville de Souk El Had est gravitaire à partir du réservoir R1(300m<sup>3</sup>) par une conduite principale de diamètre Ø200 mm en amiante ciment sur un linéaire de 888 m, et aussi par l'intermédiaire des réseaux maillés et ramifiés avec des différents matériaux variant entre l'Acier, l'amiante ciment, PVC et le PEHD.

Le réservoir R3 de 100 m<sup>3</sup> est utilisé pour alimenter la zone de *Graacha*.

Le réseau fonctionne actuellement à plein temps (24/24) et il n'y a pas d'arrêt sauf en cas de travaux de réparation (fuite, changement de canalisation, ...etc.).

### **I.3 Conclusion :**

Connaître la situation et l'état de lieu de la zone d'étude, nous permettra de choisir le système d'approvisionnement en eau le plus efficace dans cette région tout en minimisant les coûts.

## **Chapitre II : Estimation des besoins en eau**

### II.1. Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération est la phase primaire dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable. Les besoins en eau d'une agglomération dépendent de plusieurs paramètres (type d'agglomération, niveau de vie, de différents équipements existants, le taux d'accroissement... etc.), elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

Ce chapitre consiste à estimer les besoins en eau et les variations du débit qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

### II.2. Estimation des besoins en eau :

#### II.2.1. Situation démographique :

D'après les dernières données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de la wilaya de *Boumerdès* effectuée en 2008, la population de la commune de *Souk El Had* est 5836 habitants.

#### II.2.2. Évaluation de la population à l'horizon 2051:

Pour déterminer le nombre d'habitants à différents horizons, on doit appliquer la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

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

Avec :

$P_n$  : Population à l'horizon considéré ;

$P_0$  : Population à l'horizon de référence ;

$\gamma$  : Taux d'accroissement annuel de la population ( $\gamma = 2,4 \%$ ) ;

$n$  : Nombre d'années séparant deux horizons considérés.

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissances et de décès enregistré pendant la période et le nombre de personnes qui sont émigrées ou immigrées, la commune de *Souk El Had* croît à un rythme d'environ 2,4 %.

Concernant notre zone d'étude, on projette en 2031 l'achèvement d'un programme pour le plan d'occupation des sols (POS2) de 175 logements et en 2051 un programme pour le (POS4) de 1075 logements, si on adopte un taux d'occupation de 5 personnes par logement, on aura une augmentation de 875 habitants pour le POS2 et 5375 habitants pour le POS4, ajoutés à la population de la commune *Souk El Had*.

La répartition démographique sur les différents horizons est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : La répartition de la population sur l’horizon considéré (30ans).

Horizons	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2008	2021	2031	2041	2051
Taux d’accroissement	2,4				
Population	5 836	7 944	10 071	12 767	16 185
Population selon le programme prévu (APC) POS2	–	–	875	875	875
Population selon le programme prévu (APC) POS4	–	–	–	–	5375
Population totale	5 836	7 944	10 946	13 642	22 435

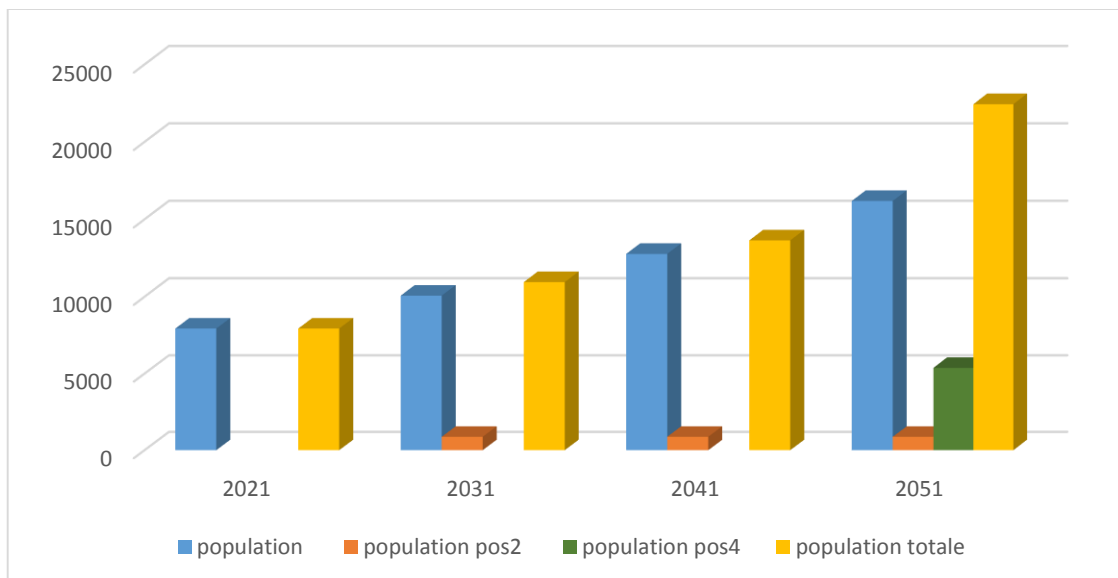


Figure II.1 : Diagramme de l’évolution de la population.

**II.2.3. Estimation des différents types de besoins :**

**II.2.3.1. Les besoins domestiques :**

Ce sont tous les usages qui concernent un logement familial, l’estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l’accroissement démographique et l’amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière est égale à la dotation multipliée par le nombre total des habitants. Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{Dot \times Ni}{100} \tag{II.2}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j) ;

Dot : Dotation journalière (l/j/hab) ;

Ni : Nombre d'habitants (hab).

Le choix de la norme de consommation dépend de deux facteurs, à savoir :

1. Évolution de la norme de consommation dans le temps ;
2. L'extension démographique ou croissance démographique.

Pour le cas d'Algérie, Le plan national de l'eau (PNE) 2010, dans son volet alimentation en eau potable, propose une dotation domestique selon une stratification par taille de l'agglomération desservie (voir le tableau II.2).

**Tableau II.2** : La dotation domestique par la taille de l'agglomération.

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/j/hab)
>500 000	180
De 20 000 à 50 000	160
De 10 000 à 20 000	100
<10 000	85

La zone d'étude est de type urbain, on peut adopter une norme de consommation actuelle de 150 l/j/hab, 170 l/j/hab pour court terme, 180 l/j/hab pour moyen terme et 200 l/j/hab pour long terme. Les besoins domestiques pour les différents horizons de calcul sont indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau II.3** : La répartition des besoins domestiques pour les différents horizons.

Horizons	Nombre d'habitants (hab)	Dotation (l/hab/j)	Débit moyj (m <sup>3</sup> /j)
Actuel(2021)	7 944	150	1 191.6
Court terme(2031)	10 946	170	1 860.82
Moyen terme(2041)	13 642	180	2 455.56
Long terme(2051)	22 435	200	4 487

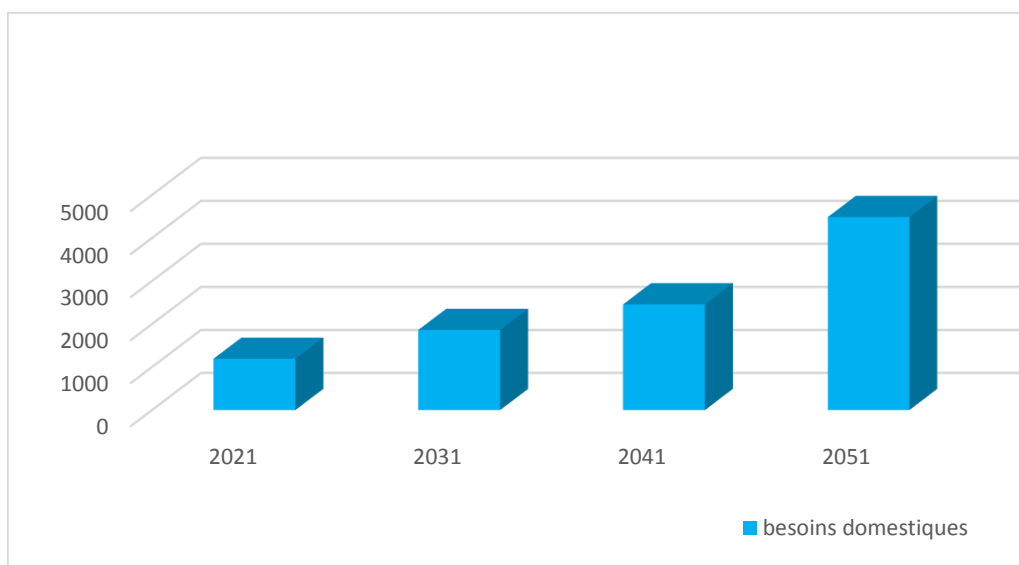


Figure II.2 : Répartition des besoins domestiques.

### II.2.3.2. Les besoins des équipements :

Afin d'estimer les besoins d'équipements de la ville de *Souk El Had*, nous avons recensé les différents équipements existants et ceux qui seront projetés dans le cadre de l'étude de révision du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) de la commune de *Souk El Had*.

En raison du manque de données sur les équipements prévus et de l'absence d'informations sur les unités existantes et projetées au niveau de la zone d'activité, nous nous sommes référés à l'étude de mise à jour du plan national de l'eau (PNE) Mission2-Volet4-tome1 réalisé en août 2010.

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat et petite industrie sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'utilisateurs :

Tableau II.4 : Le plan national de l'eau retenu au pourcentage.

Unité (%)	Taux de majoration autres usages			
	Taux administration	Taux Commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux Total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

On considère la zone d'étude comme une zone urbaine, donc le taux de majoration des équipements est estimé à 40 % donc les besoins des équipements existants de la ville de *Souk El Had* ainsi que les projetés du POS2 sont dans le tableau suivant :

**Tableau II.5:** Les besoins d'équipements existant et du POS2.

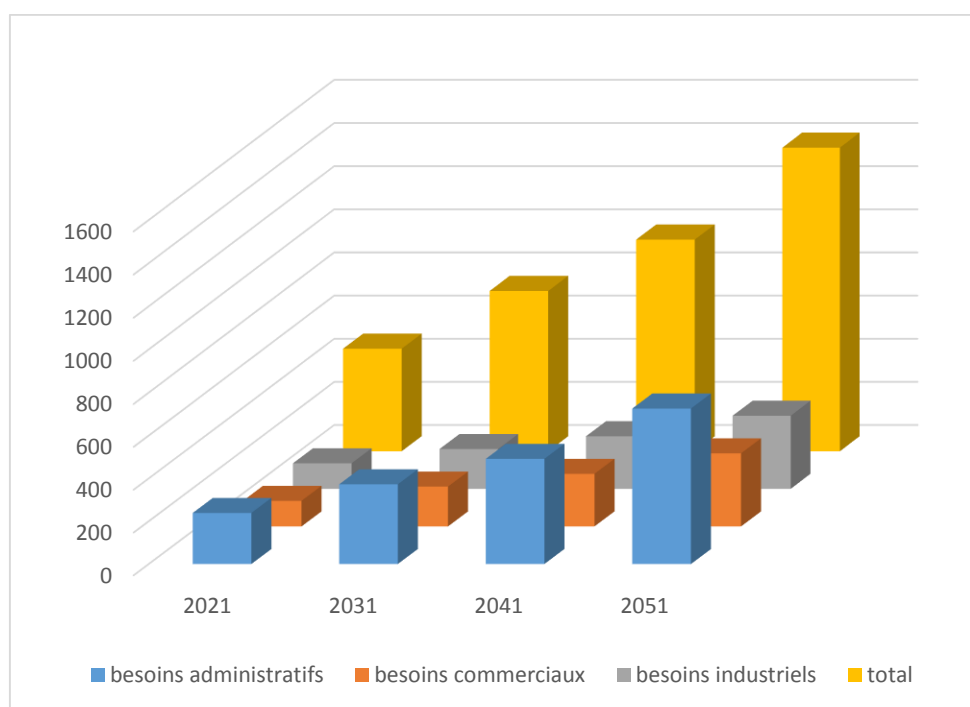
Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	238,32	372,164	491,112	682,4
Besoins commerciaux (m <sup>3</sup> /j)	119,16	186,082	245,556	341,2
Besoins industriels (m <sup>3</sup> /j)	119,16	186,082	245,556	341,2
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	476,64	744,328	982,224	1 364,8

**Figure II.6 :** Les besoins des équipements projetés du POS4 (administratif).

Programme	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	1500	10	15
CEM	1500	5	7,5
Ecole	1000	5	5
Crèche	500	5	2,5
Centre culturel	500	5	2,5
Poste de police	500	5	2,5
Salle de soin	500	5	2,5
Gare ferroviaire	500	4	2
Annexe PTT	500	4	2
Annexe APC	500	4	2
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>			<b>43,5</b>

**Figure II.7 :** Les besoins des équipements de la ville de *Souk El Had*, POS2 et POS4.

Horizon	actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Besoins administratifs (m <sup>3</sup> /j)	238,32	372,164	491,112	725,9
Besoins commerciaux (m <sup>3</sup> /j)	119,16	186,082	245,556	341,2
Besoins industriels (m <sup>3</sup> /j)	119,16	186,082	245,556	341,2
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	476,64	744,328	982,224	1 408,3



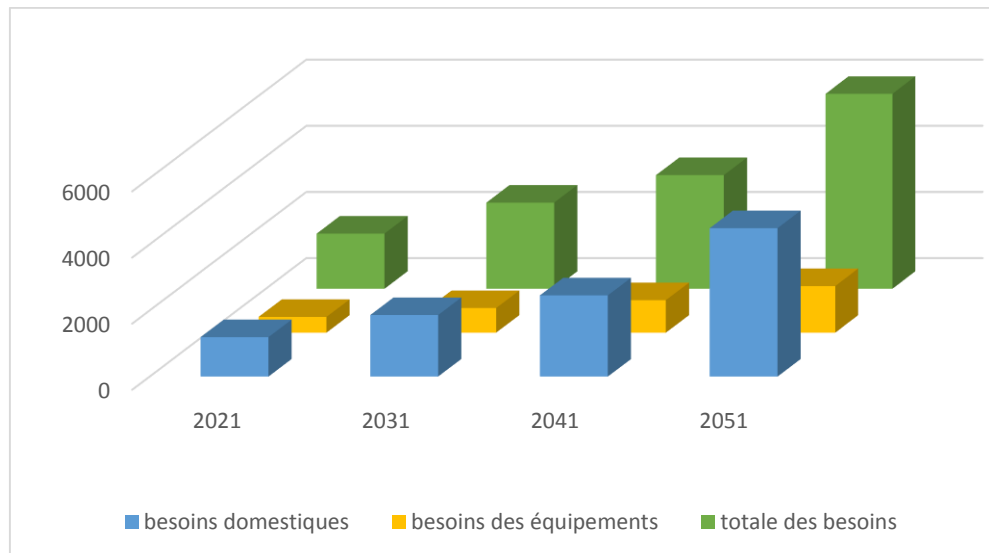
**Figure II.3** : Répartition des besoins d'équipements.

### II.3. Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

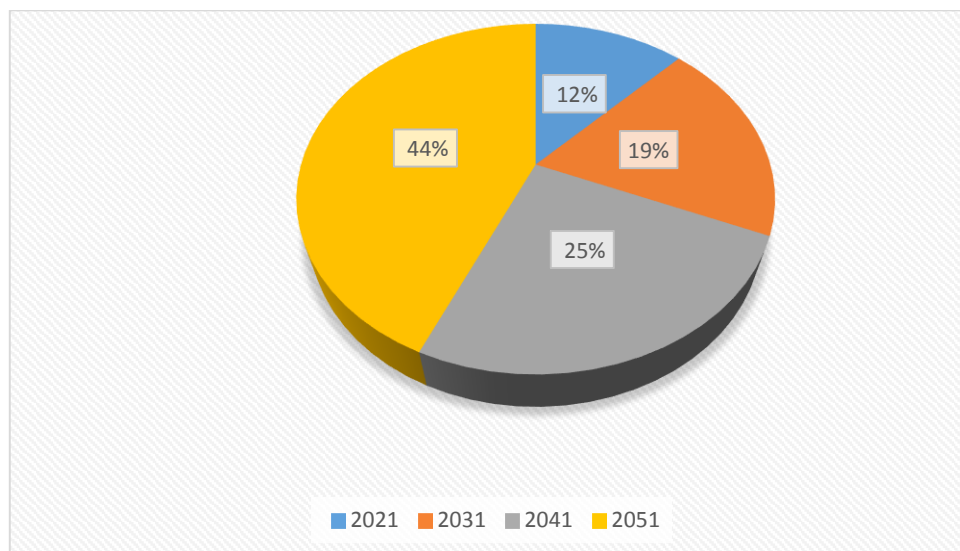
La consommation moyenne journalière de la zone de *Souk El Had* est égale à la somme des besoins domestiques et des équipements de la même zone.

**Tableau II.8** : Récapitulation de la consommation moyenne journalière.

Horizon	Actuel (2021)	Court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
<b>Besoins domestiques (m³/j)</b>	1191,6	1860,82	2455,56	4487
<b>Besoins des équipements (m³/j)</b>	476,64	744,328	982,224	1408,3
<b>Totale des besoins (m³/j)</b>	1668,24	2605,148	3437,784	5895,3



**Figure II.4 :** Diagramme de l'évolution des besoins (2021-2051).



**Figure II.5 :** Répartition des besoins totaux pour la zone d'étude.

#### II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration. Ceci pour compenser les fuites qui sont généralement dues à certaines raisons telles que :

- Dans le réseau des conduites d'adduction et d'alimentation en eau potable ;
- La vétusté du réseau ;
- Le type du tuyau ;
- La nature du terrain et la qualité d'entretien.

Pour tenir compte les quantités d'eau prévues pour les fuites dans le réseau selon le niveau d'entretien, il est à noter que :

- Pour un réseau bien entretenu, les pertes sont à 20 % de la consommation moyenne journalière ;

- Pour un réseau moyennement entretenu, les pertes sont comprises entre 20 % et 35 % de la consommation moyenne journalière ;
- Pour un réseau mal entretenu, les pertes peuvent dépasser les 50 % de la consommation moyenne journalière.

Pour compenser ces fuites, on effectue une majoration de 20 %. Ce qui donne un coefficient de majoration de  $K_f = 1,2$ .

Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

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

- $Q_{\text{moy.j.maj}}$ : Débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$ : Débit moyen journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_f$  : Coefficient de fuite ( $k_f=1,20$ ).

Les consommations moyennes journalières majorées trouvées par cette formule dans notre cas sont présentées dans le tableau (II.9) :

**Tableau II.9:** La consommation moyenne journalière majorée.

Horizon	Actuel (2021)	Court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
<b>Total des besoins (<math>\text{m}^3/\text{j}</math>)</b>	1668,24	2605,148	3 437,784	5895,3
<b>Coefficient de fuite (<math>k_f</math>)</b>	1,20			
<b>Besoins majorée (<math>\text{m}^3/\text{j}</math>)</b>	2 001,888	3126,178	4125,341	7074,36

## II.5. Variation de la consommation journalière :

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité, à savoir  $K_{\text{max.j}}$  et  $K_{\text{min.j}}$ .

### II.5.1. La consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{\text{max.j}}$ ) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des quantités gaspillées. Elle est obtenue par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière majorée :

$$K_{\text{max.j}} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière majorée}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{Q_{\text{moy.j.maj}}} \quad (\text{II.4})$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{max.j}} = K_{\text{max.j}} \times Q_{\text{moy.j.maj}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$  : débit maximal journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$  : débit moyen journalier majoré ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{\max,j}$  : coefficient d'irrégularité maximal, (Dans notre cas  $K_{\max,j}=1,2$ ).

**Tableau II.10 :** La consommation maximale journalière.

Horizon	Actuel (2021)	Court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
$Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$ ( $m^3/j$ )	2 001,888	3 126,178	4 125,341	7 074,36
$K_{\max,j}$	1,2			
$Q_{\max,j}$ ( $m^3/j$ )	2 402 ,266	3 751,414	4 950,401	8 489,232

### II.5.2. La consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière elle est définie à partir du coefficient minimal journalier ( $K_{\min,j}$ ) qui est considéré comme étant le rapport entre la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière majorée :

$$K_{\min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière majorée}} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j,\text{maj}}} \quad (\text{II.6})$$

Donc :  $Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$  (II.7)

- $Q_{\min,j}$  : débit minimal journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{\min,j}$  : coefficient d'irrégularité minimal (Dans notre cas  $K_{\min,j}=0,8$ ) ;
- $Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$  : débit moyen journalier majoré ( $m^3/j$ ).

**Tableau II.11:** La consommation minimale journalière.

Horizon	Actuel (2021)	Court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
$Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$ ( $m^3/j$ )	2001,888	3126,178	4125,341	7074,36
$K_{\min,j}$	0,8			
$Q_{\min,j}$ ( $m^3/j$ )	1601,511	2500,943	3300,273	5659,488

### II.6. Variation du débit horaire :

Le débit horaire joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau, car le débit circulant vers les consommateurs varie en fonction du temps. De plus, il nous renseigne sur la consommation maximale par heure. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

**II.6.1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{max,h}$ ) :**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire par la journée. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \tag{II.8}$$

Avec :

- $\alpha_{max}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie entre 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, nous prenons  $\alpha_{max} = 1,3$ .
- $\beta_{max}$ : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.12 :** Les valeurs de  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants ×1000	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
$\beta_{max}$	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

D'après le tableau ci-dessus, et avec la méthode d'interpolation on trouvera les valeurs de  $\beta_{max}$  et on calcul  $K_{max,h}$ .

**Tableau II.13 :** Les valeurs de  $K_{max,h}$ .

Année	Nombre habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max,h}$
2021	7 944	1,3	1,35	1,755
2031	10 946		1,29	1,677
2041	13 642		1,26	1,638
2051	22 435		1,18	1,534

**II.6.2. Coefficient d'irrégularité minimal horaire ( $k_{min,h}$ ) :**

Ce coefficient représente la diminution de la consommation horaire par la journée. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{min}$  et  $\beta_{min}$ , tel que :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \tag{II.9}$$

- $\alpha_{min}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie entre 0,4 à 0,6. Pour notre cas nous prenons  $\alpha_{min} = 0,5$ .
- $\beta_{min}$ : coefficient étroitement.

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

**Tableau II.14** : Les valeurs de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants.

Nombre habitants ×1000	<1	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

D'après le tableau ci-dessus, et après l'interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{\min}$  et  $K_{\min.h}$  mentionnées au tableau ci-après :

**Tableau II.15** : Les valeurs de  $K_{\min.h}$ .

Année	Nombre habitants	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\min}$	$K_{\min.h}$
2021	7 944	0,5	0,32	0,16
2031	10 946		0,4	0,2
2041	13 642		0,43	0,215
2051	22 435		0,52	0,26

### II.6.3. Détermination de la consommation maximale et minimale horaire :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.10})$$

$$Q_{\text{max.h}} = Q_{\text{moy.h}} \times K_{\text{max.h}} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad (\text{II.11})$$

**Tableau II.16** : Les débits maximums et minimums horaire.

Année	$Q_{\text{max.j}}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{\text{moy.h}}$ (m <sup>3</sup> /h)	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{max.h}}$ (m <sup>3</sup> /h)	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ (m <sup>3</sup> /h)
2021	2402,266	100,095	1,35	135,129	0,16	16,016
2031	3751,414	156,309	1,29	201,639	0,2	31,262
2041	4950,401	206,267	1,26	259,897	0,215	44,348
2051	8489,232	353,718	1,18	417,388	0,26	91,967

**II.7. Bilan de comparaison (production-besoin) :**

Afin de définir les besoins de la zone avec une grande précision, il faut connaître les besoins nets sans les ressources disponibles, le bilan de comparaison (production-Besoin) est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.17** : Le bilan de comparaison.

Horizon	Actuel (2021)	court terme (2031)	Moyen terme (2041)	Long terme (2051)
$Q_{\max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	2402,266	3751,414	4950,401	8489,232
Production m <sup>3</sup> /j	1884			
Déficit m <sup>3</sup> /j	518,266	1867,414	3066,401	6605,232

D'après les résultats trouvés, nous remarquons que la quantité d'eau refoulée vers les ouvrages de stockages de la ville de *Souk El Had* n'est pas suffisante.

**II.8. Conclusion :**

L'estimation des besoins en eau potable de la zone de *Souk El Had* nous a permis de déterminer les différents débits qui seront nécessaires pour évaluer les capacités des ouvrages de stockage, ainsi que le dimensionnement d'adduction.

Après avoir établi le bilan production-besoins, nous avons constaté que la production ne peut pas couvrir les besoins au long terme (2051), à savoir un déficit de 6605,232 m<sup>3</sup>/j.

Vu le manque énorme en eau potable dont souffre la zone d'étude, selon les services de la direction des ressources en eau (DRE) de la Wilaya de *Boumerdès*, le seul moyen possible et la seule ressource proche pour combler cet énorme déficit est de faire un renforcement à partir du barrage Taksebt de *Tizi-Ouzou* à travers un piquage au niveau *Si Mustapha* affecté à la station centrale de *Souk El Had* à partir de SPET. Ceci pourra couvrir se déficit.

## **Chapitre III : Réservoirs**

### III.1. Introduction :

Les réservoirs servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution, ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit. Dans ce chapitre, nous définirons les caractéristiques du réservoir et les méthodes de dimensionnement.

### III.2. Définition et rôle :

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution, ils sont de grande importance dans le système d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserves d'eau qui permettent d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent jouer plusieurs rôles à savoir : [5]

➤ **Régulateur et accumulateur :**

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

➤ **Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution :**

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

➤ **Régulariser le fonctionnement de la pompe :**

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

➤ **Assurer la réserve d'incendie :**

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

### III.3. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs selon : [6]

#### III.3.1. La position par rapport au sol :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevé.

#### III.3.2. La forme de la cuve :

- Réservoir carré ;
- Réservoir rectangulaire ;
- Réservoir circulaire ;
- Réservoir de forme quelconque.

#### III.3.3. La nature des matériaux :

- Réservoir métallique ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé.

#### III.3.4. Le mode de fermeture :

- Réservoir non couvert ;
- Réservoir couvert.

**III.3.5. La complexité de la construction :**

- Réservoir simple ;
- Réservoir multiple ;
- Réservoir superposé ;
- Réservoir superposé et multiple.

**III.3.6. Les considérations esthétiques :**

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage.

**III.4. Choix du type de réservoir :**

On a opté pour des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les raisons suivantes :

- L'étude architecturale simplifiée ;
- L'étanchéité facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux ;
- Économie sur les frais de construction

**III.5. L'emplacement des réservoirs :**

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement de : [6]

- L'intervention du relief (terrain) naturel ;
- La nature du sol;
- Les considérations esthétiques ;
- Les considérations techniques :
- 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 sur le réseau ;
- leur implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge). Il a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe.

**III.6. Les équipements des réservoirs :**

Chaque réservoir doit être équipé : [7]

- D'une conduite d'arrivée ou d'adduction ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein ;
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite by-pass ;
- D'un système de matérialisation de la consigne d'incendie.

### III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement soit :

- Par arrivée dans la partie supérieure de la cuve, se verser en chute libre provoque une oxygénation de l'eau, ce qui est favorable pour des eaux souterraines, ordinairement pauvre en oxygène dissous (figure III.1) ;
- En plongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée (figure III.2).

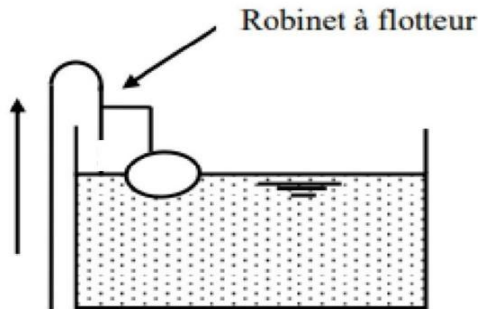


Figure III.1 : Adduction avec chute libre

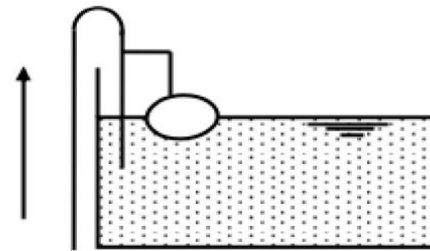


Figure III.2 : Adduction noyée.

### III.6.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution dans le réservoir s'effectue à environ 15 à 20 cm au-dessus du radier pour éviter l'introduction des boues ou des sables dans la distribution, l'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite, le schéma de la conduite de distribution est illustré par la figure (III.3) ci-après: [8]

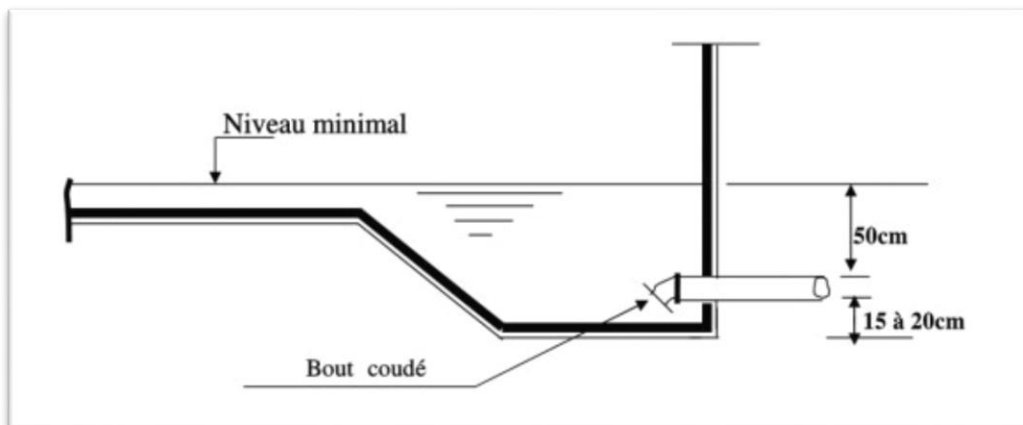


Figure III.3: Conduite de distribution.

### III.6.3. Conduite de trop-plein :

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Pour éviter d'éventuelle pollution ou introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir.

### III.6.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir ou le château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. [9]

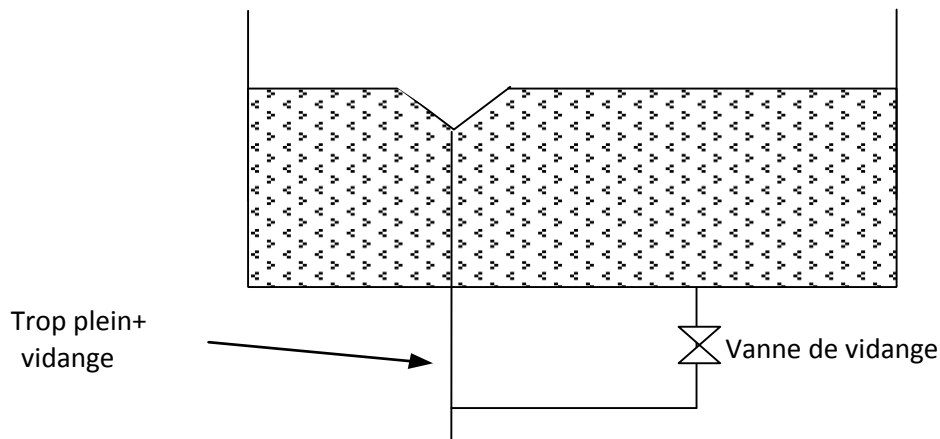


Figure III.4 : Conduite de trop plein et vidange.

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

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle assure la distribution pendant le nettoyage, son fonctionnement est le suivant : [9]

- Fonctionnement normal : les vannes (1) et (3) sont ouvertes, la vanne (2) est fermée.
- En by-pass : les vannes (1) et (3) sont fermées, la vanne (2) est ouverte.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré par la figure (III.5) ci-dessous :

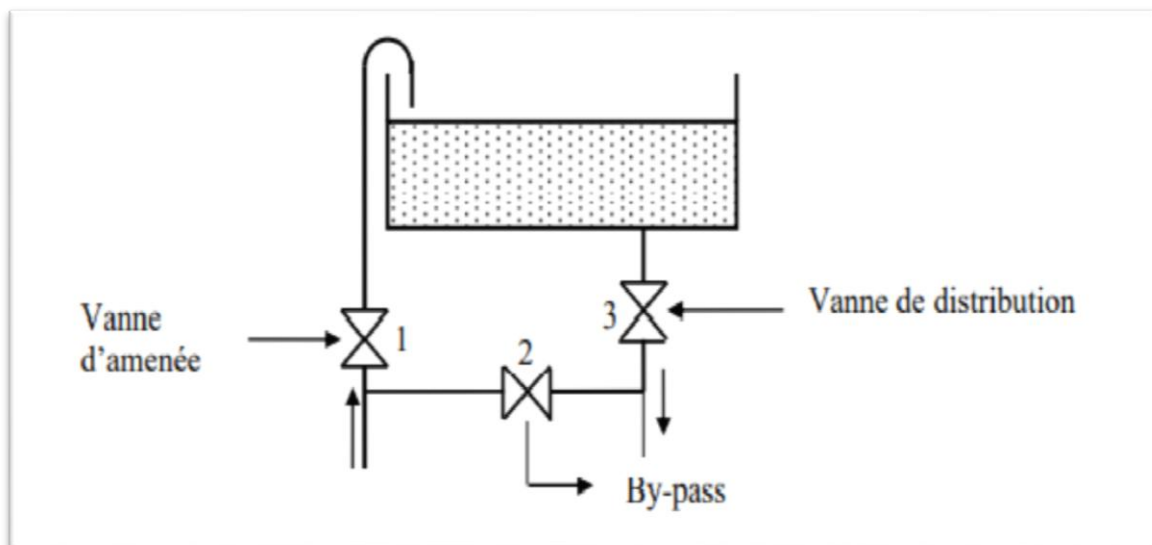


Figure III.5: Conduite de by-pass.

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

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation en service normal, cette interdiction sera levée par une manœuvre manuelle, effectuée sur place ou à distance en cas d'incendie.

#### a- Système à deux prises :

En temps normale, la vanne (1) est fermée (2) est ouverte. En cas de besoin, il suffit juste d'ouvrir (1) tout en évitant la tranche morte (Figure (III.6)).

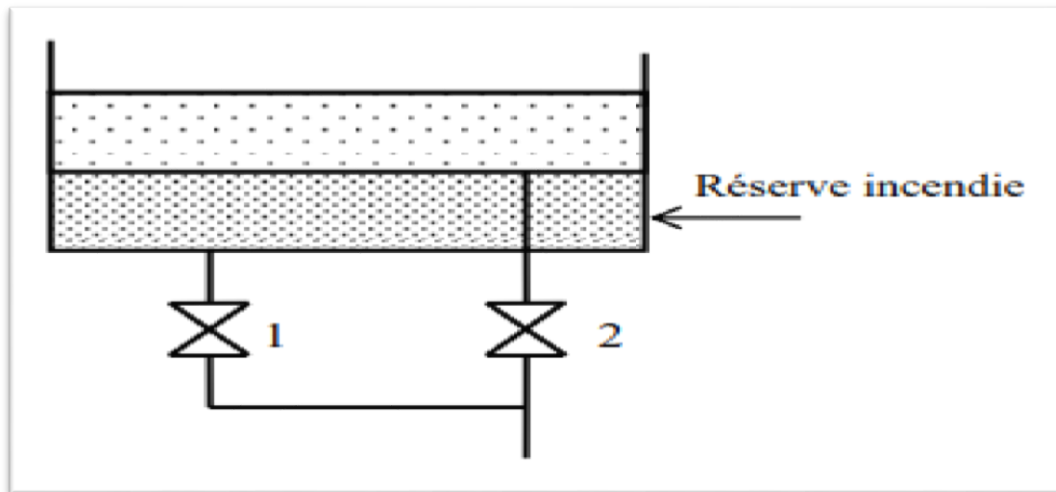


Figure III.6 : Système à deux prises.

#### b- Système à siphon et évent :

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution, nous adopterons un dispositif à siphon qui est schématisé dans la figure (III.7) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) et (3) sont ouvertes et (2) est fermée, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint grâce à l'évent ouvert à l'air libre ;
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve et fermée la vanne (1).

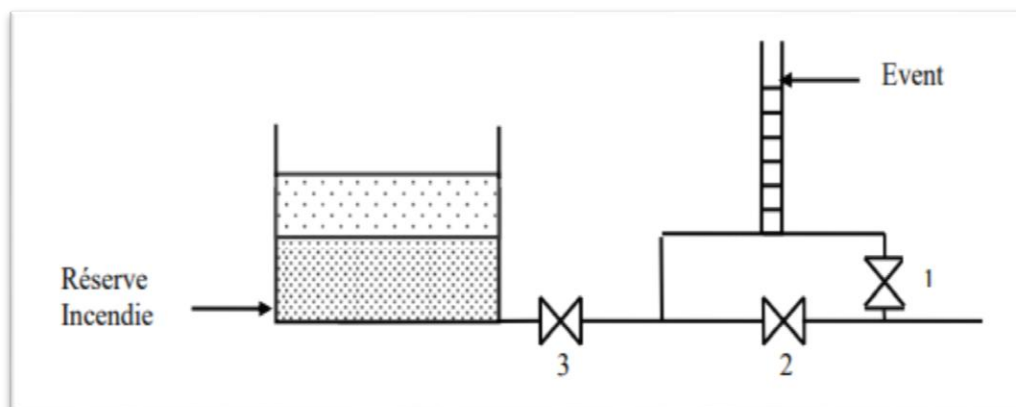


Figure III.7: Système à siphon.

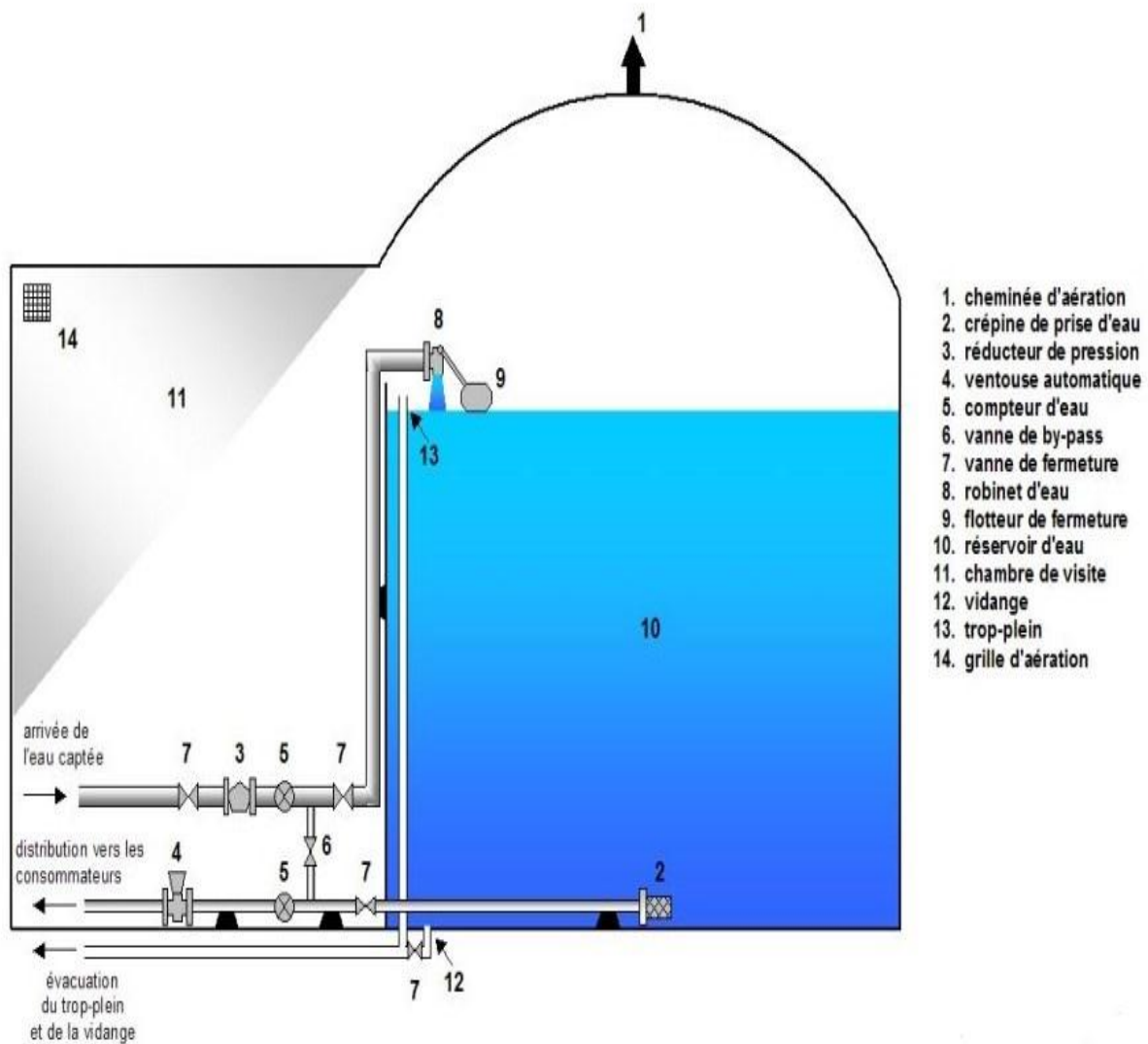


Figure III.8 : Schéma générale d'un réservoir et ses équipements.

### III.7. Capacité de réservoir :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction et station de reprise), et d'autre part du régime de distribution (consommation maximale journalière de l'agglomération). Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder : [6]

- Soit par la méthode analytique qui tient compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir ;
- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

**III.7.1. Méthode analytique :**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu ( $P_{\max}$ ) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution,  $V_r$  est déterminé par la formule suivante :

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max})/100 \quad (\text{III.1})$$

Avec:

- $V_r$ : Volume maximal de réservoir à la consommation ( $\text{m}^3$ ) ;
- $P_{\max}$  : Résidu maximum journalier (%) ;
- $Q_{\max,j}$ : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

**a) Calcul du résidu  $P_{\max}$  :**

- On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max,h}$  pour la zone d'étude ;
- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution de débit journalier (voir Annexe.III.1) ;
- On répartit le débit de pompage le long de la journée (20 heures pour notre cas) ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe ;
- Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée  $P_{\max}$  sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

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

$$\left[ \begin{array}{l} P_{\max}^+ : \text{Excédent en eau à différentes heures de la journée} \\ P_{\max}^+ = \text{Apport} - \text{Sortie} \quad \text{si} \quad \text{Apport} > \text{Sortie}. \\ \\ P_{\max}^- : \text{Déficit en eau à différentes heures de la journée} \\ P_{\max}^- = \text{Sortie} - \text{Apport} \quad \text{si} \quad \text{Sortie} > \text{Apport}. \end{array} \right.$$

**b) Le volume total du réservoir :**

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à  $120 \text{ m}^3$  (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

Le volume total est donc :

$$V_{tr} = V_r + V_{inc} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- $V_{tr}$  : Le volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_r$  : Le volume maximal de réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_{inc}$  : Le volume d'incendie ( $120 \text{ m}^3$ ).

**c) Calcul du diamètre :**

La hauteur du réservoir généralement est variée entre [3 ; 6], on prend  $H_r=4$  pour les réservoirs dont le volume est inférieur à  $500 \text{ m}^3$  et  $H_r=5$  pour les réservoirs supérieurs à  $500 \text{ m}^3$

$$V_n = S_r \times H_r = \frac{\pi \times D_r^2}{4} \times H_r \rightarrow D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H_r}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- $V_n$ : Capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $S_r$ : Section du réservoir en ( $\text{m}^2$ ) ;
- $H_r$ : Hauteur du réservoir (m) ;
- $D_r$ : Le diamètre du réservoir (m).

**d) Calcul de la hauteur d'incendie :**

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

$$\text{On a} \quad V_{\text{inc}} = 120 \text{m}^3 \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D_r^2} \quad (\text{III.5})$$

**e) Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir) :**

La

hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_{\text{dis}} = H_r - H_{\text{inc}} \quad (\text{III.6})$$

**III.7.2. Méthode graphique :**

Elle consiste à tracer sur un même graphique deux courbes, l'apport cumulé et la consommation cumulée en fonction des heures de la journée. Puisque l'apport est en général uniformément réparti toutes les 24 heures, la courbe correspondante sera alors une droite. Par contre, la consommation n'étant pas régulière, sa courbe présentera bien évidemment des points maximums et minimums. Par ces deux derniers, on trace deux tangentes parallèles à la droite qui représente l'apport cumulé. Le résidu maximal dans le réservoir représente la distance (parallèle à l'axe des ordonnées) entre les deux tangentes. (Voir figure III.9)

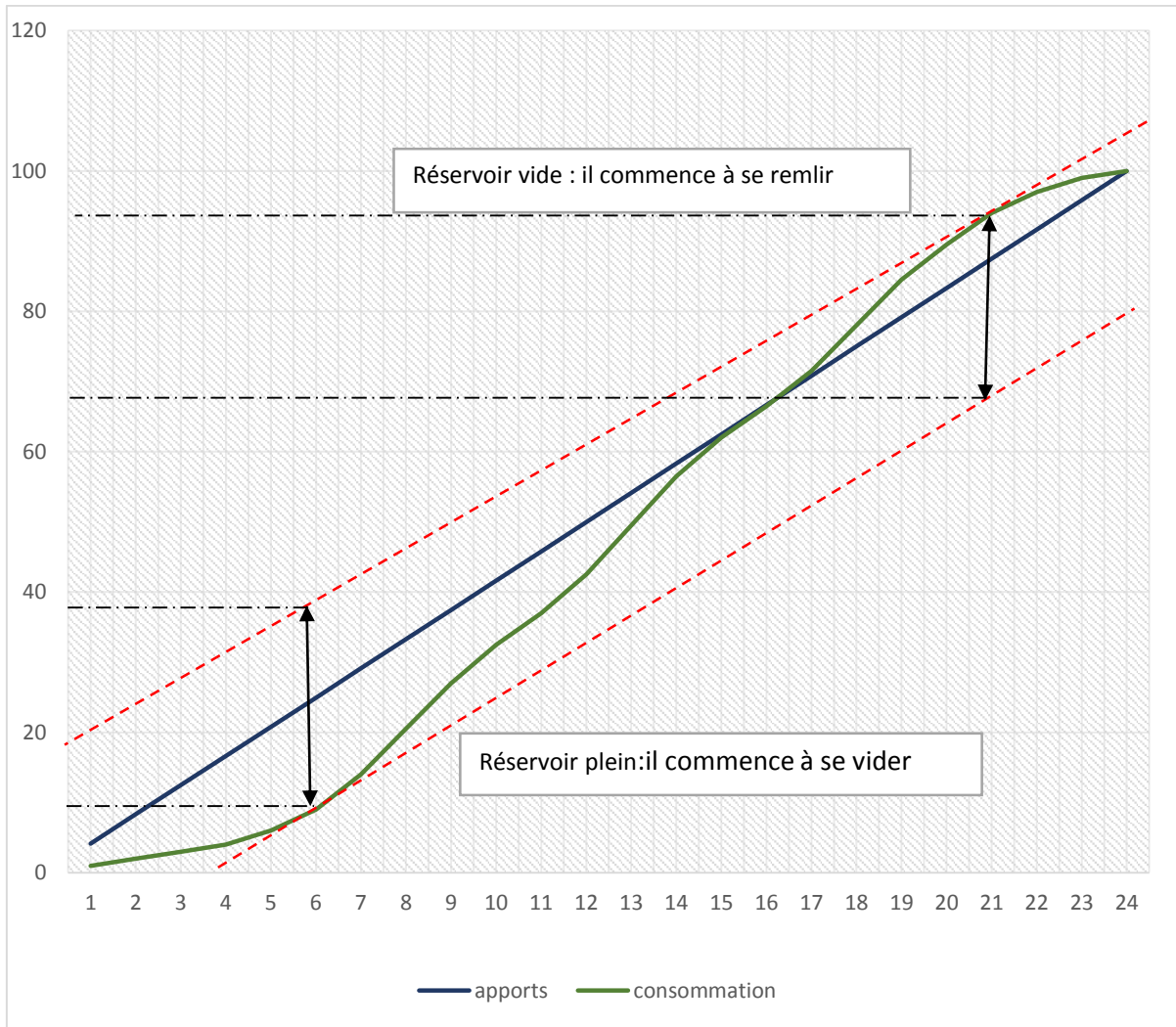


Figure III.9 : Méthode graphique.

### III.8. Dimensionnement des réservoirs :

#### III.8.1. Dimensionnement de la bêche de la station de pompage :

La station centrale de *Souk El Had* est située à une altitude de 43,4 m. Elle contient deux réservoirs ( $R1000m^3+R300m^3$ ) implantés à une cote radier de  $CR=45$  m et une station de pompage. Elle reçoit un débit total de  $16\,714,032\ m^3/j$  par deux apports :

- À partir d'un piquage sur la conduite du SPET au niveau de *Si Mustapha* avec un débit de  $14\,122,032\ m^3/j$  soit  $163,45\ l/s$  ;
- Par 03 forages localisés à *Souk El Had* avec un débit de  $2592\ m^3/j$  soit  $30\ l/s$ .

Cette station contient plusieurs bras de refoulement vers :

- *Souk El Had* ;
- *Graacha* ;
- *Beni Amrane*.

Le volume de la station est déterminé par la méthode analytique, les résultats détaillés de dimensionnement sont présentés dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau III.1 : Dimensionnement du réservoir de la bêche.

Heures	Apports (%)		Refoulement vers (%)		Surplus	Déficit	Résidu
	Piquage	Forages	Graacha et Beni Amrane	Souk El Had			
00-01	3,52	0	0	0	3,52		3,52
01-02	3,52	0	0	0	3,52		<b>7,04</b>
02-03	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	6,336
03-04	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	5,632
04-05	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	4,928
05-06	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	4,224
06-07	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	3,52
07-08	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	2,816
08-09	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	2,112
09-10	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	1,408
10-11	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	0,704
11-12	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	0
12-13	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-0,704
13-14	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-1,408
14-15	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-2,112
15-16	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-2,816
16-17	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-3,52
17-18	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-4,224
18-19	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-4,928
19-20	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-5,632
20-21	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	-6,336
21-22	3,52	0,776	2,46	2,54		-0,704	<b>-7,04</b>
22-23	3,52	0	0	0	3,52		-3,52
23-24	3,52	0	0	0	3,52		0
<b>Total</b>	84,48	15,52	49,2	50,8	14,08	-14,08	

D'après le tableau (III.1) nous avons :

$$P_{\max} (\%) = |7.04| + |-7.04| = 14.08\%$$

Donc : le volume total de la bêche est :

$$V_r = 14.08 \times 16714.032 / 100$$

$$V_r = 2353.34 \text{ m}^3$$

$$V_{tr} = V_r + V_{inc}$$

$$V_{tr} = 2353.34 + 120$$

$$V_{tr} = 2473.34 \text{ m}^3$$

Le volume total de cette bêche est 2473,34 m<sup>3</sup>, on va prendre un volume normalisé de 2500 m<sup>3</sup>, alors que celle des réservoirs existants est de 1300 m<sup>3</sup>, donc on opte de projeter un réservoir de 1200 m<sup>3</sup> à proximité avec l'existant.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir de la bête :**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à  $H_r=5$  m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H_r}} = \sqrt{\frac{4 \times 1200}{\pi \times 5}}$$

$$D_r = 17.49 \text{ m}$$

Donc on va prendre :  $D = 18 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{ins}}{\pi \times D_r^2}$$

Avec  $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 18^2}$$

$$H_{inc} = 0.47 \text{ m}$$

➤ **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir**

$$H_{dis} = H_r - H_{inc}$$

$$H_{dis} = 5 - 0.47 = 4.53 \text{ m}$$

### III.8.2. Dimensionnement du réservoir R1 :

La ville de Souk El Had est divisée en deux zones :

La zone basse représente 60 % au terme des besoins de la ville.

La zone haute représente 40 % au terme des besoins de la ville.

Le réservoir R1 de la zone haute se situe à une cote de 142 m, alimenté par la station de pompage de *Souk El Had*, ce réservoir assure la distribution vers la zone haute dont le nombre d'habitants est 8974, ainsi l'alimentation de réservoir de la zone basse R2, donc R1 reçoit un débit de  $8489,232 \text{ m}^3/\text{j}$

D'où :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1.32, K_{\max.h} = 1.716$$

**Tableau III.2 :** Dimensionnement du réservoir R1.

Heures	Apports(%)	Distribution vers zone haute	Sortie vers R2	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	0	0,36	2,5		-2,86	-2,86
01-02	0	0,36	2,5		-2,86	<b>-5,72</b>
02-03	5	0,36	2,5	2,14		-3,58
03-04	5	0,4	2,5	2,1		-1,48
04-05	5	0,54	2,5	1,96		0,48
05-06	5	1,54	2,5	0,96		1,44
06-07	5	2,08	2,5	0,42		1,86
07-08	5	2,48	2,5	0,02		1,88
08-09	5	2,2	2,5	0,3		2,18
09-10	5	2,34	2,5	0,16		2,34
10-11	5	2	2,5	0,5		2,84

11-12	5	2,6	2,5		-0,1	2,74
12-13	5	3	2,5		-0,5	2,24
13-14	5	2,68	2,5		-0,18	2,06
14-15	5	2,14	2,5	0,36		2,42
15-16	5	1,86	2,5	0,64		3,06
16-17	5	1,8	2,5	0,7		3,76
17-18	5	2,2	2,5	0,3		4,06
18-19	5	2,52	2,5		-0,02	4,04
19-20	5	2,14	2,5	0,36		4,4
20-21	5	2	2,5	0,5		4,9
21-22	5	1,2	2,5	1,3		<b>6,2</b>
22-23	0	0,8	2,5		-3,3	2,9
23-24	0	0,4	2,5		-2,9	0
<b>Total</b>	100	40	60	12,72	-12,72	

D'après le tableau (IV.2), nous avons

$$P_{\max} (\%) = |6.2| + |-5.72| = 11.92\%$$

Donc : le volume total de réservoir :

$$V_r = 11.92 \times 8489.232 / 100$$

$$V_r = 1011.92 \text{ m}^3$$

$$V_{tr} = V_r + V_{inc}$$

$$V_{tr} = 1011.92 + 120$$

$$V_{tr} = 1131.92 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de 1200 m<sup>3</sup>

➤ **Calcul du diamètre du réservoir R1 :**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à  $H_r = 5$  m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H_r}} = \sqrt{\frac{4 \times 1200}{\pi \times 5}}$$

$$D_r = 17.49 \text{ m}$$

Donc on va prendre :  $D = 18$  m

➤ **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{ins}}{\pi \times D_r^2}$$

Avec  $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 18^2}$$

$$H_{inc} = 0.47 \text{ m}$$

➤ **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir**

$$H_{dis} = H_r - H_{inc}$$

$$H_{dis} = 5 - 0.47 = 4.53 \text{ m}$$

**III.8.2. Dimensionnement du réservoir R2 :**

Le réservoir R2 de la zone basse se situe à une cote de 105 m, alimenté par le réservoir R1, ce réservoir assure la distribution vers la zone basse dont le nombre d'habitants est 13 461, R2 reçoit un débit de 5093,54 m<sup>3</sup>/j.

D'où :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1.26 ; K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1.638$$

**Tableau III.3 : Dimensionnement du réservoir R2.**

Heures	Apports(%)	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu
00-01	4,16	1	3,16		3,16
01-02	4,16	1	3,16		6,32
02-03	4,16	1	3,16		9,48
03-04	4,16	1	3,16		12,64
04-05	4,16	2	2,16		14,8
05-06	4,16	3	1,16		<b>15,96</b>
06-07	4,16	5		-0,84	15,12
07-08	4,16	6,5		-2,34	12,78
08-09	4,17	6,5		-2,33	10,45
09-10	4,17	5,5		-1,33	9,12
10-11	4,17	4,5		-0,33	8,79
11-12	4,17	5,5		-1,33	7,46
12-13	4,17	7		-2,83	4,63
13-14	4,17	7		-2,83	1,8
14-15	4,17	5,5		-1,33	0,47
15-16	4,17	4,5		-0,33	0,14
16-17	4,17	5		-0,83	-0,69
17-18	4,17	6,5		-2,33	-3,02
18-19	4,17	6,5		-2,33	-5,35
19-20	4,17	5		-0,83	-6,18
20-21	4,17	4,5		-0,33	<b>-6,51</b>
21-22	4,17	3	1,17		-5,34
22-23	4,17	2	2,17		-3,17
23-24	4,17	1	3,17		0
<b>Total</b>	100	100	22,47	-22,47	

D'après le tableau (IV.2), nous avons

$$P_{\max} (\%) = |15.96 - (-6.51)| = 22.47 \%$$

Donc : le volume total est :

$$V_r = 22.47 \times 5093.54 / 100$$

$$V_r = 1144.52 \text{ m}^3$$

$$V_{tr} = V_r + V_{inc}$$

$$V_{tr} = 1144.52 + 120$$

$$V_{tr} = 1264.52 \text{ m}^3$$

Le volume total de réservoir R2 est  $1264,52 \text{ m}^3$ , on va prendre un volume normalisé de  $1300 \text{ m}^3$ , alors que le réservoir existant est d'une capacité de  $300 \text{ m}^3$ . Donc on opte de projeter un réservoir de  $1000 \text{ m}^3$  à proximité avec l'existant.

➤ **Calcul diamètre du réservoir R2:**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à  $H_r=5 \text{ m}$ , son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H_r}} = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{\pi \times 5}}$$

$$D_r = 15.96 \text{ m}$$

Donc on va prendre :  $D = 16 \text{ m}$

➤ **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{ins}}{\pi \times D_r^2}$$

Avec :  $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 16^2}$$

$$H_{inc} = 0.60 \text{ m}$$

➤ **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir**

$$H_{dis} = H_r - H_{inc}$$

$$H_{dis} = 5 - 0.60 = 4.4 \text{ m}$$

### III.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les volumes des réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, diamètre et hauteur d'incendie). À l'issue des résultats obtenus, nous avons proposé des réservoirs supplémentaires qui seront à proximité aux réservoirs existants.

Les réservoirs proposés sont :

- Un réservoir de  $1200 \text{ m}^3$  à côté du réservoir ( $R1000\text{m}^3 + R300\text{m}^3$ ) de la station de pompage *Souk El Had* ;
- Un réservoir de  $1200 \text{ m}^3$ , pour la zone haute ;
- Un réservoir de  $1000 \text{ m}^3$ , à côté de ( $R300 \text{ m}^3$ ) pour la zone basse.

Dans le chapitre qui suit, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adductions véhiculant l'eau entre les réservoirs.

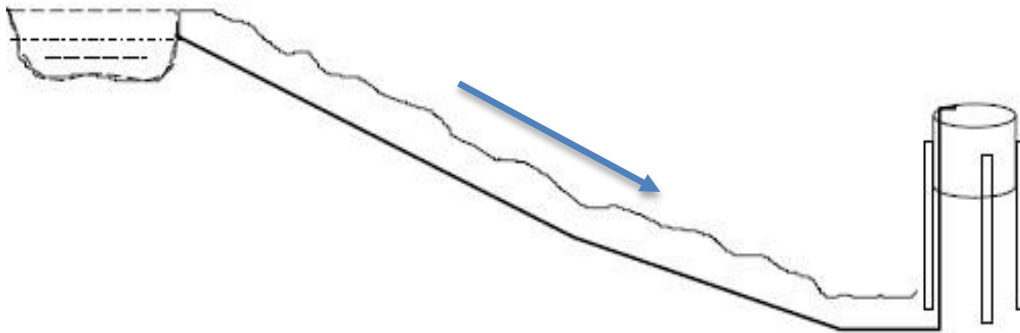
## **Chapitre IV : Adduction**

**IV.1. Introduction :**

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au point de stockage ou de distribution. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

**IV.2. Type d'adduction :****IV.2.1. Adduction gravitaire :**

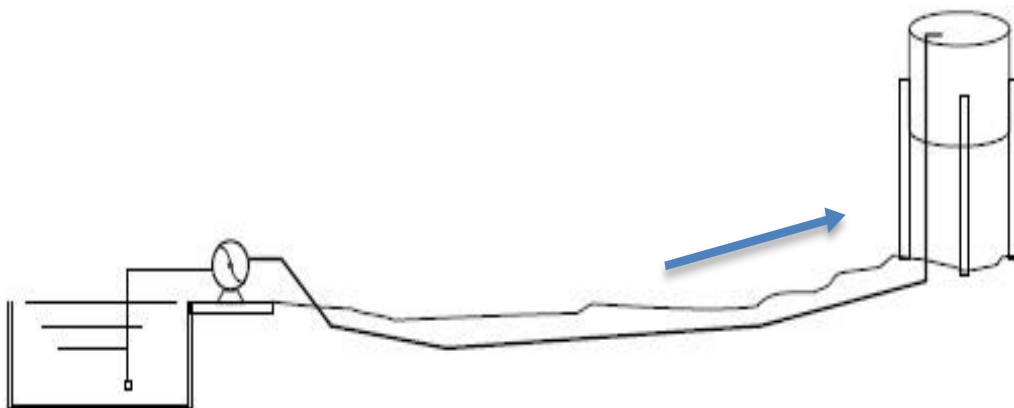
On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.



**Figure IV.1 :** Schéma d'adduction gravitaire.

**IV.2.2. Adduction par refoulement :**

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 les pompes. [10]



**Figure IV.2 :** Schéma d'adduction par refoulement.

**IV.2.3. Adduction mixte:**

C'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain.

### IV.3. Choix du tracé :

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique : [6]

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Éviter les contre-pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées ;
- Éviter les forêts et les zones marécageuses.

### IV.4. Choix de type des conduites :

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau, le choix est basé sur :

- ✚ Les critères d'ordre technique à savoir : [11]
  - Le diamètre ;
  - La pression supportée ;
  - Le type de sol ;
  - Le revêtement ;
  - Les conditions de pose.
- ✚ Les critères d'ordre économique qui reposent sur :
  - Le prix de fourniture et le transport ;
  - La disponibilité ;
  - La durée de vie.

Il existe plusieurs types des matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en PVC (polychlorure de vinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), et en fonte ductile

- ❖ Les avantages des conduites en PEHD : [12]
  - Disponible sur le marché ;
  - Supportent des pressions importantes ;
  - S'adaptent par élasticité aux reliefs plus ou moins accidentés ;
  - Une très bonne rugosité (coefficient de rugosité faible) ;

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Réponds parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 16 sont joints dans l'annexe (IV.1)

❖ Les avantages des conduites en fonte ductile :

- Résiste aux pressions élevées ;
- Bonne résistance aux forces intérieures ;
- Longue durée de vie ;
- Facilité d'assemblage.

#### IV.5. Étude technico-économique :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'inversement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes.

##### IV.5.1. Calcul de diamètre économique :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondants à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s pour l'acier et la fonte et PEHD, mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2 m/s pour le PVC. [6]

- Pour les conduites de refoulement, le diamètre est déterminé par les deux formules suivantes :

$$\text{La formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{La formule de BRESS : } D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

D: Diamètre de la conduite en (m);

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

- Pour les conduites gravitaires, le diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement entre  $V_{min}$  et  $V_{max}$  telle que :

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

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

Avec :

$D_{\min}$  : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;

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

$V_{\max}$  : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est 1,5 m/s ;

$V_{\min}$  : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0,5 m/s ;

$Q$  : Débit transitant dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

#### IV.5.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$V$  : vitesse d'écoulement en (m/s) ;

$Q$  : débit transitant dans la conduite en (m<sup>3</sup> /s) ;

$D$  : diamètre de la conduite en (m)

#### IV.5.3. Calcul des pertes de charge :

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

##### IV.5.3.1. Les pertes de charge linéaires :

Pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction. Elles sont déterminées par la formule de DARCY - WEISBACH :

$$\Delta H_L = J \times L \quad (\text{IV.6})$$

La formule de calcul de gradient de Darcy-Weisbach est donnée par l'équation suivante :

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

Avec :

$J$  : Perte de charge par unité de longueur (m/ml) ;

$L$  : Longueur de la conduite en (m)

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

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

$\lambda$ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge de DARCY);

$D$ : Diamètre de la conduite (m).

##### ➤ calcul du coefficient de perte de charge $\lambda$ :

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge ( $\lambda$ ) aux différents régimes, on peut appliquer des formules, et pour plus de commodité  $\lambda$  est déterminé à partir diagramme de MOODY (voir annexe (IV.2)).

Le calcul se fait selon le régime de l'écoulement comme suit :

- Le régime turbulent rugueux : formule de NIKURADSE:

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

- Le régime turbulent lisse :

$$\text{Si : } Re < 10^5 : \lambda = \frac{0.221}{Re^{0.257}} + 0.0032 \quad (\text{IV.9})$$

$$\text{Si : } Re > 10^5 : \lambda = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} \quad (\text{IV.10})$$

- Le régime transitoire : formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi, elle se calcul comme suit :

$$K = K_0 + \alpha t \quad (\text{IV.12})$$

Où :

$K_0$  : rugosité absolue des tuyaux neufs.

- Pour les tubes en PEHD :

$$K_0 = 0,01 \text{ si } D < 200 \text{ mm}$$

$$K_0 = 0,02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}$$

- Pour l'acier :  $K_0 = [0,003-0,1]$

- Pour la fonte :  $K_0 = [0,15-0,25]$

$\alpha$ : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT qui correspond à la zone de faible agressivité (voir annexe (IV.3)).

t: temps de service du réseau (30 ans).

Dans notre cas :

t= 30ans

$\alpha = 0,0036 \text{ mm/an}$

Pour PEHD :

$$K_0 = 0,02$$

$$K = 0,02 + 0,0036 * 30$$

$$K = 0,13$$

Pour la fonte :

$$K_0 = 0,15$$

$$K = 0,26$$

Re : nombre de REYNOLDS, donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKES :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0037 \times T + 0.00022 \times T^2} \quad (\text{IV.14})$$

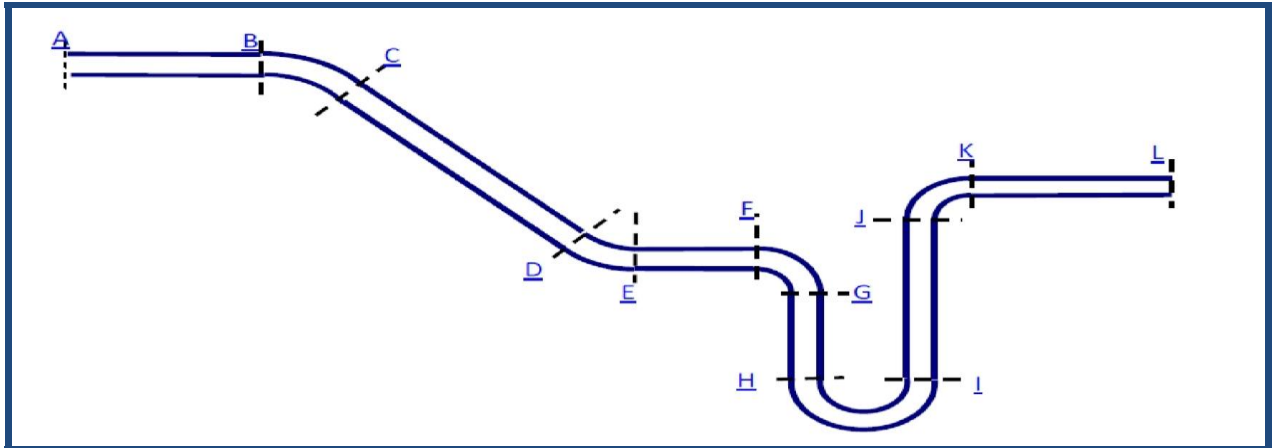
T : température de l'eau en °C (T=20 °C :  $\nu = 0,01 \text{ stocke} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ).

#### IV.5.3.2. Les pertes de charge singulière :

Quand la conduite subit de brusques variations de section ou de direction, il se produit des pertes de charge dites singulières, elles sont généralement mesurables et font partie des

Caractéristiques de l'installation. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

Dans le circuit représenté dans la figure ci-dessous (IV.3), les tronçons BC, DE, FG, HI et JK sont des coudes de différents angles, donc elles présentent des pertes de charge singulières, les tronçons AB, CD, EF, GH, IJ et KL sont des conduites rectilignes, donc elles présentent des pertes de charge linéaires.



**Figure IV.3 :** Les pertes de charge linéaires et singulières.

Les pertes de charge singulières sont provoquées par (les coudes, les vannes, les clapets...), elles sont estimées à :

- 10 % des pertes de charge linéaires pour le PEHD et PVC :

$$\Delta H_s = 0.1 \Delta H_L \quad (\text{IV.15})$$

- 15 % des pertes de charge linéaires pour la fonte et acier :

$$\Delta H_s = 0.15 \Delta H_L \quad (\text{IV.16})$$

#### IV.5.3.3. Les pertes de charge totales :

Elle représente la somme des deux pertes de charge linéaire et singulière.

$$H_t = \Delta H_L + \Delta H_s \quad (\text{IV.17})$$

#### IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt):

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

Ht : Pertes de charge totale (m).

**IV.5.5. Puissance absorbée par la pompe :**

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

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{IV.19})$$

Avec :

- $P_a$  : puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )
- $\eta$  : rendement de la pompe en % (généralement on prend 75 %) ;
- $H_{mt}$  : hauteur manométrique totale (m) ;
- $Q$  : débit refoulé en ( $m^3 /s$ ).

**IV.5.6. Énergie consommée par la pompe :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

- $E$  : énergie consommée par la pompe (Kwh) ;
- $T_p$  : temps de pompage (20 h).

**IV.5.7. Les frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E \times p \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

- $F_{exp}$  : les frais d'exploitation ;
- $E$  : Énergie consommée par la pompe (Kwh) ;
- $p$  : prix d'un Kwh selon le tarif fixé par SONELGAZ pour les heures hors pointe (4.67 DA/Kwh).

**IV.5.8. Les frais d'amortissement :**

Ils sont calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = P_r \times L \times A \quad (\text{IV.22})$$

Avec :

- $F_{am}$  : frais d'amortissement (DA)
- $P_r$  : prix revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose (DA/ml) ;
- $L$  : longueur de la conduite (m) ;
- $A$  : amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n_a} - 1} + i \quad (\text{IV.23})$$

- $i$  : taux d'annuité (8 %) ;
  - $n_a$  : nombre d'années d'amortissement (30 ans).
- D'où :

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

$$A = 0.0888$$

**IV.5.9. Calcul du bilan :**

Le bilan total est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement, il sera calculé comme suit :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{IV.24})$$

**IV.6. Détermination des diamètres économiques:****IV.6.1. Conduite d'adduction gravitaire (point de piquage - SP) :**

➤ Les caractéristiques de cette conduite :

- Débit transitant:  $Q = 0,163 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite :  $L = 2286 \text{ m}$
- Côte Trop Plein :  $CTP = 50 \text{ m}$  (arrivée)
- Côte de Point du piquage :  $CPP = 133 \text{ m}$  (départ)
- La pression au point de piquage :  $P_p = 15 \text{ m}$
- La hauteur disponible  $H_g$  :  $H_g = CPP - CTP + P_p$   
 $H_g = 133 - 50 + 15 = 98 \text{ m}$

➤ **Calcul des diamètres :**

$$D_{\text{max}} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\text{min}}}} = \sqrt{\frac{4*0.163}{\pi*0.5}} = 0,644 \text{ m}$$

$$D_{\text{min}} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{\text{max}}}} = \sqrt{\frac{4*0.163}{\pi*1.5}} = 0,372 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile sont : 400, 450, 500, 600, 700.

➤ **Calcul des pertes de charge totales :**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.1):

**Tableau IV.1 :** Calcul des pertes de charge totales de la conduite (point de piquage-SP).

DN (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J	$J_t$ (m)	$J_v$
400	1,2971	518 840	0,0230	0,0049	12,88	85,12
450	1,0249	461 205	0,0234	0,0028	7,36	90,64
500	0,8301	415 050	0,0237	0,0017	4,47	93,53
600	0,5765	345 900	0,0239	0,0007	1,84	96,16
700	0,4235	296 450	0,0242	0,0003	0,79	97,21

Pour que l'eau arrive du point de piquage jusqu'au réservoir de la station de pompage il faut que:  $(J_t \leq H_g) \rightarrow H_g - J_t \geq 0 \rightarrow J_v \geq 0$ . On optera dans ce cas pour une conduite de DN400 mm avec une vitesse de 1,29 m/s.

Pour assurer le même débit et la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne à papillon.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $J_v$  :**

$$J_v = H_g - J_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 98 - 12,88 = 85,12 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

$$\xi = Jv * 2 * \frac{g}{v^2}$$

$$\xi = 85.12 \times \left( \frac{2 \times 9,81}{1,29^2} \right) = 1003,58$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  :**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe IV.4).

Le type de la vanne sera vanne papillon, avec un angle d'ouverture de 74°.

**IV.6.2. Conduite de refoulement (SP-R 1) :**

Débit :  $Q = 0,099 \text{ m}^3/\text{s}$

Longueur :  $L = 973 \text{ m}$

Côte radier de la station de pompage de Souk El Had :  $CR = 43,4 \text{ m}$  (départ).

Côte du trop-plein (R1):  $CTP = 147 \text{ m}$  (arrivée).

La hauteur géométrique  $H_g$  :  $H_g = CTP - CR = 147 - 43,4 = 103,6 \text{ m}$ .

➤ **Calcul diamètre :**

**BONIN:**  $D = \sqrt{Q} = 0,315 \text{ m}$

**BRESS:**  $D = 1.5\sqrt{Q} = 0,472 \text{ m}$

Les diamètres extérieurs normalisés pour PEHD PN16 : 315 ; 400 ; 500.

➤ **Calcul de la Hmt :**

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (IV. 2) :

**Tableau IV.2 :** Calcul de la Hmt.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	Jt (m)	Hmt (m)
315	257,8	1,897	489 047	0,0225	0,0160	17,12	120,72
400	327,4	1,176	385 022	0,0230	0,0049	5,24	108,84
500	409,2	0,753	308 128	0,0240	0,0017	1,82	105,42

➤ **Calcul les frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.3) :

**Tableau IV.3 :** Les frais d'exploitation.

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	$F_{\text{exp}}$ (Da)
315	257,8	156,32	1 141 136	5 329 105,12
400	327,4	140,94	1 028 862	4 804 785,54
500	409,8	136,51	996 523	4 653 762,41

➤ **Calcul les frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.4) :

**Tableau IV.4 :** Les frais d'amortissement.

<b>D<sub>ext</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>int</sub> (mm)</b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>A</b>	<b>F<sub>am</sub> (Da)</b>
315	257,8	12 597	0,0888	1 088 411,03
400	327,4	17 140	0,0888	1 480 937,14
500	409,8	23 806	0,0888	2 056 895,53

➤ **Calcul du bilan :**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.5):

**Tableau IV.5 :** Calcul du bilan.

<b>D<sub>ext</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>int</sub> (mm)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (Da)</b>	<b>F<sub>am</sub> (Da)</b>	<b>Bilan (Da)</b>
315	257,8	5 329 105,12	1 088 411,03	6 417 516,15
400	327,4	4 804 785,54	1 480 937,14	<b>6 285 722,68</b>
500	409,8	4 653 762,41	2 056 895,53	6 710 657,94

Le diamètre 315 mm ne fait pas l'objet du calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ( $0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$ ), donc on optera pour une conduite de DN400, car c'est le plus économique, avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,18 m/s.

**IV.6.3. Conduite d'adduction gravitaire (R1- R2) :**

$$Q = 0,059 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Longueur : } L = 257 \text{ m}$$

$$\text{Côte trop plein du réservoir R2 : CTP} = 110 \text{ m (arrivée)}$$

$$\text{Côte de terrain naturel R1 : CTN} = 142 \text{ m (départ)}$$

$$\text{La hauteur géométrique: } H_g = \text{CTN} - \text{CTP} = 142 - 110 = 32 \text{ m}$$

➤ **Calcul de diamètre :**

D'après les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

$$D_{\max} = 0,388 \text{ m.}$$

$$D_{\min} = 0,224 \text{ m.}$$

Le matériau utilisé est le PEHD (PN16), donc les diamètres nominaux sont : 250 mm, 315 mm, 400 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales :**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.6):

**Tableau IV.6 :** Calcul des pertes de charge totales de la conduite (R1-R2).

<b>D<sub>ext</sub> (mm)</b>	<b>D<sub>int</sub> (mm)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>J</b>	<b>J<sub>t</sub></b>	<b>J<sub>v</sub></b>
250	204,6	1,7945	367 155	0,0240	0,0192	5,43	26,57
315	257,8	1,1303	291 391	0,0245	0,0062	1,75	30,25
400	327,4	0,7008	229 442	0,0255	0,0019	0,54	31,46

Pour que l'eau arrive de réservoir R1 jusqu'au R2 il faut que: ( $J_t \leq H_g$ ), donc la condition est vérifiée. On optera dans ce cas pour une conduite de DN315 mm avec une vitesse de 1.13 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $J_v$  :**

$$J_v = H_g - J_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 32 - 1,75 = 30,25 \text{ m}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

$$\xi = J_v * 2 * \frac{g}{v^2}$$

$$\xi = 30,25 \times \left( \frac{2 \times 9,81}{1,13^2} \right) = 464,80$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  :**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe IV.4).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de  $66^\circ$ .

**IV.7. Tableau récapitulatif :**

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

**Tableau IV.7 :** Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.

Type d'adduction	Matériau	Tronçons	Vitesse (m/s)	Débit véhiculé (m <sup>3</sup> /s)	Longueur	Diamètre économique (mm)
Refoulement	PEHD	SP-R1	1,18	0,099	973	400
Gravitaire	PEHD	R1-R2	1,13	0,059	257	315
	Fonte ductile	PP-SP	1,29	0,163	2286	400

**IV.8. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons calculé pour les trois tronçons les différents paramètres à savoir : la vitesse d'écoulement, le diamètre, les pertes de charge et la HMT ainsi que les frais d'exploitation et les frais d'amortissements pour adopter des nouvelles canalisations avec des nouveaux diamètres.

Après cette étude technico-économique pour l'adduction, le chapitre qui suit sera consacré au dimensionnement de la pompe à utiliser dans la station de pompage.

SCHEMA VERTICAL DU SYSTEME D'ADUCTION DE LA VILLE DE SOUK EL HAD

Réservoir R1 projeté (Zone Haute)  
Capacité (1200 m<sup>3</sup>)  
CR= 142 m



L= 2570m DN315 PE/PN16

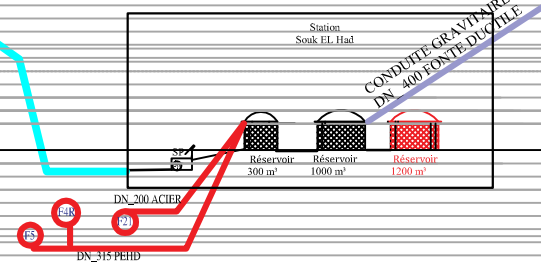
Réservoir R2 projeté (Zone Basse)  
Capacité (1000 m<sup>3</sup>)  
CR= 105 m



Réservoir Existant  
Capacité (300 m<sup>3</sup>)  
CR= 105 m



L= 973 m DN400 PE/PN16



**LEGENDE**

- Conduite de refoulement projetée
- Conduite gravitaire projetée
- Conduite gravitaire projetée
- Réservoir à projeter
- Forage
- Réservoir Existant
- station de pompage existante

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UMMTO FACULTE  
GINIE DE  
CONSTRUCTION

INTITULEE DE L'ETUDE  
Etude de renforcement de réseau d'AEP de centre urbain de Souk El Had

Désignation du plan :  
**Schéma vertical du système d'AEP " Ville de Souk El Had "**

Date : 15/09/2021  
Echelle : 1/200  
Plan n° : 01

MASTER 2  
OUVRAGE HYDRAULIQUE  
PAR: GUERDA NOURA  
MECHANE BERKAHOUM

capacité de transfert

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

**V.1. Introduction:**

Les pompes sont des machines destinées à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement (énergie mécanique) en énergie hydraulique (énergie cinétique); c'est-à-dire qu'elles servent à aspirer des liquides d'une région à basse pression pour les refouler à une autre région à haute pression.

**V.2. classification des pompes :**

Les pompes sont classées en deux catégories principales:

**V.2.1. Pompes volumétriques :**

Dans ces machines volumétriques (à déplacement positif), un certain volume de fluide est dans une première étape, forcé dans un espace fini où il est enfermé sous pression par un moyen mécanique. Il est ensuite, dans une seconde étape, relâché ou forcé en dehors de cet espace, et le cycle reprend de nouveau. Donc, dans ce type de machine, l'écoulement du fluide est intermittent et le débit dépend des dimensions de l'espace qui reçoit le fluide et de la fréquence avec laquelle il est rempli et vidé. Ils agissent sur l'énergie de pression.

Certaines pompes volumétriques sont dites rotatives (cylindrée et vitesse de rotation fixent le débit pompé), d'autres sont dites alternatives, car font appel au mouvement alterné d'un piston ou d'une membrane.

**V.2.2. Pompes turbopompes :**

Ce sont des appareils qui modifient la teneur en énergie d'un fluide qui les traverse grâce à l'action dynamique d'un rotor (roue à aubes, hélice) tournant autour d'un axe fixe. Parmi les turbomachines hydrauliques, nous trouvons les turbines, qui soustraient de l'énergie du liquide pour la convertir en énergie mécanique, et les turbopompes qui accroissent l'énergie du liquide par un échange inverse. Les turbopompes provoquent d'abord un accroissement considérable de l'énergie cinétique du liquide pompé à l'aide de rotors ou d'hélices tournant à grande vitesse et ensuite convertissent en grande partie cette énergie cinétique en énergie de pression, ce qui va permettre le refoulement du liquide. Nous pouvons les classer en trois catégories :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélice ;
- Les pompes hélico centrifuge. [13]

**1. Les pompes centrifuges :**

Le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis refoulé radialement. Ce type de pompes est utilisé pour le cas d'une hauteur d'élévation importante (plusieurs dizaines de mètres).

**2. Les pompes hélices :**

Le fluide pompé est aspiré et refoulé axialement. Ces pompes refoulent à des hauteurs réduites (quelques mètres) de très hauts débits (plusieurs centaines de litres à la seconde).

**3. La pompe hélico centrifuge**

Convient pour l'irrigation par pompage, car elle constitue une solution optimale permettant d'une part, d'éviter l'inconvénient de la HMT réduite d'une pompe hélice, et d'autre part, avoir un débit supérieur à celui fourni par une pompe centrifuge [14]

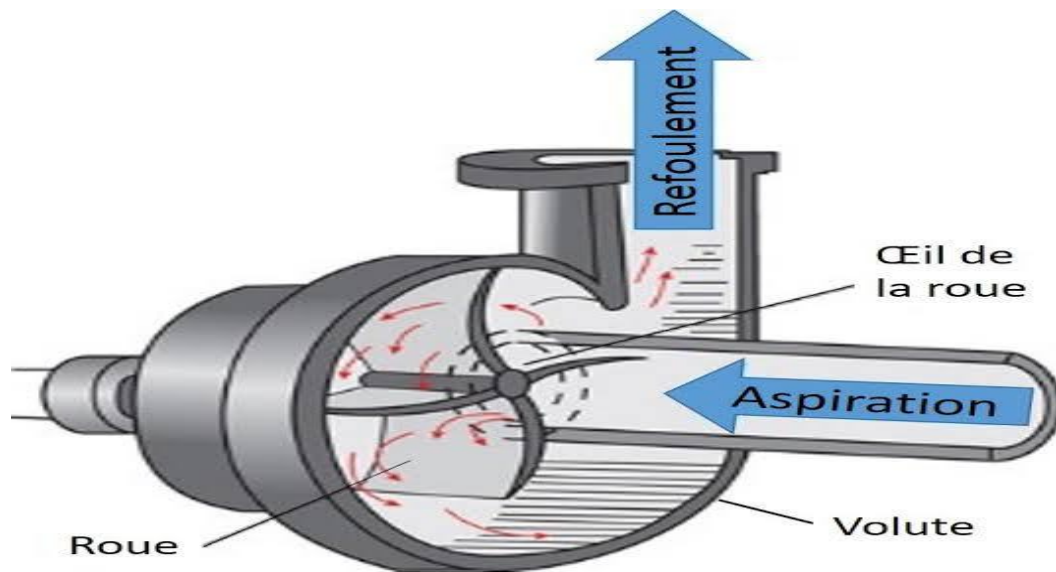


Figure V.1 : Une pompe centrifuge.

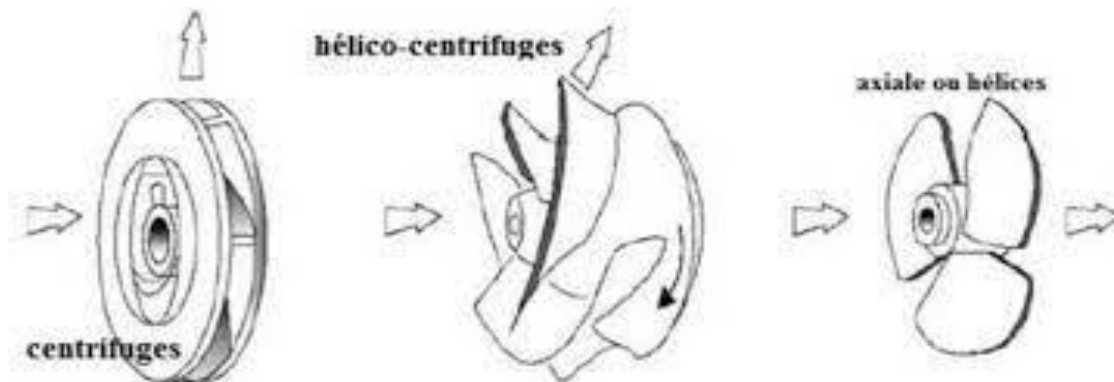
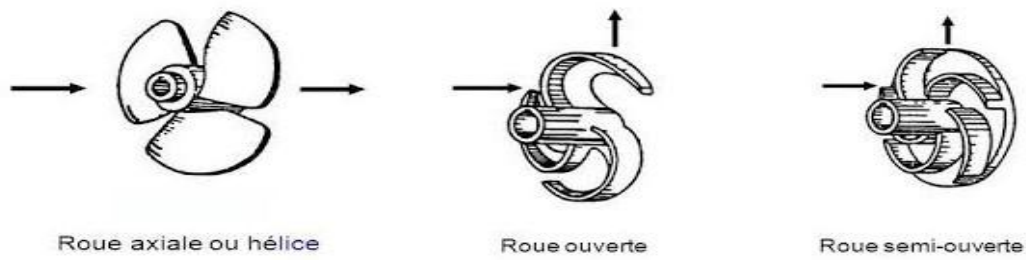


Figure V.2: Les trois catégories des turbopompes.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées, on peut les classer comme suit :

- ✚ Suivant la forme de la roue :
  - Pompes centrifuges radiales ;
  - Pompes centrifuges axiales ;
  - Pompes centrifuges semi-radiales.
- ✚ Suivant la forme du corps de la pompe :
  - Pompe à volute ou colimaçon ;
  - À diffuseur circulaire.
- ✚ Suivant le nombre de roues :
  - Monocellulaire ;
  - Multicellulaire.
- ✚ Suivant la position de son axe :
  - Pompe à axe horizontal ;
  - Pompe à axe vertical.



**Figure V.3 :** Types de la roue pour les pompes centrifuges.

### V.3. Choix d'une pompe :

Le choix du type des pompes à installer portera sur les critères suivants [6] :

- Assurer le débit à refouler et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- La puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH<sub>r</sub>) minimale.

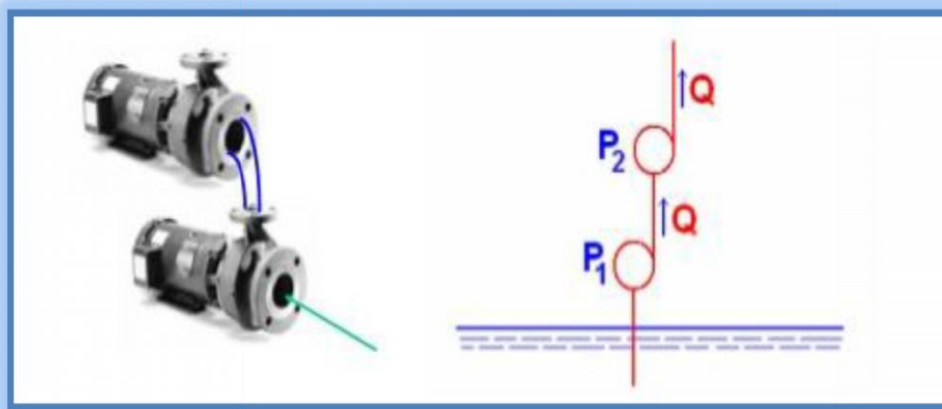
### V.4. couplage des pompes :

Le couplage des pompes doit s'effectuer de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplages : [15]

- Le couplage en série ;
- Le couplage en parallèle.

#### V.4.1. Le couplage en série :

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre, ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes pour un même débit qui les traversent (Figure V.4)



**Figure V.4 :** Le couplage en série.

#### V.4.2. Le couplage en parallèle :

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes avec une même hauteur d'élévation (Figure V.5)

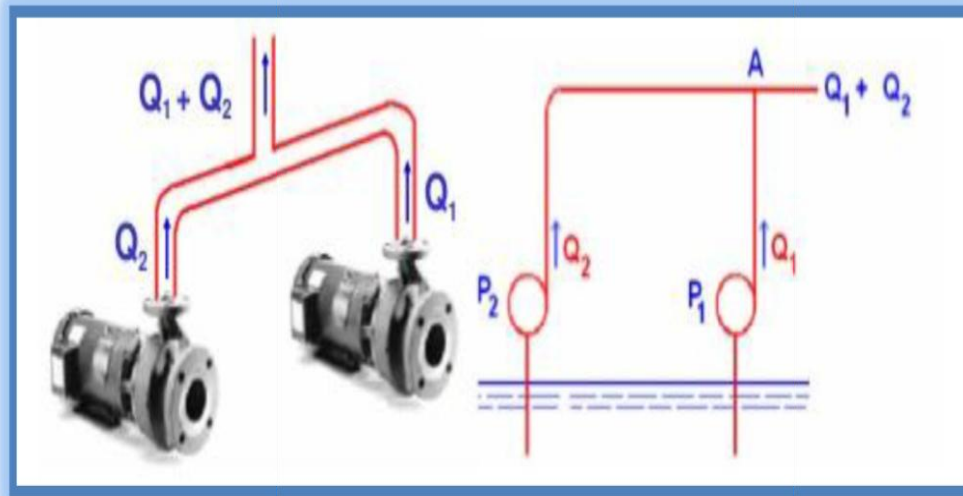


Figure V.5 : Le couplage en parallèle.

### V.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

#### V.5.1. La hauteur manométrique totale :

La HMT d'une pompe est la somme entre la hauteur géométrique et les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement.

$$\mathbf{Hmt = Hg + J_{asp} + J_{ref}} \quad \mathbf{(V.1)}$$

Avec :

Hmt : La hauteur manométrique totale en (m) ;

Hg : La hauteur géométrique en (m) ;

J<sub>asp</sub> : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

J<sub>ref</sub> : Pertes de charge au refoulement en (m).

#### V.5.2. La vitesse de rotation :

Nombre de tours qu'effectue la roue par unité de temps, cette vitesse notée (N) est toujours donnée en tours / minute (tr/min).

#### V.5.3. La puissance :

On distingue deux types de puissance :

##### V.5.3.1. La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$\mathbf{P_a = \frac{\rho \times g \times Hmt \times Q}{\eta}} \quad \mathbf{(V.2)}$$

Avec :

$P_a$  : puissance absorbée par la pompe en (kw) ;

$\rho$  : masse volumique en ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) ;

$Q$  : débit en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

Hmt : hauteur manométrique totale en (m) ;

$\eta$  : rendement de la pompe.

### V.5.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile :

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, sa formule est donnée comme suit :

$$P_u = P_h = \rho \times g \times H_{mt} \times Q \quad (\text{V.3})$$

## V.6. Les Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Les courbes principales qui caractérisent une pompe sont au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur pour un type de pompe et une vitesse de rotation donnée.



**Cour**

### be débit-hauteur [ $H=f(Q)$ ] :

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élevation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit  $Q$ . Ces courbes sont sensiblement des paraboles. Pour les pompes centrifuges (écoulement radial), ces paraboles sont plus ou moins plongeantes.



**Cour**

### be de rendement [ $\eta=f(Q)$ ] :

Cette courbe pour chaque type de pompe présente un maximum au voisinage duquel il faudra s'efforcer d'utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : Pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques.



**Cour**

### be de puissance [ $P_a=f(Q)$ ] :

La courbe de puissance absorbée en fonction du débit est d'allure parabolique. Pour les pompes centrifuges, la concavité de la parabole est tournée vers le bas, ce qui permet d'éviter une surcharge du moteur si les conditions d'utilisation sont appelées à varier.

La figure (V.6) représente les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

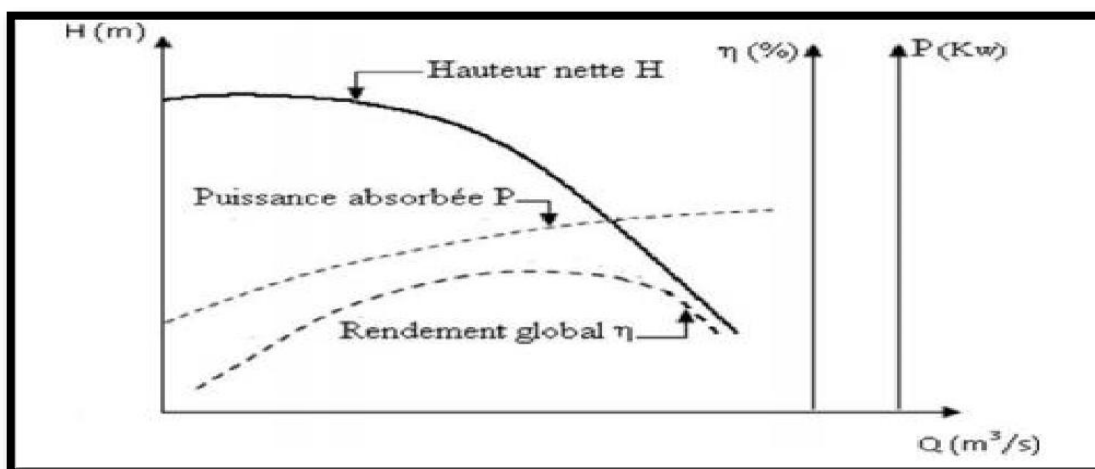


Figure V.6 : Courbes caractéristiques d'une pompe.

**V.7. Caractéristiques d'une conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite  $H_c = f(Q)$  est :

$$H_c = H_g + RQ^2 \tag{V.4}$$

Avec :

$H_g$  : La hauteur géométrique en (m);

$R$  : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite il est déterminé comme suit :

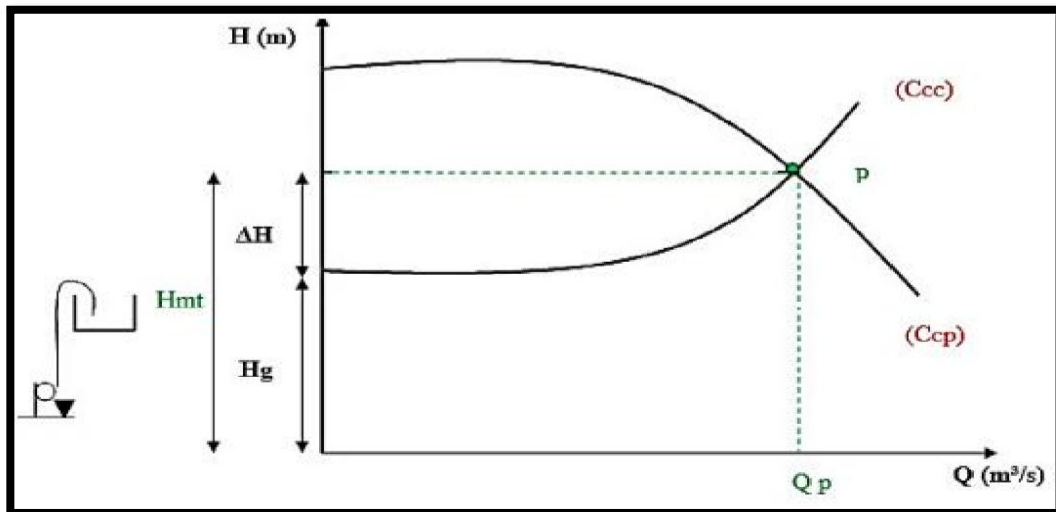
$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \tag{V.5}$$

$RQ^2$  : La valeur de la perte de charge au point désiré.

**V.8. Point de fonctionnement d'une pompe :**

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement  $H=f(Q)$  et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [ $H_c=f(Q)$ ].

La pompe fonctionnera dans des bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone de non cavitation et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal. [13]



**Figure V.7 :** Point de fonctionnement d'une pompe.

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées (H et Q) déjà définies, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes, quatre cas se présentent généralement :

**✚ Première variante : « modification du temps de pompage »**

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est  $T_1 = 20$  h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = T_1 \times Q_1 \quad (\text{V.6})$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit ( $Q_2$ ) pendant un temps ( $T_2$ ).  
Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q_2 \times T_2 \quad (\text{V.7})$$

Donc le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ) sera :

$$T_2 = \frac{Q_1 T_1}{Q_2} \quad (\text{V.8})$$

#### ✚ Deuxième variante : « Vannage ou création des pertes de charge »

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

L'inconvénient de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ainsi que la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

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

$$H' = H_1 + h_v \quad (\text{V.10})$$

Avec :

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

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

$\eta$  : Le rendement ;

$H_1$  : La hauteur manométrique totale du point désiré en (m).

#### ✚ Troisième variante : « Rognage de la roue »

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser, car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0,5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0,5} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

$m$  : Coefficient de rognage ;

$D_1$  : Diamètre de la roue avant rognage ;

$D_2$  : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre ( $D_2$ ) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \quad (\text{V.12})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera :

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

#### ✚ Quatrième variante : « Variation de la vitesse de rotation »

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse  $N'$ , donc on trace une parabole d'équation  $H = a \times Q^2$  passant par l'origine et par le point  $P_1$  et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue  $P_3$  ( $Q_3, H_3$ ).

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right) \quad (\text{tr/min}) \quad (\text{V.14})$$

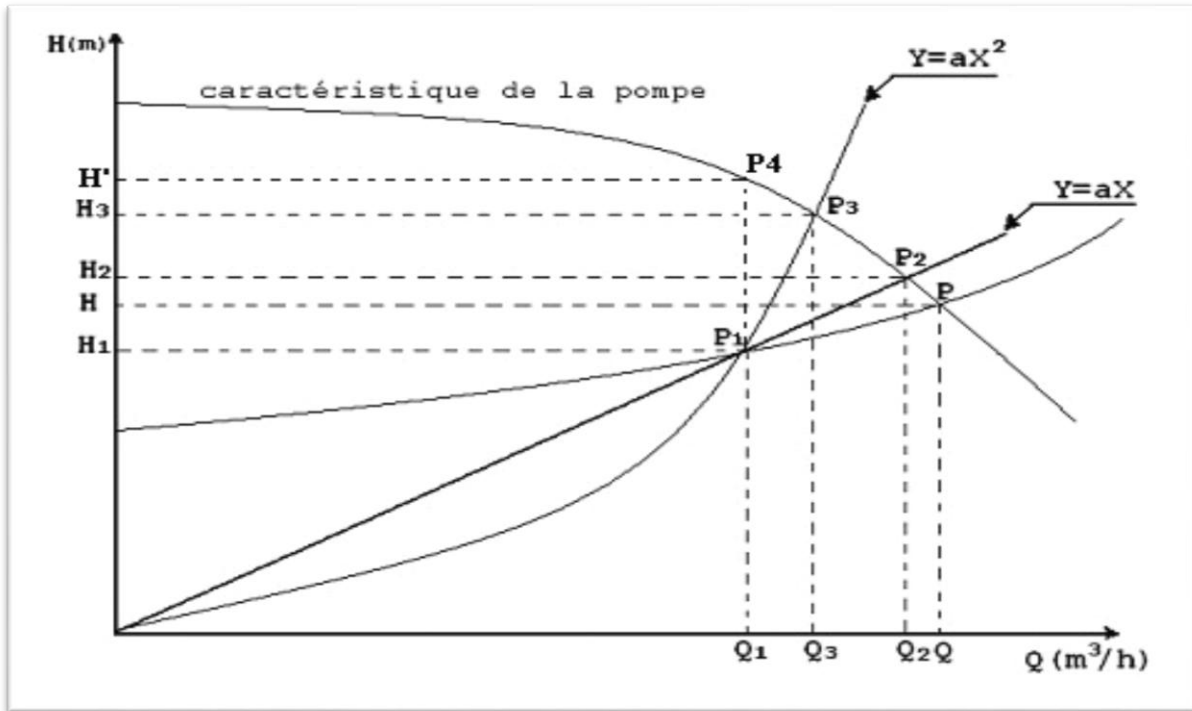


Figure V.8 : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

### V.9. Le phénomène de cavitation :

#### V.9.1. La cavitation dans les pompes :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la pression de vapeur saturante correspondante à sa température. Des bulles apparaissent dans les zones de faible pression (à l'entrée de la pompe), elles sont transportées aux zones de pression élevée où se produit leur condensation qui crée des surpressions élevées peuvent atteindre des centaines de bars.

On reconnaît la cavitation par un bruit fort et des vibrations. Les bulles de vapeur dans l'eau implosent bruyamment, cela est suivi par un impact mécanique lourd qui peut détruire la pompe si le phénomène persiste. La cavitation provoque des piqûres de corrosion sur la roue et le corps de la pompe. Cela peut fortement dégrader la performance de la pompe. [13]



**Figure V.9 :** Le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

### V.9.2. NPSH :

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

#### V.9.2.1. NPSH requis ( $NPSH_r$ ) :

La charge nette 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 de type de la pompe et de point de fonctionnement. Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

#### V.9.2.2. NPSH disponible ( $NPSH_d$ ) :

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.

Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

- Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho * g} + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (V.15)$$

Où :  $\frac{P_0}{\rho * g} = 10,33 - 0,0016 \times Ca$

Avec :

$T_v$  : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

$J_{asp}$  : les pertes de charge d'aspiration (m) ;

$H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m) ;

$\frac{P_0}{\rho * g}$  : Pression du plan d'eau d'aspiration en (m.c.e) ;

$C_a$  : La côte du plan d'aspiration (m).

Le schéma de la figure (V.10) ci-dessous représente une installation d'une pompe en charge, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

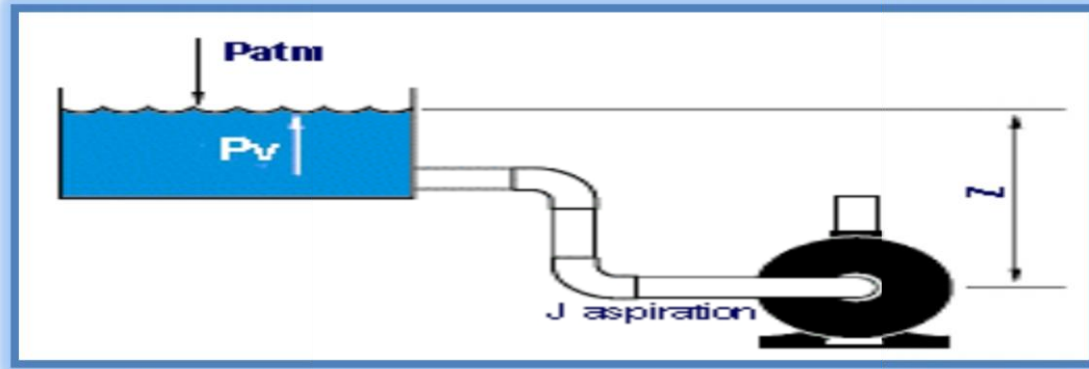


Figure V.10 : Cas d'aspiration en charge.

- Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho * g} - H_a - (J_{asp} + T_v) \tag{V.16}$$

La figure (V.11) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau.

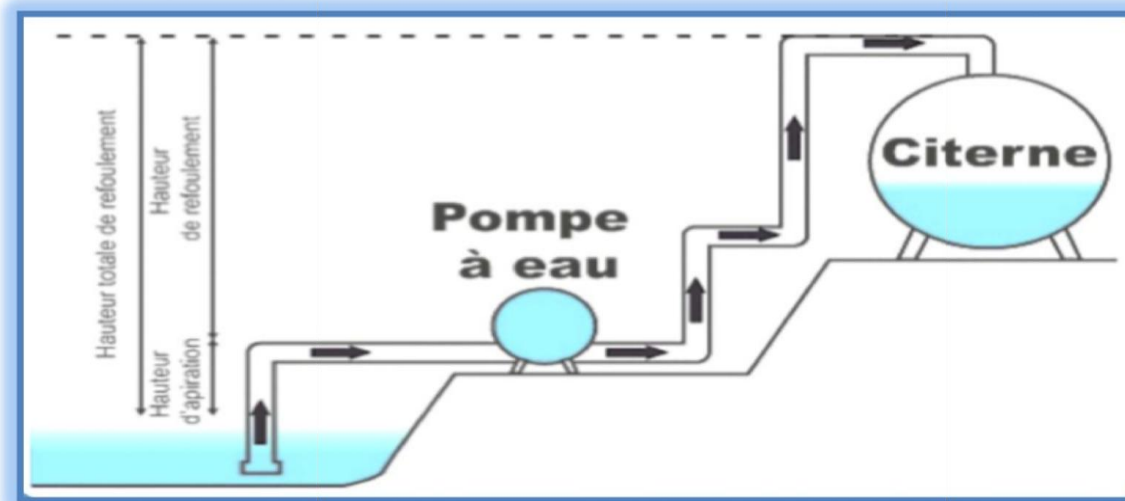


Figure V.11 : Cas d'aspiration en dépression.

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

<b>T (°C)</b>	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
<b>Tv(m)</b>	0,06	0,083	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,33

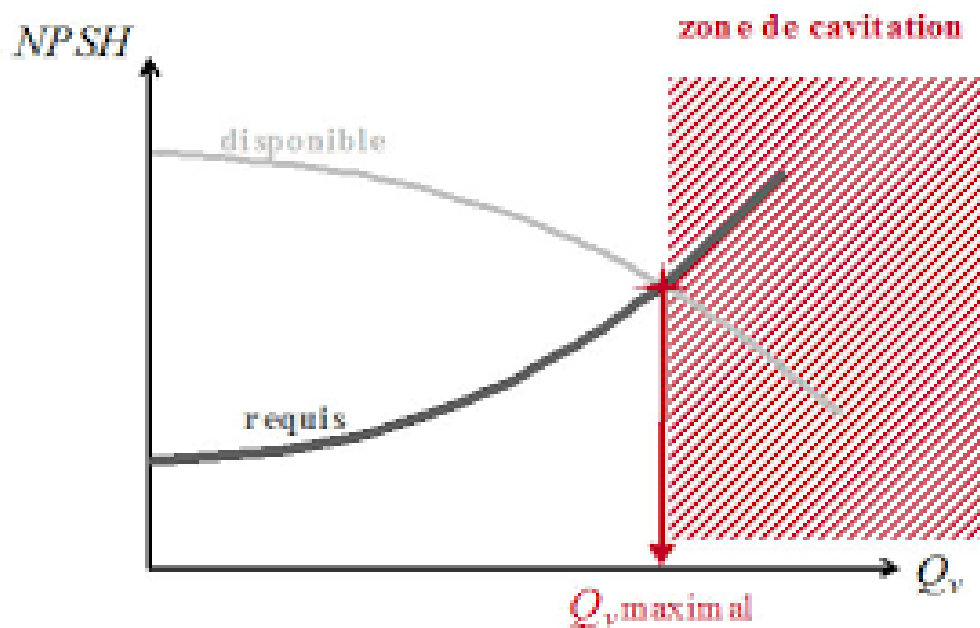


Figure V.12 : Courbe du NPSH.

#### V.10. Choix des pompes du projet :

##### ➤ La station de pompage de Souk El Had :

###### • Caractéristiques de la conduite :

- Débit véhiculé :  $Q = 99 \text{ l/s}$  ;
- La hauteur géométrique :  $H_g = 103,6 \text{ m}$  ;
- Les pertes de charge totale :  $J_t = 5,24$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 108,84 \text{ m}$ .

###### • Caractéristiques de la pompe :

En utilisant le catalogue CAPRARI, on opte pour trois pompes centrifuges multicellulaires à l'axe horizontal, du type (PML 150/7 F). Elles ont les mêmes caractéristiques avec un fonctionnement de deux pompes et la troisième sera une pompe de secours. Le débit de chaque pompe est  $49,5 \text{ l/s}$ , dont ces caractéristiques :

- Vitesse de rotation :  $N = 1480 \text{ tr/min}$  ;
- Le rendement :  $\eta = 76 \%$  ;
- La puissance absorbée :  $P_a = 68,8 \text{ Kw}$  ;
- NPSH (requis) =  $1,59 \text{ m}$  ;
- Le point de fonctionnement ( $99 \text{ l/s}$ ,  $109 \text{ m}$ ) ;
- Le point désiré ( $99 \text{ l/s}$ ,  $109 \text{ m}$ ).

Les différentes courbes sont représentées dans la figure (V.12) suivante : les détails sont donnés dans l'annexe (V.1)

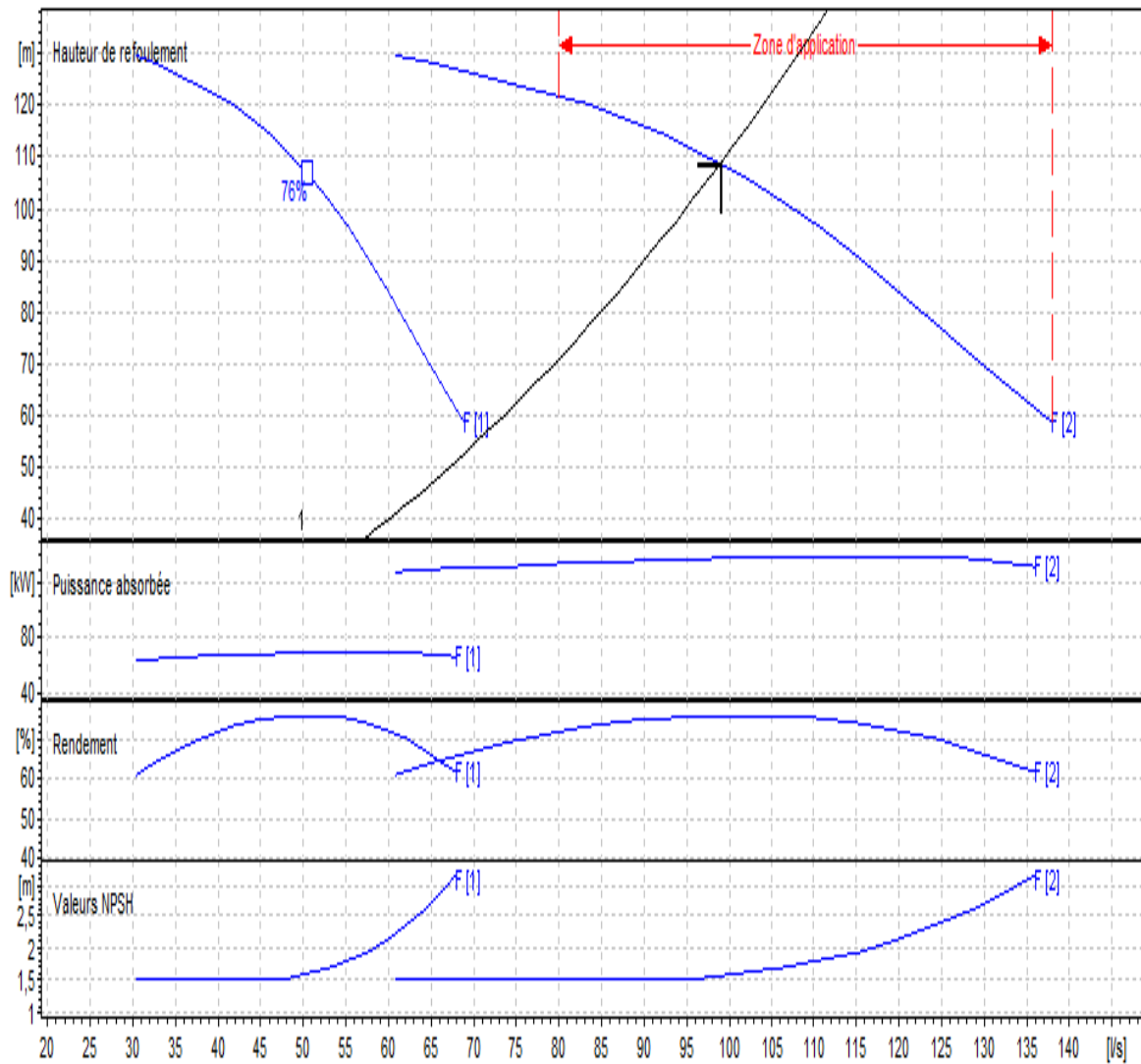


Figure V.13 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage.

**Etude de cavitation :**

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 45 \text{ m}$  ;
- La cote à l'axe de la pompe :  $C_p = 43,4 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{asp}=0$  (négligeable) ;
- Hauteur géométrique d'aspiration :  $H_a = C_a - C_p = 45 - 43,4 = 1,6 \text{ m}$ .  
 $H_a > 0$
- NPSHr = 1,59 m.

- Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$\frac{P_0}{\rho * g} = 10,33 - (0,0016 * C_a) = 10,33 - (0,0016 * 45)$$

$$\frac{P_0}{\rho * g} = 10,26 \text{ m}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho * g} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 10,26 + 1,6 - (0 + 0,24)$$

$$NPSH_d = 11,62 \text{ m}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

La condition de non cavitation est vérifiée. Alors la pompe est en dehors de la zone de cavitation.

### **V.11. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé à l'aide du CAPRARI les caractéristiques d'une pompe qui assure le débit et la hauteur manométrique totale, on a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à l'axe horizontal du type PML 150/7 F.

Vu que nos adductions sont dimensionnées, donc le chapitre suivant sera la pose et la protection des conduites d'adductions.

## **Chapitre VI : pose et protection des conduites**

**VI.1. Introduction :**

Les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement sont soumises au risque lié au phénomène du coup de bélier résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites. Ce changement de régime, plus ou moins rapide ou brusque, qui se manifestent sous forme d'ondes de surpressions et de dépressions provoquées par le phénomène du coup de bélier peuvent causer la rupture de la canalisation. Il est donc très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets.

Dans ce chapitre, nous allons mentionner les différents types de pose de canalisations et la méthode de protection des conduites contre le coup de bélier.

**VI.2. Pose des conduites :**

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite. [16]

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'éviter des obstacles à la circulation [6].

**VI.2.1. Exécution et aménagement de la tranchée :**

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes, pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion. [16]

La coupe transversale d'une fouille est représentée dans la figure (VI.1).

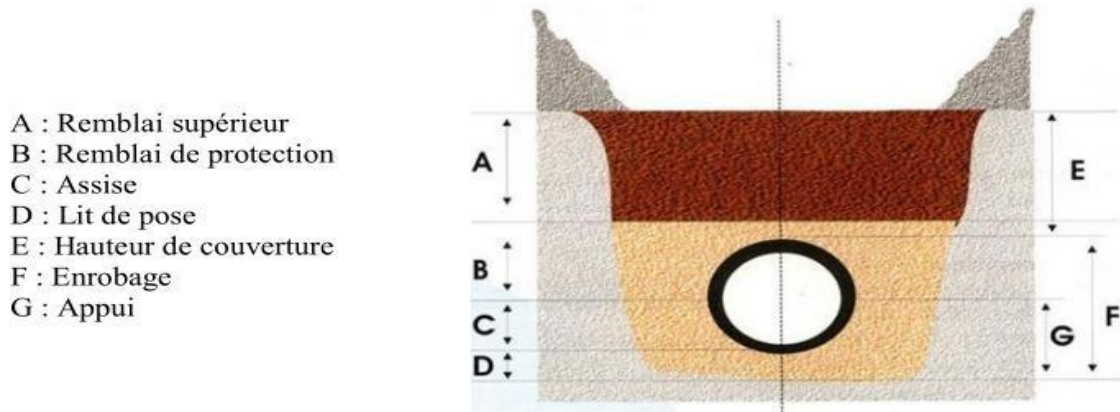


Figure VI.1: La coupe transversale d'une fouille.

Le tableau (VI.1) représente les différents matériaux utilisés dans la tranchée.

Tableau VI.1: Les différents matériaux.

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à la hauteur de l'axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

**VI.2.2. Traverse des points spéciaux :**

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on s'en trouve, dans pas mal des cas, obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

**VI.2.2.1. Traversée d'une route :**

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. [16]

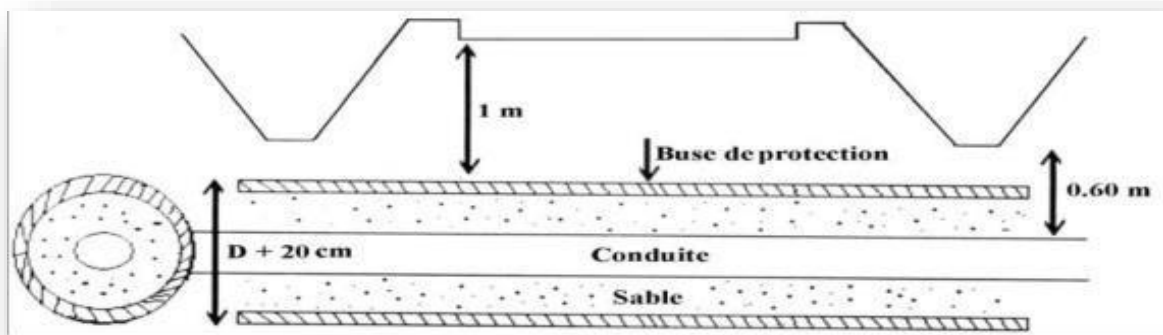


Figure VI.2 : Protection spéciale pour la traversée de route.

### VI.2.2.2. Traversée d'oued :

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées :

- Approfondissement du lit par érosion ;
- Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place. [16]

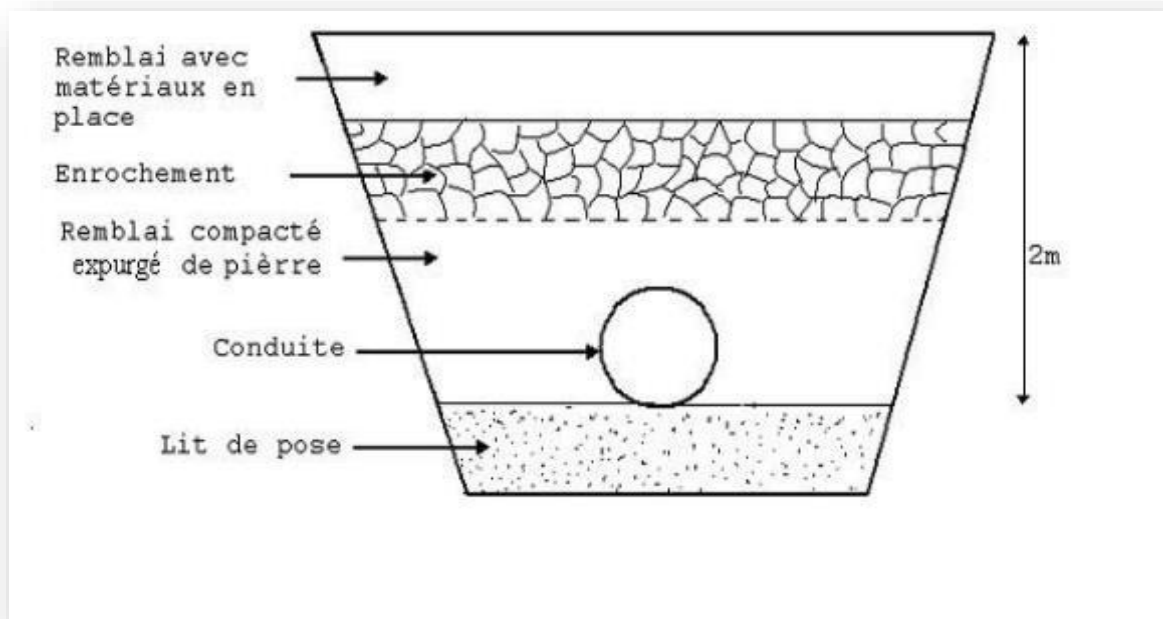


Figure VI.3 : Traversée d'oued.

### VI.2.2.3. Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un. [16]

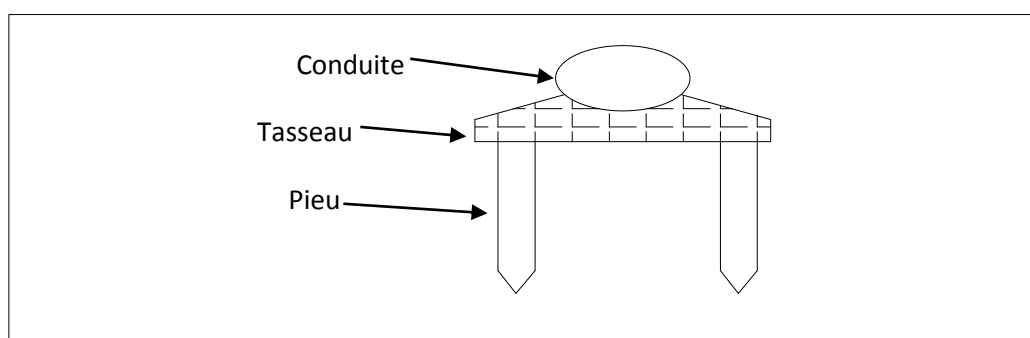


Figure VI.4: Pose des conduites en élévation.

#### VI.2.2.4. Stabilisation des conduites (les butées) :

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les branchements, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône. [16]

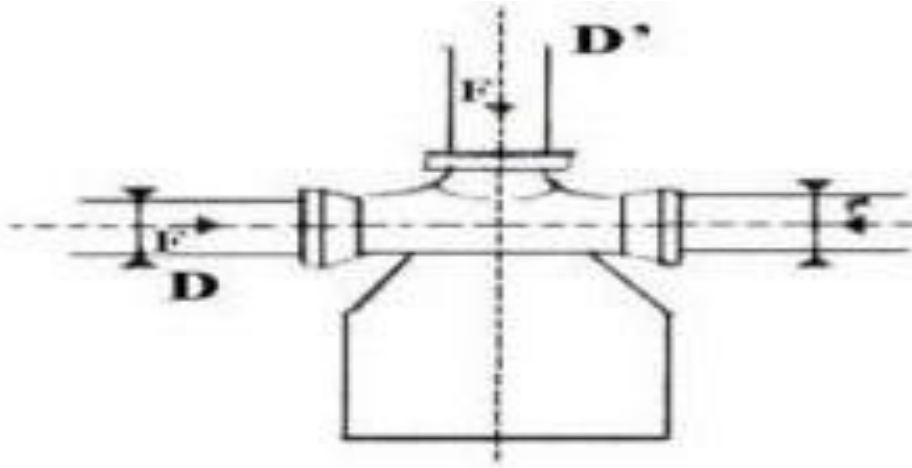


Figure VI.5 : Butée sur coude horizontal.

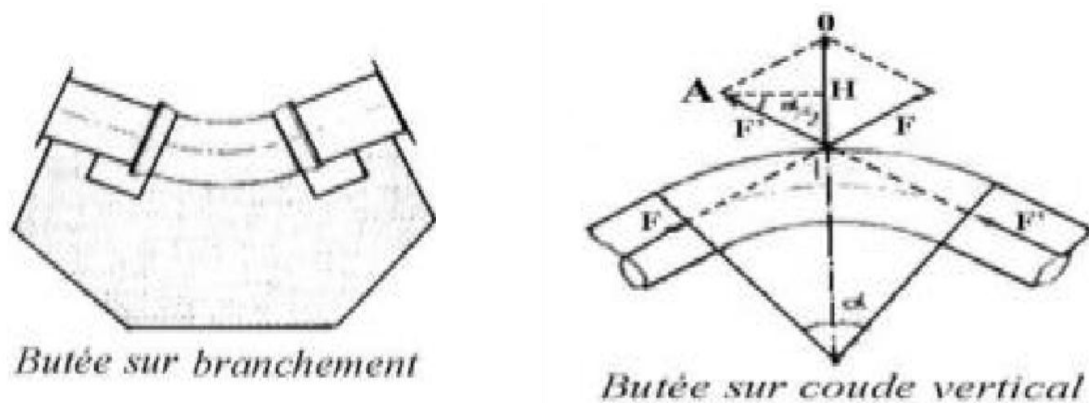


Figure VI.6 : Butée sur branchement et butée sur coude vertical.

#### VI.2.3. Désinfection des conduites:

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium. [6]

**VI.3. Protection contre la corrosion :**

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne.

**VI.3.1. La corrosion externe :**

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille. [22]

**VI.3.2. La corrosion interne :**

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier : [22]

- Du PH ; – De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;
- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela ; il faut :

- Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
- Eviter les faibles vitesses de circulation dans les conduites ;
- Evacuation de l'air par voie des venteuses ;
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

**VI.4. Protection contre le coup de bélier :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charges à écoulement gravitaire ou par refoulement. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie, ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

**VI.4.1. Les causes du coup de bélier :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes : [17]

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charges à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Une modification de position de vanne.

**VI.4.2. Les conséquences du coup de bélier :**

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

- Déboîtement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Érosion des joints, rendant la conduite non étanchée ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

**VI.4.3. Les risques dus aux coups de bélier :**

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps). Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou surpression engendrée par les manœuvres brusques.

**VI.4.3.1. Cas de surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

**VI.4.3.2. Cas de dépression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

**VI.4.3.3. Fatigue de la canalisation :**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible. [18]

**VI.4.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :**

Parmi les appareils les plus utilisés, on distingue :

- ✚ Le volant d'inertie ;
- ✚ La soupape de décharge ;
- ✚ Le clapet de by-pass ;
- ✚ Les ventouses ;
- ✚ La cheminée d'équilibre ;
- ✚ Le réservoir d'air.

#### VI.4.4.1. Le volant d'inertie :

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calée sur l'arbre du groupe, c'est l'un des moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

#### VI.4.4.2. La soupape de décharge :

Les soupapes de décharge s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une pression déterminée, légèrement supérieure à 5 % à la pression maximale de fonctionnement normal. L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur. L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

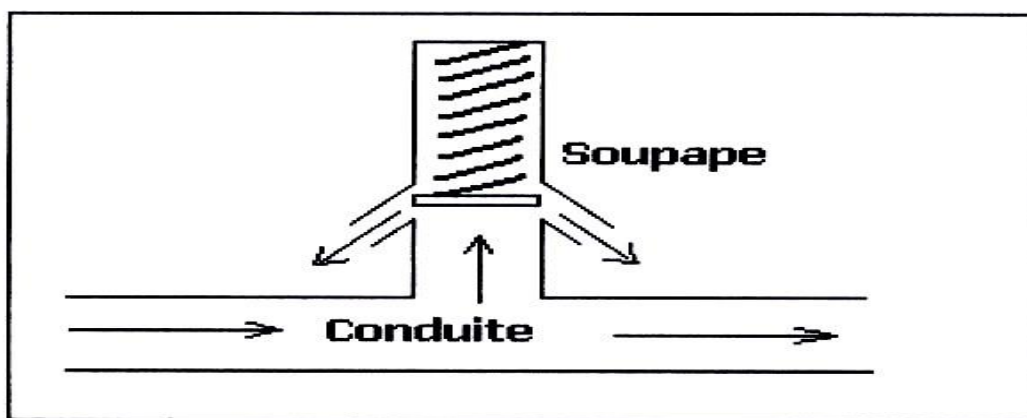


Figure VI.7 : Soupape de décharge.

#### VI.4.4.3. Les clapets de by-pass:

Les clapets de by-pass à l'aspiration compensent uniquement les surpressions en admettant une décharge de la conduite de refoulement dans l'aspiration.

#### VI.4.4.4. les ventouses :

On distingue des ventouses à trois fonctions (Figure VI.8), à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique (Figure VI.9), en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. [19]

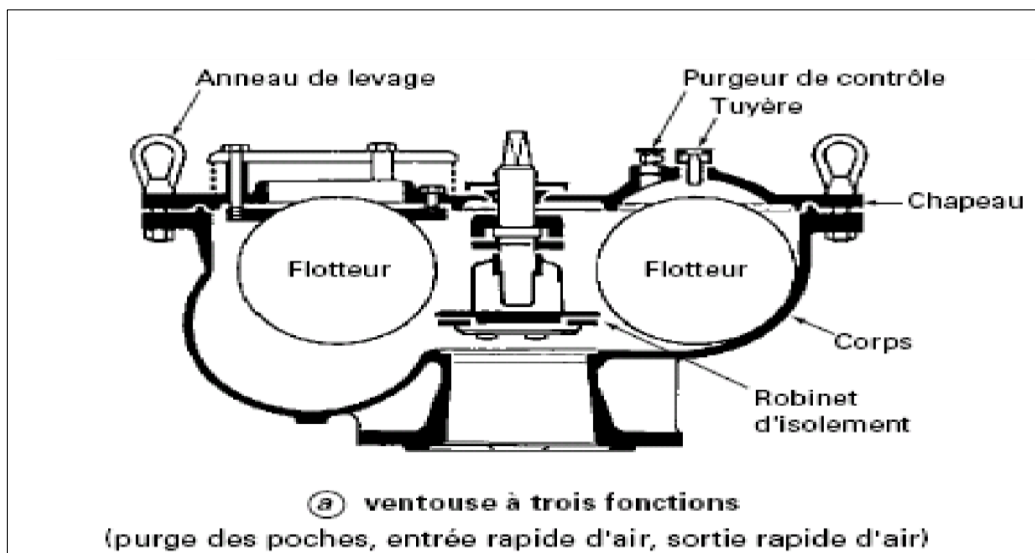


Figure VI.8 : Ventouse à trois fonctions.

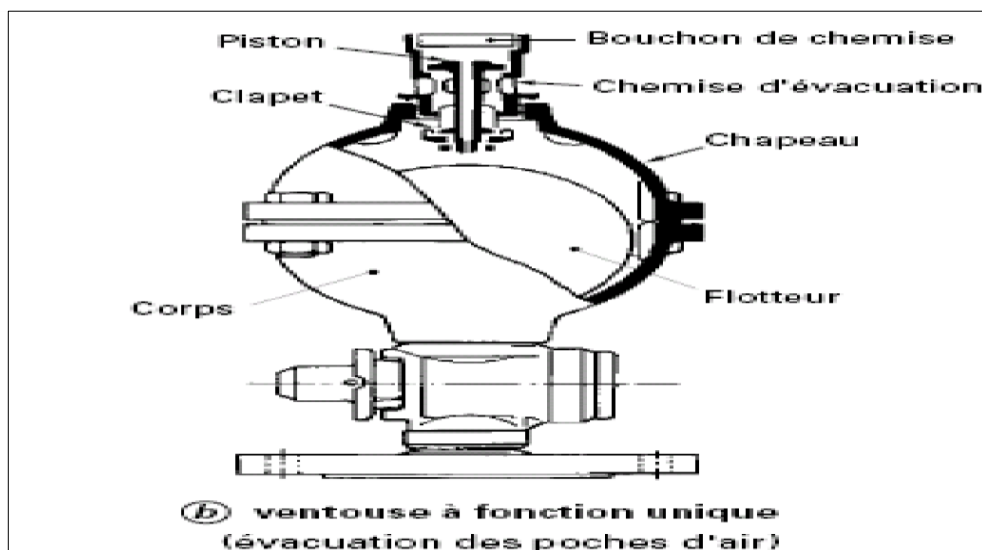


Figure VI.9 : Ventouse à une seule fonction.

#### VI.4.4.5. Cheminée d'équilibre :

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à l'axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'aménée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elle présente certains avantages, à savoir :

- ❖ Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien,
- ❖ La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

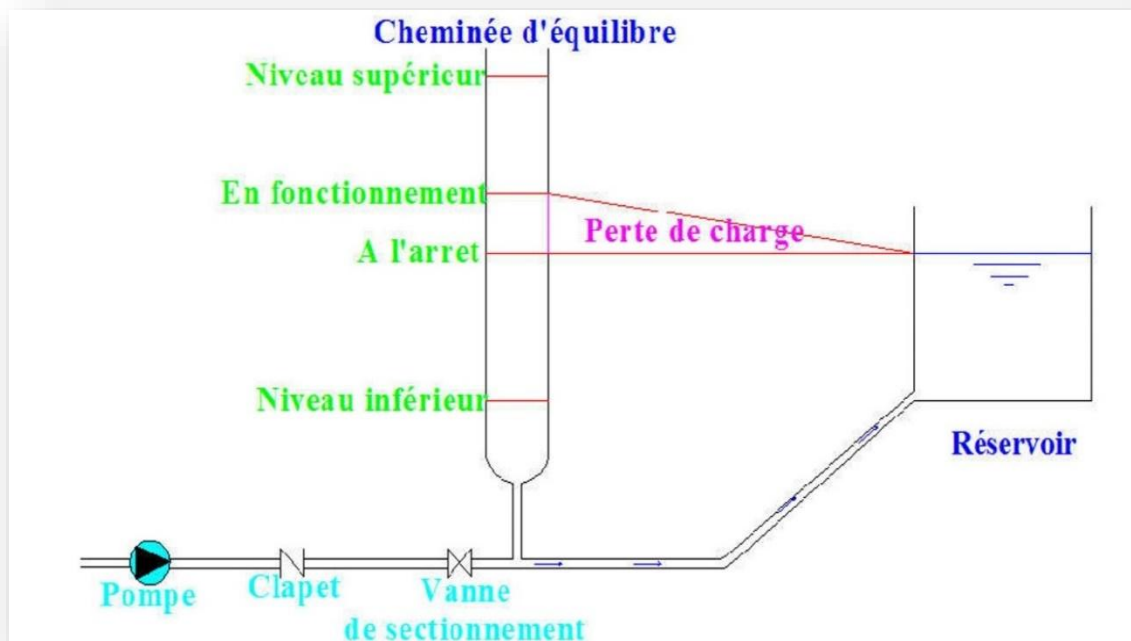


Figure VI.10 : Cheminée d'équilibre.

#### VI.4.4.6. Le réservoir d'air :

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés « accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier... etc. » Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites (à cause des fuites) d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air. Ce dispositif est très simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Suite à une disjonction, le clapet se ferme et à ce moment-là, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite ; ainsi, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, et ainsi de suite. [19]

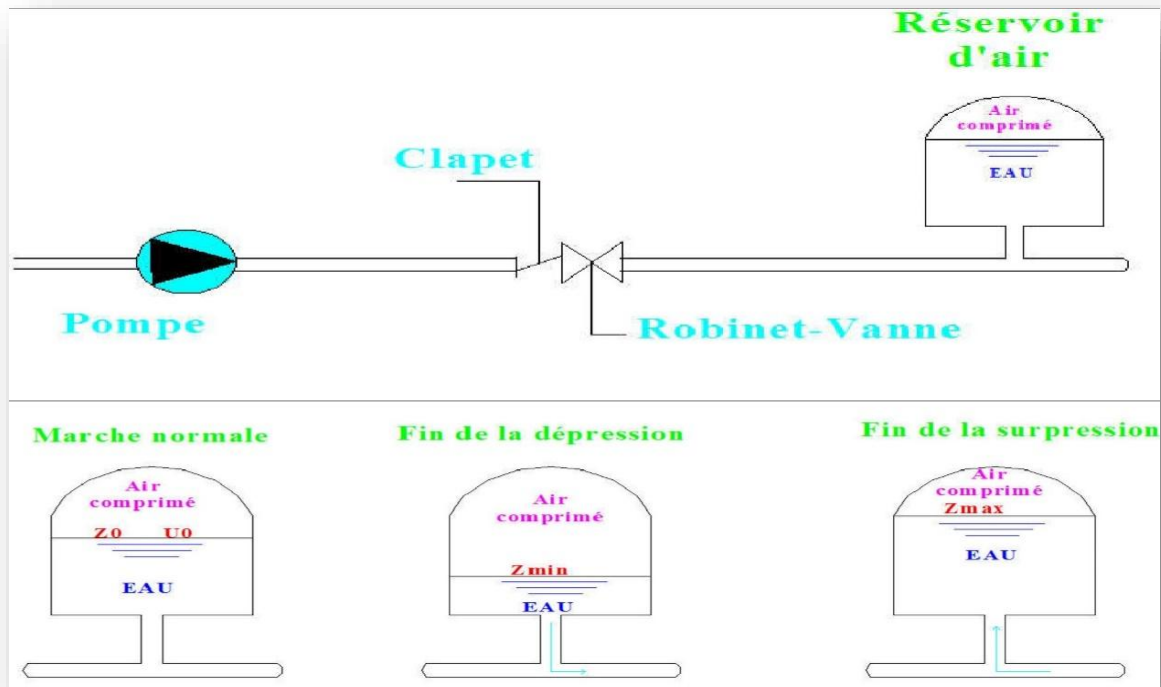


Figure VI.11 : Réservoir d'air.

#### IV.5. Étude du coup de bélier :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier si ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de fonctionnement admissible. Si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti-bélier. [6]

##### ✚ La valeur du coup de bélier :

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + Kc \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Épaisseur de la conduite (m) ;

Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Les valeurs du coefficient Kc en fonction des matériaux constituant la canalisation sont données dans le tableau (VI.2).

**Tableau VI.2:** Les valeurs du coefficient Kc.

Matériaux	Kc
Fonte ductile	0,6
Acier	0,5
PVC	33
Amiante ciment	4
PEHD	83
PEBD	500
Béton	5
Plomb	5

### ✚ 1<sup>er</sup> Cas : Fermeture brusque :

Dans le cas où la fermeture est brusque, le temps de fermeture est :

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

Avec :

L : Longueur de la conduite ;

a : La célérité de l'onde (m/s).

- La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

B : La valeur du coup de bélier (m) ;

a : La célérité de l'onde (m/s) ;

$v_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ).

- La valeur maximale de la surpression sera :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI.4})$$

- La valeur maximale de la dépression sera :

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

Où :

$H_0$  : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

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

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement ;

10 : Pression atmosphérique ;

### ✚ 2<sup>ème</sup> Cas : Fermeture lente :

Dans le cas où la fermeture est lente, le temps de fermeture est :

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

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

$$B = 2 \times L \times \frac{V_0}{g \times T_0} \quad (\text{VI.8})$$

## VI.6. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons :

### VI.6.1. Tronçon gravitaire (Point de Piquage-SP) :

Les données nécessaires pour ce tronçon sont :

- $Q = 0,163 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{int} = 384,4 \text{ mm}$
- $L = 2286 \text{ m}$
- $e = 7,8 \text{ mm}$
- $H_g = 98 \text{ m}$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon point de piquage-SP) sont représentées dans le tableau (VI.) ci-dessous :

**Tableau VI.3 :** Les valeurs du coup de bélier pour le tronçon (PP-SP).

DN (mm)	e (mm)	$V_0$ (m/s)	a (m/s)	B (m)	$H_0$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PN (m)
400	7.8	1.29	1121.89	147.53	108	255.53	-39.53	400

### VI.6.2. Tronçon gravitaire (R1-R2) :

Les données nécessaires pour ce tronçon sont :

- $Q = 0,059 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{int} = 257,8 \text{ mm}$
- $L = 257 \text{ m}$
- $e = 28,6 \text{ mm}$
- $H_g = 32 \text{ m}$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon (R1-R2) sont représentées dans le tableau (VI.4) ci-dessous :

**Tableau VI.4 :** Les valeurs du coup de bélier pour le tronçon (R1-R2).

DN (mm)	E (mm)	$V_0$ (m/s)	a (m/s)	B (m)	$H_0$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PN (m)
315	28.6	1.13	350.79	40.41	42	82.41	1.59	160

### VI.6.3. Tronçon de refoulement (SP-R1) :

Les données nécessaires pour ce tronçon sont :

- $Q = 0,099 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D_{int} = 327,4 \text{ mm}$
- $L = 973 \text{ m}$
- $e = 36,3 \text{ mm}$
- $H_g = 104 \text{ m}$

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon (SP-R1) sont représentées dans le tableau (VI.5) ci-dessous :

**Tableau VI.5 :** Les valeurs du coup de bélier pour le tronçon (SP-R1).

DN (mm)	e (mm)	$V_0$ (m/s)	a (m/s)	B (m)	$H_0$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PN (m)
400	36.3	1.18	350.70	42.18	114	156.18	71.82	160

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les tronçons :(SP-R1), (R1-R2), ne dépassent pas la pression maximale de service en surpression, avec la valeur de dépression trouvée positive, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier. Le tronçon gravitaire (point de piquage-SP), la valeur de dépression trouvée est négative, dans ce cas on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

### VII.7. conclusion :

La protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, après l'avoir étudié, nous constatons que la valeur de surpression et de dépression dans les tronçons (SP-R1) , (R1-R2) vérifie la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection, et le tronçon gravitaire (point de piquage-SP), la dépression est négative, on propose des robinets vanne à fermeture lente, pour limiter et minimiser la dépression.

## **Chapitre VII : La distribution**

### VII.1. Introduction :

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable, après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit, en pression et la qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité.

Dans ce présent chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution pour la zone haute et basse de Souk El Had.

### VII.2. Classification des réseaux :

Les réseaux peuvent être classés selon les différents types pour alimentation des villes en eau potable sont les suivants [20] :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau étagé ;
- Réseau mixte.

#### VII.2.1. Réseau maillé :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées, cela permet l'alimentation en retour. En cas d'incident, on peut isoler le tronçon pour des réparations tout en assurant l'alimentation des abonnés en aval. (Voir figure VII.1)

#### VII.2.2. Réseau ramifié :

Il est appelé, car il possède une structure d'arbre. Pour ce type de réseau, à partir d'une conduite centrale, on met en relation plusieurs canalisations secondaires, tertiaires... etc jusqu'à chaque compteur individuel. De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau). (Voir figure VII.2)

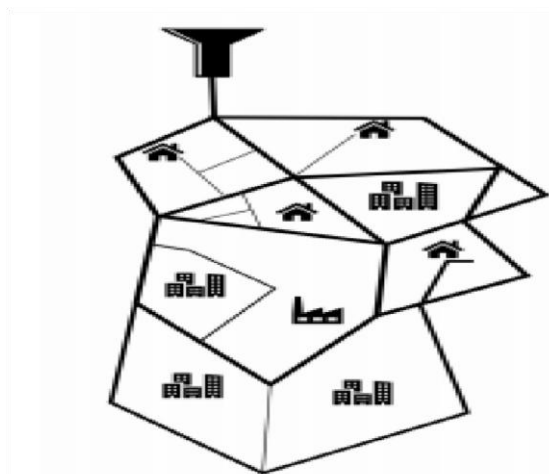


Figure VII.1 : Réseau maillé.

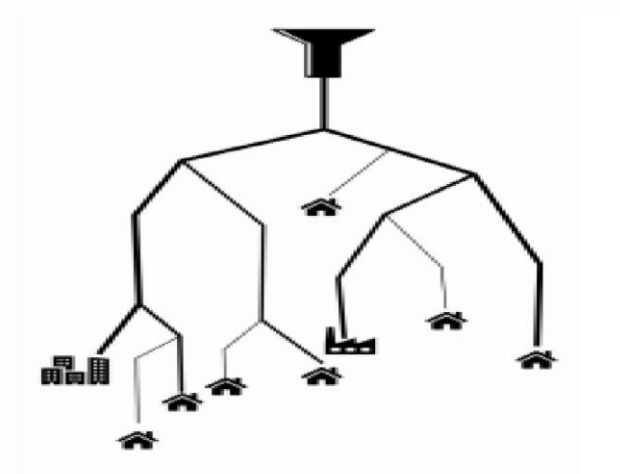


Figure VII.2 : Réseau ramifié.

### VII.2.3. Réseau étagé :

Lors d'un projet d'étude d'alimentation en eau potable d'une ville, il arrive que le réseau de distribution présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire permet de réguler la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

### VII.2.4. Réseau mixte :

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issue des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

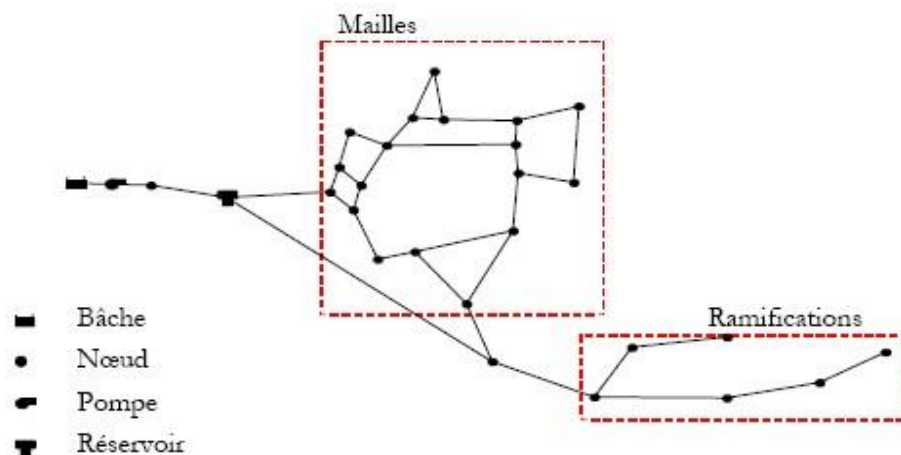


Figure VII.3 : Schéma d'un réseau mixte.

### VII.3. Choix du tracé :

Pour définir le tracé définitif, il est important de prendre en considération les préconisations suivantes [21]

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine...etc.) ;
- Éviter les fortes pentes ;
- 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.4. Choix du matériau des conduites de distribution:

Pour faire le choix du type de matériaux à utiliser, il faut prendre en considération les critères suivants [20]:

- La pression interne supportée par la canalisation ;
- La résistance à l'agressivité du sol ;
- La jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.) ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;
- Facilité de la mise en œuvre ;
- Le prix unitaire ;
- La durée de vie ;

- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- Coefficient de la rugosité très faible ;
- Réponds parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

### VII.5. Équipements du réseau de distribution :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

**Robinets Vannes :** Ils sont placés au niveau de chaque nœud. Ils permettent d'isoler les différents tronçons et de réguler les débits.

**Bouches ou poteaux d'incendies :** Ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 1 bar.

**Clapets :** Ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement.

**Ventouses :** Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour évacuer l'air contenu dans la conduite.

**Robinets de vidanges :** Ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

### VII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits spécifiques ;
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

#### VII.6.1. Détermination des débits :

##### VII.6.1.1. 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, il est donné par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{P_{\max,j}}{100} \times Q_{\max,j} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

$Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;

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

$P_{\max,j}$  : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe (%).

La répartition des débits de pointe des deux zones de distribution (zone haute et basse) est présentée dans le tableau (VII.1) suivant:

**Tableau VII.1** : Évaluation du débit de pointe par zone.

Zones	$Q_{\max,j}$ ( $m^3/j$ )	$p_{\max}$ (%)	$Q_p$ ( $m^3/h$ )	$Q_p$ (l/s)
<b>Zone haute (40%)</b>	3395.70	7.5	254.68	70.74
<b>Zone basse (60%)</b>	5093.54	7	356.55	99.04

#### VII.6.1.2. Débit spécifique :

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion du débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

$Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s) ;

$Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;

$\sum L$  : La somme des longueurs des tronçons du réseau.

**Tableau VII.2** : Évaluation du débit spécifique par zone.

Zone	Longueur (m)	$Q_p$ ( $m^3/h$ )	$Q_{sp}$ ( $m^3/h$ )	$Q_{sp}$ (l/s)
<b>Zone haute (40%)</b>	9201	70.74	0.027680	0.007688
<b>Zone basse (60%)</b>	11 645	99.04	0.030618	0.008505

#### VII.6.1.3. 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 :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

$Q_r$  : Débit en route (l/s) ;

$Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s) ;

$L_i$  : Longueur du tronçon.

#### VII.6.1.4. Débit aux nœuds :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = \sum Q_c + 0.5 \times \sum Q_r \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

$Q_n$  : Débit au nœud (l/s) ;

$\sum Q_r$  : la somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s) ;

$\sum Q_c$  : La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

**VII.7. Calcul des débits en route et aux nœuds pour la zone haute et basse :**

Le réseau de distribution du *Souk El Had* prend une ossature mixte, les débits en route et aux nœuds pour la zone haute sont illustrés dans le tableau (VII.3) et pour la zone basse sont illustrés dans le tableau (VII.4) ci-après :

**Tableau VII.3 : Les débits en route et aux nœuds (Zone haute).**

N° du nœud	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur du tronçon (m)	$Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
R1-1200	R1-1200	N-1	270	0	0
N-1	N-1	N-2	6	0,046128	2,648516
	N-1	N-11	683	5,250904	
	N-1	R1-1200	270	0	
N-2	N-2	N-3	90	0,69192	0,599664
	N-2	N-4	60	0,46128	
	N-2	N-1	6	0,046128	
N-3	N-3	N-2	90	0,69192	0,34596
N-4	N-4	N-5	89	0,684232	0,699608
	N-4	N-6	33	0,253704	
	N-4	N-2	60	0,46128	
N-5	N-5	N-4	89	0,684232	0,342116
N-6	N-6	N-7	104	0,799552	0,5766
	N-6	N-8	13	0,099944	
	N-6	N-4	33	0,253704	
N-7	N-7	N-6	104	0,799552	0,399776
N-8	N-8	N-9	58	0,445904	0,991752
	N-8	N-10	187	1,437656	
	N-8	N-6	13	0,099944	
N-9	N-9	N-8	58	0,445904	0,222952
N-10	N-10	N-8	187	1,437656	0,718828
N-11	N-11	N-12	19	0,146072	2,74846
	N-11	N-16	13	0,099944	
	N-11	N-1	683	5,250904	
N-12	N-12	N-13	33	0,253704	0,726516
	N-12	N-11	19	0,146072	
	N-12	N-15	137	1,053256	

N-13	N-13	N-14	195	1,49916	1,349244
	N-13	N-12	33	0,253704	
	N-13	N-15	123	0,945624	
N-14	N-14	N-15	26	0,199888	1,483784
	N-14	N-13	195	1,49916	
	N-14	N-28	165	1,26852	
N-15	N-15	N-13	123	0,945624	1,099384
	N-15	N-14	26	0,199888	
	N-15	N-12	137	1,053256	
N-16	N-16	N-17	83	0,638104	0,891808
	N-16	N-11	13	0,099944	
	N-16	N-55	136	1,045568	
N-17	N-17	N-18	75	0,5766	0,926404
	N-17	N-19	83	0,638104	
	N-17	N-16	83	0,638104	
N-18	N-18	N-17	75	0,5766	0,2883
N-19	N-19	N-17	83	0,638104	0,957156
	N-19	N-25	107	0,822616	
	N-19	N-20	59	0,453592	
N-20	N-20	N-21	76	0,584288	0,51894
	N-20	N-19	59	0,453592	
N21	N-21	N-22	16	0,123008	0,484344
	N-21	N-25	34	0,261392	
	N-21	N-20	76	0,584288	
N-22	N-22	N-23	74	0,568912	0,42284
	N-22	N-24	20	0,15376	
	N-22	N-21	16	0,123008	
N-23	N-23	N-22	74	0,568912	0,284456
N-24	N-24	N-22	20	0,15376	0,07688
N-25	N-25	N-19	107	0,822616	0,726516
	N-25	N-26	48	0,369024	
	N-25	N-21	34	0,261392	
N-26	N-26	N-27	13	0,099944	0,714984
	N-26	N-32	39	0,299832	
	N-26	N-25	48	0,369024	
	N-26	N-31	86	0,661168	
N-27	N-27	N-28	34	0,261392	0,680388
	N-27	N-26	13	0,099944	
	N-27	N-29	130	0,99944	
N-28	N-28	N-14	165	1,26852	1,437656
	N-28	N-29	175	1,3454	
	N-28	N-27	34	0,261392	

N-29	N-29	N-27	130	0,99944	1,406904
	N-29	N-30	61	0,468968	
	N-29	N-28	175	1,3454	
N-30	N-30	N-31	54	0,415152	0,591976
	N-30	N-29	61	0,468968	
	N-30	N-38	39	0,299832	
N-31	N-31	N-26	86	0,661168	0,895652
	N-31	N-32	93	0,714984	
	N-31	N-30	54	0,415152	
N-32	N-32	N-33	32	0,246016	0,630416
	N-32	N-26	39	0,299832	
	N-32	N-31	93	0,714984	
N-33	N-33	N-34	29	0,222952	0,926404
	N-33	N-38	180	1,38384	
	N-33	N-32	32	0,246016	
N-34	N-34	N-33	29	0,222952	0,98022
	N-34	N-37	175	1,3454	
	N-34	N-35	51	0,392088	
N-35	N-35	N-36	130	0,99944	1,495316
	N-35	N-34	51	0,392088	
	N-35	N-46	208	1,599104	
N-36	N-36	N-37	34	0,261392	1,030192
	N-36	N-43	16	0,123008	
	N-36	N-35	130	0,99944	
	N-36	N-42	88	0,676544	
N-37	N-37	N-34	175	1,3454	0,895652
	N-37	N-38	24	0,184512	
	N-37	N-36	34	0,261392	
N-38	N-38	N-33	180	1,38384	0,972532
	N-38	N-30	39	0,299832	
	N-38	N-39	10	0,07688	
	N-38	N-37	24	0,184512	
N-39	N-39	N-40	238	1,829744	1,264676
	N-39	N-38	10	0,07688	
	N-39	N-41	81	0,622728	
N-40	N-40	N-41	264	2,029632	1,929688
	N-40	N-39	238	1,829744	
N-41	N-41	N-39	81	0,622728	1,464564
	N-41	N-42	36	0,276768	
	N-41	N-40	264	2,029632	

N-42	N-42	N-36	88	0,676544	1,060944
	N-42	N-41	36	0,276768	
	N-42	N-62	152	1,168576	
N-43	N-43	N-44	100	0,7688	0,995596
	N-43	N-45	143	1,099384	
	N-43	N-36	16	0,123008	
N-44	N-44	N-43	100	0,7688	0,3844
N-45	N-45	N-46	143	1,099384	1,687516
	N-45	N-62	98	0,753424	
	N-45	N-43	143	1,099384	
	N-45	N-61	55	0,42284	
N-46	N-46	N-35	208	1,599104	1,622168
	N-46	N-47	71	0,545848	
	N-46	N-45	143	1,099384	
N-47	N-47	N-46	71	0,545848	1,010972
	N-47	N-65	119	0,914872	
	N-47	N-48	73	0,561224	
N-48	N-48	N-49	120	0,92256	1,180108
	N-48	N-47	73	0,561224	
	N-48	N-60	114	0,876432	
N-49	N-49	N-50	99	0,761112	1,241612
	N-49	N-57	104	0,799552	
	N-49	N-48	120	0,92256	
N-50	N-50	N-51	84	0,645792	1,395372
	N-50	N-52	180	1,38384	
	N-50	N-49	99	0,761112	
N-51	N-51	N-50	84	0,645792	0,322896
N-52	N-52	N-53	5	0,03844	1,13398
	N-52	N-55	110	0,84568	
	N-52	N-50	180	1,38384	
N-53	N-53	N-54	193	1,483784	1,587572
	N-53	N-52	5	0,03844	
	N-53	N-54	215	1,65292	
N-54	N-54	N-53	215	1,65292	1,568352
	N-54	N-53	193	1,483784	
N-55	N-55	N-56	120	0,92256	1,406904
	N-55	N-16	136	1,045568	
	N-55	N-52	110	0,84568	
N-56	N-56	N-55	120	0,92256	0,46128
N-57	N-57	N-58	307	2,360216	3,244336
	N-57	N-49	104	0,799552	
	N-57	N-58	433	3,328904	

N-58	N-58	N-57	433	3,328904	3,148236
	N-58	N-59	79	0,607352	
	N-58	N-57	307	2,360216	
N-59	N-59	N-60	107	0,822616	1,568352
	N-59	N-58	79	0,607352	
	N-59	N-64	222	1,706736	
N-60	N-60	N-48	114	0,876432	1,391528
	N-60	N-65	141	1,084008	
	N-60	N-59	107	0,822616	
N-61	N-61	N-45	55	0,42284	0,957156
	N-61	N-63	109	0,837992	
	N-61	N-65	85	0,65348	
N-62	N-62	N-42	152	1,168576	1,203172
	N-62	N-63	63	0,484344	
	N-62	N-45	98	0,753424	
N-63	N-63	N-61	109	0,837992	0,937936
	N-63	N-64	72	0,553536	
	N-63	N-62	63	0,484344	
N-64	N-64	N-59	222	1,706736	1,591416
	N-64	N-65	120	0,92256	
	N-64	N-63	72	0,553536	
N-65	N-65	N-61	85	0,65348	1,78746
	N-65	N-47	119	0,914872	
	N-65	N-60	141	1,084008	
	N-65	N-64	120	0,92256	

**Tableau VII.4 :** Les débits en route et aux nœuds (Zone basse).

N° du nœud	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Longueur du tronçon (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R2-1300	R2-1300	N-66	273	0	0
N-66	N-66	N-67	156	1,32678	1,692495
	N-66	N-74	242	2,05821	
	N-66	R2-1300	273	0	
N-67	N-67	N-68	299	2,542995	2,4792075
	N-67	N-69	128	1,08864	
	N-67	N-66	156	1,32678	
N-68	N-68	N-67	299	2,542995	1,2714975

N-69	N-69	N-70	101	0,859005	1,2119625
	N-69	N-71	56	0,47628	
	N-69	N-67	128	1,08864	
N-70	N-70	N-69	101	0,859005	0,4295025
N-71	N-71	N-72	38	0,32319	1,080135
	N-71	N-73	160	1,3608	
	N-71	N-69	56	0,47628	
N-72	N-72	N-71	38	0,32319	0,161595
N-73	N-73	N-71	160	1,3608	0,6804
N-74	N-74	N-75	190	1,61595	1,8583425
	N-74	N-76	5	0,042525	
	N-74	N-66	242	2,05821	
N-75	N-75	N-74	190	1,61595	0,807975
N-76	N-76	N-77	185	1,573425	2,10924
	N-76	N-78	306	2,60253	
	N-76	N-74	5	0,042525	
N-77	N-77	N-76	185	1,573425	0,7867125
N-78	N-78	N-79	11	0,093555	1,607445
	N-78	N-76	306	2,60253	
	N-78	N-85	61	0,518805	
N-79	N-79	N-80	88	0,74844	0,66339
	N-79	N-81	57	0,484785	
	N-79	N-78	11	0,093555	
N-80	N-80	N-79	88	0,74844	0,37422
N-81	N-81	N-82	50	0,42525	0,8717625
	N-81	N-86	98	0,83349	
	N-81	N-79	57	0,484785	
N-82	N-82	N-83	51	0,433755	0,501795
	N-82	N-84	17	0,144585	
	N-82	N-81	50	0,42525	
N-83	N-83	N-82	51	0,433755	0,2168775
N-84	N-84	N-85	69	0,586845	0,518805
	N-84	N-82	17	0,144585	
	N-84	N-86	36	0,30618	
N-85	N-85	N-78	61	0,518805	0,6506325
	N-85	N-87	23	0,195615	
	N-85	N-84	69	0,586845	
N-86	N-86	N-84	36	0,30618	2,12625
	N-86	N-81	98	0,83349	
	N-86	N-132	141	1,199205	
	N-86	N-144	225	1,913625	

N-87	N-87	N-88	123	1,046115	1,063125
	N-87	N-89	104	0,88452	
	N-87	N-85	23	0,195615	
N-88	N-88	N-87	123	1,046115	0,5230575
N-89	N-89	N-90	3	0,025515	0,4805325
	N-89	N-87	104	0,88452	
	N-89	N-127	6	0,05103	
N-90	N-90	N-93	140	1,1907	1,216215
	N-90	N-89	3	0,025515	
	N-90	N-95	143	1,216215	
N-93	N-93	N-90	140	1,1907	0,59535
N-95	N-95	N-96	57	0,484785	1,5861825
	N-95	N-97	173	1,471365	
	N-95	N-90	143	1,216215	
N-96	N-96	N-95	57	0,484785	0,2423925
N-97	N-97	N-98	8	0,06804	0,9312975
	N-97	N-101	38	0,32319	
	N-97	N-95	173	1,471365	
N-98	N-98	N-99	111	0,944055	1,2970125
	N-98	N-100	186	1,58193	
	N-98	N-97	8	0,06804	
N-99	N-99	N-98	111	0,944055	0,4720275
N-100	N-100	N-98	186	1,58193	0,790965
N-101	N-101	N-102	145	1,233225	0,98658
	N-101	N-97	38	0,32319	
	N-101	N-106	49	0,416745	
N-102	N-102	N-103	88	0,74844	1,9944225
	N-102	N-101	145	1,233225	
	N-102	N-167	236	2,00718	
N-103	N-103	N-102	88	0,74844	1,1949525
	N-103	N-110	92	0,78246	
	N-103	N-104	101	0,859005	
N-104	N-104	N-105	42	0,35721	1,1439225
	N-104	N-106	126	1,07163	
	N-104	N-103	101	0,859005	
N-105	N-105	N-104	42	0,35721	0,178605
N-106	N-106	N-101	49	0,416745	1,1949525
	N-106	N-107	106	0,90153	
	N-106	N-104	126	1,07163	

107	N-107	N-108	155	1,318275	1,3735575
	N-107	N-106	106	0,90153	
	N-107	N-124	62	0,52731	
108	N-108	N-109	102	0,86751	1,3480425
	N-108	N-107	155	1,318275	
	N-108	N-121	60	0,5103	
109	N-109	N-110	115	0,978075	1,2970125
	N-109	N-108	102	0,86751	
	N-109	N-118	88	0,74844	
110	N-110	N-103	92	0,78246	1,063125
	N-110	N111	43	0,365715	
	N-110	N-109	115	0,978075	
111	N-111	N-112	144	1,22472	1,6202025
	N-111	N-115	194	1,64997	
	N-111	N-110	43	0,365715	
N-112	N-112	N-113	89	0,756945	1,828575
	N-112	N-114	179	1,522395	
	N-112	N-111	144	1,22472	
	N-112	N-165	18	0,15309	
N-113	N-113	N-112	89	0,756945	0,3784725
N-114	N-114	N-112	179	1,522395	0,7611975
N-115	N-115	N-116	14	0,11907	1,0928925
	N-115	N-164	49	0,416745	
	N-115	N-111	194	1,64997	
N-116	N-116	N-117	63	0,535815	0,535815
	N-116	N-115	14	0,11907	
	N-116	N-157	49	0,416745	
N-117	N-117	N-118	46	0,39123	0,6506325
	N-117	N-160	44	0,37422	
	N-117	N-116	63	0,535815	
N-118	N-118	N-109	88	0,74844	0,7526925
	N-118	N-119	43	0,365715	
	N-118	N-117	46	0,39123	
N-119	N-119	N-120	60	0,5103	0,66339
	N-119	N-118	43	0,365715	
	N-119	N-161	53	0,450765	
N-120	N-120	N-121	48	0,40824	1,1524275
	N-120	N-123	163	1,386315	
	N-120	N-119	60	0,5103	

N-121	N-121	N-122	76	0,64638	0,78246
	N-121	N-108	60	0,5103	
	N-121	N-120	48	0,40824	
N-122	N-122	N-121	76	0,64638	0,32319
N-123	N-123	N-124	43	0,365715	1,2885075
	N-123	N-133	97	0,824985	
	N-123	N-120	163	1,386315	
N-124	N-124	N-125	60	0,5103	0,978075
	N-124	N-107	62	0,52731	
	N-124	N-126	65	0,552825	
	N-124	N-123	43	0,365715	
N-125	N-125	N-124	60	0,5103	0,25515
N-126	N-126	N-127	201	1,709505	1,420335
	N-126	N-124	65	0,552825	
	N-126	N-131	68	0,57834	
N-127	N-127	N-89	6	0,05103	1,07163
	N-127	N-128	45	0,382725	
	N-127	N-126	201	1,709505	
N-128	N-128	N-129	56	0,47628	0,5485725
	N-128	N-130	28	0,23814	
	N-128	N-127	45	0,382725	
N-129	N-129	N-128	56	0,47628	0,23814
N-130	N-130	N-131	100	0,8505	0,7867125
	N-130	N-132	57	0,484785	
	N-130	N-128	28	0,23814	
N-131	N-131	N-126	68	0,57834	1,07163
	N-131	N-130	100	0,8505	
	N-131	N-132	84	0,71442	
N-132	N-132	N-131	84	0,71442	1,199205
	N-132	N-86	141	1,199205	
	N-132	N-130	57	0,484785	
N-133	N-133	N-134	10	0,08505	0,64638
	N-133	N-123	97	0,824985	
	N-133	N-144	45	0,382725	
N-134	N-134	N-133	10	0,08505	0,5400675
	N-134	N-140	64	0,54432	
	N-134	N-135	53	0,450765	
N-135	N-135	N-136	53	0,450765	0,688905
	N-135	N-134	53	0,450765	
	N-135	N-138	56	0,47628	

N-136	N-136	N-137	16	0,13608	0,484785
	N-136	N-135	53	0,450765	
	N-136	N-143	45	0,382725	
N-137	N-137	N-136	16	0,13608	1,1184075
	N-137	N-142	234	1,99017	
	N-137	N-138	13	0,110565	
N-138	N-138	N-135	56	0,47628	0,654885
	N-138	N-139	85	0,722925	
	N-138	N-137	13	0,110565	
N-139	N-139	N-140	141	1,199205	1,4586075
	N-139	N-141	117	0,995085	
	N-139	N-138	85	0,722925	
N-140	N-140	N-139	141	1,199205	1,2119625
	N-140	N-134	64	0,54432	
	N-140	N-148	80	0,6804	
N-141	N-141	N-142	69	0,586845	1,0333575
	N-141	N-139	117	0,995085	
	N-141	N-149	57	0,484785	
N-142	N-142	N-137	234	1,99017	2,34738
	N-142	N-143	249	2,117745	
	N-142	N-141	69	0,586845	
N-143	N-143	N-136	45	0,382725	1,930635
	N-143	N-144	160	1,3608	
	N-143	N-142	249	2,117745	
N-144	N-144	N-133	45	0,382725	1,828575
	N-144	N-86	225	1,913625	
	N-144	N-143	160	1,3608	
N-145	N-145	N-148	241	2,049705	2,2155525
	N-145	N-168	264	2,24532	
	N-145	N-147	16	0,13608	
N-146	N-146	N-151	189	1,607445	1,0843875
	N-146	N-147	20	0,1701	
	N-146	N-152	46	0,39123	
N-147	N-147	N-148	257	2,185785	1,284255
	N-147	N-149	25	0,212625	
	N-147	N-146	20	0,1701	
N-148	N-148	N-140	80	0,6804	1,3650525
	N-148	N-145	241	2,049705	
N-149	N-149	N-141	57	0,484785	1,2459825
	N-149	N-150	211	1,794555	
	N-149	N-147	25	0,212625	

N-150	N-150	N-149	211	1,794555	0,8972775
N-151	N-151	N-146	189	1,607445	0,8037225
N-152	N-152	N-153	166	1,41183	1,05462
	N-152	N-154	39	0,331695	
	N-152	N-145	43	0,365715	
N-153	N-153	N-152	166	1,41183	0,705915
N-154	N-154	N-155	41	0,348705	0,7186725
	N-154	N-152	39	0,331695	
	N-154	N-157	89	0,756945	
N-155	N-155	N-156	36	0,30618	0,66339
	N-155	N-158	79	0,671895	
	N-155	N-154	41	0,348705	
N-156	N-156	N-157	102	0,86751	0,773955
	N-156	N-155	36	0,30618	
	N-156	N-158	44	0,37422	
N-157	N-157	N-154	89	0,756945	1,0206
	N-157	N-116	49	0,416745	
	N-157	N-156	102	0,86751	
N-158	N-158	N-156	44	0,37422	0,61236
	N-158	N-159	21	0,178605	
	N-158	N-155	79	0,671895	
N-159	N-159	N-158	21	0,178605	0,0893025
N-160	N-160	N-161	111	0,944055	0,8462475
	N-160	N-117	44	0,37422	
	N-160	N-163	44	0,37422	
N-161	N-161	N-119	53	0,450765	0,944055
	N-161	N-162	58	0,49329	
	N-161	N-160	111	0,944055	
N-162	N-162	N-163	93	0,790965	1,37781
	N-162	N-161	58	0,49329	
	N-162	N-163	173	1,471365	
N-163	N-163	N-160	44	0,37422	1,318275
	N-163	N-162	173	1,471365	
	N-163	N-162	93	0,790965	
N-164	N-164	N-115	49	0,416745	0,2083725
N-165	N-165	N-112	18	0,15309	0,586845
	N-165	N-166	120	1,0206	
N-166	N-166	N-167	20	0,1701	0,59535
	N-166	N-165	120	1,0206	

N-167	N-167	N-102	236	2,00718	1,08864
	N-167	N-166	20	0,1701	
N-168	N-168	N-145	264	2,24532	1,12266

## VII.8. Modélisation et simulation du réseau :

### VII.8.1. Description du logiciel Water CAD :

Water CAD est un logiciel de modélisation hydraulique créé par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers : architectes, ingénieurs, urbanistes, entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, opérateurs et techniciens de maintenance.

Le logiciel Water CAD peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

### VII.8.2. Les résultats de simulation avec Water CAD:

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), nous avons lancé la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres des conduits, afin de pouvoir calculer les vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5 – 1,5], tout en sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 160 m.c.e (16 bars), alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN16.

Les résultats de simulation au niveau des conduites obtenues pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau (VII.5) pour la zone haute et dans le tableau (VII.6) pour la zone basse.

**Figure VII.5 :** Les résultats de simulation au niveau des conduites pour la zone haute.

Conduite	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit transit (l/s)	Vitesse (m/s)
C-26	20	N-22	N-24	26	32	0,08	0,14
C-87	141	N-60	N-65	26	32	0,08	0,16
C-51	264	N-41	N-40	26	32	0,12	0,22
C-61	73	N-47	N-48	26	32	0,14	0,26
C-58	143	N-46	N-45	26	32	0,15	0,28
C-83	109	N-63	N-61	26	32	0,17	0,33
C-80	98	N-45	N-62	26	32	0,18	0,33
C-44	175	N-34	N-37	32,6	40	0,28	0,34
C-48	93	N-32	N-31	32,6	40	0,3	0,36
C-89	120	N-65	N-64	26	32	0,2	0,38
C-42	130	N-35	N-36	32,6	40	0,33	0,4
C-88	85	N-61	N-65	51,4	63	0,84	0,4

C-9	58	N-8	N-9	26	32	0,22	0,41
C-86	222	N-59	N-64	51,4	63	0,86	0,41
C-74	433	N-57	N-58	32,6	40	0,37	0,44
C-27	34	N-25	N-21	90	110	3,1	0,49
C-25	74	N-22	N-23	26	32	0,28	0,52
C-23	76	N-20	N-21	102,2	125	4,35	0,53
C-20	75	N-17	N-18	26	32	0,28	0,53
C-73	307	N-57	N-58	32,6	40	0,45	0,54
C-14	195	N-13	N-14	102,2	125	4,45	0,54
C-54	88	N-36	N-42	51,4	63	1,17	0,56
C-57	143	N-43	N-45	90	110	3,61	0,57
C-90	119	N-47	N-65	51,4	63	1,18	0,57
C-46	180	N-33	N-38	73,6	90	2,5	0,59
C-59	208	N-35	N-46	90	110	3,75	0,59
C-22	59	N-19	N-20	102,2	125	4,85	0,59
C-64	84	N-50	N-51	26	32	0,31	0,59
C-50	238	N-39	N-40	61,4	75	1,75	0,59
C-16	123	N-13	N-15	90	110	3,83	0,6
C-81	152	N-42	N-62	90	110	3,93	0,62
C-49	10	N-38	N-39	130,8	160	8,32	0,62
C-5	89	N-4	N-5	26	32	0,33	0,63
C-3	90	N-2	N-3	26	32	0,34	0,63
C-34	130	N-27	N-29	73,6	90	2,7	0,64
C-15	26	N-15	N-14	163,6	200	13,76	0,65
C-79	55	N-45	N-61	61,4	75	1,94	0,66
C-47	39	N-30	N-38	163,6	200	14,14	0,67
C-41	51	N-34	N-35	102,2	125	5,53	0,67
C-60	71	N-46	N-47	61,4	75	2,02	0,68
C-82	63	N-62	N-63	73,6	90	2,94	0,69
C-56	100	N-43	N-44	26	32	0,37	0,7
C-31	34	N-28	N-27	130,8	160	9,41	0,7
C-13	33	N-12	N-13	130,8	160	9,59	0,71
C-66	5	N-52	N-53	73,6	90	3,07	0,72
C-33	175	N-28	N-29	102,2	125	5,97	0,73
C-7	104	N-6	N-7	26	32	0,39	0,73
C-30	13	N-26	N-27	102,2	125	6,05	0,74
C-85	72	N-63	N-64	61,4	75	2,2	0,74
C-2	6	N-1	N-2	90	110	4,76	0,75
C-39	32	N-32	N-33	130,8	160	10,16	0,76
C-75	79	N-59	N-58	61,4	75	2,24	0,76
C-55	16	N-36	N-43	90	110	4,94	0,78
C-69	110	N-55	N-52	163,6	200	16,47	0,78
C-63	99	N-50	N-49	130,8	160	10,63	0,79
C-32	165	N-14	N-28	163,6	200	16,77	0,8

C-21	83	N-17	N-19	163,6	200	17,09	0,81
C-17	137	N-12	N-15	130,8	160	11	0,82
C-40	29	N-33	N-34	102,2	125	6,76	0,82
C-38	39	N-26	N-32	130,8	160	11,07	0,82
C-43	34	N-36	N-37	102,2	125	6,78	0,83
C-10	187	N-8	N-10	32,6	40	0,7	0,83
C-52	81	N-39	N-41	90	110	5,34	0,84
C-28	107	N-19	N-25	130,8	160	11,3	0,84
C-70	120	N-55	N-56	26	32	0,45	0,85
C-62	120	N-49	N-48	90	110	5,45	0,86
C-19	83	N-16	N-17	163,6	200	18,27	0,87
C-71	136	N-16	N-55	163,6	200	18,28	0,87
C-68	215	N-53	N-54	32,6	40	0,74	0,89
C-35	61	N-30	N-29	102,2	125	7,3	0,89
C-53	36	N-42	N-41	73,6	90	3,8	0,89
C-45	24	N-38	N-37	102,2	125	7,37	0,9
C-4	60	N-2	N-4	73,6	90	3,84	0,9
C-36	54	N-31	N-30	102,2	125	7,41	0,9
C-8	13	N-6	N-8	51,4	63	1,88	0,9
C-65	180	N-52	N-50	130,8	160	12,3	0,92
C-24	16	N-21	N-22	32,6	40	0,77	0,92
C-72	104	N-49	N-57	73,6	90	3,97	0,93
C-67	193	N-53	N-54	32,6	40	0,79	0,94
C-6	33	N-4	N-6	61,4	75	2,83	0,95
C-37	86	N-26	N-31	102,2	125	7,98	0,97
C-77	114	N-48	N-60	73,6	90	4,17	0,98
C-76	107	N-60	N-59	61,4	75	2,91	0,98
C-12	19	N-11	N-12	163,6	200	21,3	1,01
C-29	48	N-25	N-26	130,8	160	13,7	1,02
C-18	13	N-11	N-16	204,6	250	37,42	1,14
C-11	683	N-1	N-11	257,8	315	61,39	1,18
C-1	270	R-1200 Projeté	N-1	257,8	315	70,74	1,36

**Figure VII.6 :** Les résultats de simulation au niveau des conduites pour la zone basse.

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Débit transit (l/s)	Vitesse (m/s)
C-224	13	N-147	N-145	26	32	0	0
C-173	97	N-123	N-133	26	32	0,06	0,11
C-208	21	N-158	N-159	26	32	0,09	0,16
C-203	36	N-155	N-156	26	32	0,09	0,17
C-147	194	N-111	N-115	32,6	40	0,19	0,22
C-97	38	N-71	N-72	26	32	0,16	0,3

C-134	42	N-104	N-105	26	32	0,18	0,33
C-216	173	N-163	N-162	26	32	0,18	0,35
C-217	49	N-115	N-164	26	32	0,21	0,39
C-108	51	N-82	N-83	26	32	0,22	0,41
C-165	56	N-128	N-129	26	32	0,24	0,45
C-151	88	N-118	N-109	51,4	63	0,93	0,45
C-125	57	N-95	N-96	26	32	0,24	0,45
C-205	89	N-157	N-154	26	32	0,25	0,47
C-178	13	N-137	N-138	40,8	50	0,62	0,48
C-159	60	N-124	N-125	26	32	0,25	0,48
C-139	102	N-108	N-109	90	110	3,05	0,48
C-164	45	N-127	N-128	26	32	0,26	0,49
C-214	93	N-163	N-162	26	32	0,26	0,49
C-168	100	N-130	N-131	102,2	125	4,08	<b>0,5</b>
C-176	53	N-135	N-136	61,4	75	1,51	0,51
C-201	39	N-154	N-152	61,4	75	1,52	0,51
C-132	88	N-102	N-103	40,8	50	0,67	0,52
C-184	69	N-142	N-141	90	110	3,41	0,54
C-206	79	N-155	N-158	26	32	0,29	0,56
C-141	92	N-103	N-110	90	110	3,56	0,56
C-137	106	N-106	N-107	73,6	90	2,41	0,57
C-181	141	N-140	N-139	51,4	63	1,19	0,58
C-155	76	N-121	N-122	26	32	0,32	0,6
C-158	43	N-124	N-123	163,6	200	12,81	0,61
C-138	155	N-107	N-108	102,2	125	5,08	0,62
C-188	160	N-144	N-143	130,8	160	8,35	0,62
C-166	28	N-128	N-130	32,6	40	0,52	0,63
C-185	234	N-137	N-142	73,6	90	2,68	0,63
C-133	101	N-103	N-104	90	110	4,07	0,64
C-140	115	N-110	N-109	40,8	50	0,84	0,64
C-162	201	N-127	N-126	130,8	160	8,79	0,65
C-170	57	N-130	N-132	102,2	125	5,38	0,66
C-160	62	N-107	N-124	130,8	160	8,86	0,66
C-215	44	N-160	N-163	40,8	50	0,86	0,66
C-197	211	N-149	N-150	40,8	50	0,89	0,68
C-149	63	N-116	N-117	90	110	4,35	0,68
C-126	173	N-95	N-97	163,6	200	14,54	0,69
C-177	16	N-136	N-137	90	110	4,41	0,69
C-105	88	N-79	N-80	26	32	0,37	0,7
C-211	111	N-160	N-161	40,8	50	0,92	0,71
C-144	89	N-112	N-113	26	32	0,38	0,71
C-231	140	N-90	N-93	32,6	40	0,59	0,71
C-148	14	N-115	N-116	51,4	63	1,47	0,71
C-186	249	N-143	N-142	73,6	90	3,06	0,72

C-174	10	N-133	N-134	163,6	200	15,23	0,72
C-110	69	N-85	N-84	130,8	160	9,75	0,73
C-229	78	N-140	N-148	90	110	4,67	0,73
C-169	68	N-131	N-126	163,6	200	15,5	0,74
C-153	60	N-120	N-119	130,8	160	9,92	0,74
C-221	20	N-167	N-166	61,4	75	2,2	0,74
C-207	44	N-156	N-158	26	32	0,4	0,75
C-189	45	N-144	N-133	163,6	200	15,81	0,75
C-163	6	N-89	N-127	130,8	160	10,12	0,75
C-154	48	N-120	N-121	26	32	0,4	0,76
C-222	236	N-102	N-167	73,6	90	3,28	0,77
C-223	46	N-152	N-146	73,6	90	3,28	0,77
C-220	120	N-166	N-165	51,4	63	1,61	0,78
C-230	143	N-90	N-95	163,6	200	16,36	0,78
C-225	244	N-148	N-145	73,6	90	3,31	0,78
C-219	18	N-165	N-112	40,8	50	1,03	0,78
C-142	43	N-110	N-111	73,6	90	3,35	0,79
C-209	49	N-116	N-157	61,4	75	2,34	0,79
C-187	45	N-143	N-136	73,6	90	3,38	0,79
C-109	17	N-84	N-82	163,6	200	16,71	0,79
C-202	41	N-154	N-155	40,8	50	1,05	0,8
C-95	101	N-69	N-70	26	32	0,43	0,81
C-98	160	N-71	N-73	32,6	40	0,67	0,81
C-183	117	N-139	N-141	90	110	5,15	0,81
C-193	20	N-147	N-146	90	110	5,15	0,81
C-204	102	N-157	N-156	40,8	50	1,08	0,82
C-130	38	N-97	N-101	130,8	160	11,07	0,82
C-107	50	N-82	N-81	163,6	200	17,42	0,83
C-156	60	N-108	N-121	32,6	40	0,69	0,83
C-94	128	N-67	N-69	73,6	90	3,54	0,83
C-200	166	N-152	N-153	32,6	40	0,7	0,84
C-135	126	N-106	N-104	90	110	5,39	0,85
C-180	85	N-138	N-139	90	110	5,4	0,85
C-195	25	N-149	N-147	90	110	5,41	0,85
C-228	253	N-145	N-168	40,8	50	1,11	0,85
C-157	163	N-123	N-120	130,8	160	11,47	0,85
C-179	56	N-135	N-138	90	110	5,43	0,85
C-127	8	N-97	N-98	61,4	75	2,55	0,86
C-182	64	N-134	N-140	102,2	125	7,07	0,86
C-212	53	N-119	N-161	73,6	90	3,67	0,86
C-117	3	N-89	N-90	163,6	200	18,16	0,86
C-213	58	N-161	N-162	51,4	63	1,81	0,87
C-152	43	N-119	N-118	90	110	5,59	0,88
C-128	111	N-98	N-99	26	32	0,47	0,88

C-92	156	N-66	N-67	102,2	125	7,26	0,89
C-146	179	N-112	N-114	32,6	40	0,75	0,9
C-172	141	N-86	N-132	163,6	200	19,06	0,91
C-150	46	N-118	N-117	90	110	5,77	0,91
C-196	57	N-141	N-149	102,2	125	7,54	0,92
C-96	56	N-69	N-71	51,4	63	1,91	0,92
C-143	144	N-111	N-112	51,4	63	1,92	0,93
C-171	84	N-132	N-131	130,8	160	12,49	0,93
C-175	53	N-134	N-135	102,2	125	7,63	0,93
C-131	145	N-101	N-102	90	110	5,93	0,93
C-210	44	N-117	N-160	32,6	40	0,78	0,94
C-102	185	N-76	N-77	32,6	40	0,78	0,94
C-129	186	N-98	N-100	32,6	40	0,79	0,94
C-198	189	N-146	N-151	32,6	40	0,8	0,95
C-100	190	N-74	N-75	32,6	40	0,8	0,96
C-93	299	N-67	N-68	40,8	50	1,26	0,96
C-115	123	N-87	N-88	26	32	0,52	0,98
C-136	49	N-101	N-106	73,6	90	4,16	0,98
C-112	98	N-81	N-86	163,6	200	21,2	1,01
C-101	5	N-74	N-76	327,4	400	85,71	1,02
C-99	242	N-66	N-74	327,4	400	88,35	1,05
C-161	65	N-126	N-124	163,6	200	22,89	1,09
C-91	273	R-1300 Projeté	N-66	327,4	400	99,04	1,18
C-106	57	N-79	N-81	204,6	250	39,48	1,2
C-104	11	N-78	N-79	204,6	250	40,51	1,23
C-113	36	N-84	N-86	163,6	200	25,94	1,23
C-190	225	N-86	N-144	163,6	200	25,97	1,24
C-111	61	N-78	N-85	204,6	250	40,72	1,24
C-116	104	N-87	N-89	163,6	200	28,75	1,37
C-114	23	N-85	N-87	163,6	200	30,32	1,44
C-103	306	N-76	N-78	257,8	315	82,83	1,59

**Remarque :**

On utilise dans le présent réseau des diamètres allant de 32 à 400 mm en PEHD PN 16, la majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.

Les résultats de simulation (les pressions et les charges) au niveau des nœuds obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau (VII.7) pour la zone haute et dans le tableau (VII.8) pour la zone basse.

Tableau VII.7 : Les pressions et les charges au niveau des nœuds pour la zone haute.

Nœud	Elévation (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (mce)	Nœud	Elévation (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (mce)
N-1	86,68	140,54	53,75	N-33	96,56	135,77	39,13
N-2	86,7	140,5	53,69	N-34	99,68	135,58	35,83
N-3	87,9	138,47	50,47	N-35	104,86	135,35	30,43
N-4	74,97	139,79	64,69	N-36	103,24	134,39	31,09
N-5	83,15	137,83	54,57	N-37	99,28	134,62	35,27
N-6	69,56	139,26	69,56	N-38	96,81	134,8	37,92
N-7	75,35	136,21	60,74	N-39	97,05	134,77	37,65
N-8	67,73	139,02	71,15	N-40	87,13	133,15	45,93
N-9	68,07	138,41	70,2	N-41	99,64	134,12	34,41
N-10	65,45	133,82	68,23	N-42	99,69	133,71	33,95
N-11	73,3	137,7	64,27	N-43	104,6	134,28	29,62
N-12	72,5	137,6	64,97	N-44	107,57	131,59	23,97
N-13	71,85	137,47	65,49	N-45	90,87	133,72	42,77
N-14	76,69	136,87	60,06	N-46	78,06	134,48	56,3
N-15	75,99	136,94	60,82	N-47	76,69	133,85	57,04
N-16	74,82	137,63	62,69	N-48	73,28	134,19	60,79
N-17	79,17	137,29	58	N-49	67,59	135,18	67,46
N-18	82,05	136,05	53,89	N-50	68,76	135,63	66,74
N-19	83,45	136,99	53,43	N-51	74,37	133,94	59,45
N-20	89,87	136,78	46,81	N-52	68,91	136,7	67,65
N-21	90,34	136,55	46,12	N-53	69,23	136,66	67,3
N-22	92,02	136	43,89	N-54	73,21	129,95	56,62
N-23	91,55	134,81	43,17	N-55	70,26	137,07	66,68
N-24	93,72	135,97	42,16	N-56	65,94	132,51	66,44
N-25	87,46	136,45	48,89	N-57	75,91	133,89	57,86
N-26	89,32	136,1	46,68	N-58	96,63	129,98	33,28
N-27	87,44	136,17	48,63	N-59	89,78	130,83	40,96
N-28	81,73	136,29	54,45	N-60	79,37	132,64	53,17
N-29	87,73	135,37	47,54	N-61	88,75	133,28	44,44
N-30	95,09	134,9	39,73	N-62	98,98	133,01	33,96
N-31	92,83	135,32	42,41	N-63	99,53	132,56	32,96
N-32	93,18	135,91	42,64	N-64	100,65	131,82	31,11
				N-65	91,02	132,91	41,8

**Tableau VII.8** : Les pressions et les charges au niveau des nœuds pour la zone basse.

Nœud	Élévation (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (mce)	Nœud	Élévation (m)	Côte piézométrique (m)	Pression (mce)
N-66	60,38	104,15	43,68	N-119	51,36	97,45	45,99
N-67	47,93	102,97	54,93	N-120	50,62	97,69	46,97
N-68	71,69	94,8	23,06	N-121	49,33	96,17	46,75
N-69	48,12	101,68	53,45	N-122	49,89	94,6	44,62
N-70	61,8	98,14	36,26	N-123	49,01	98,54	49,43
N-71	48,03	100,62	52,48	N-124	47,79	98,63	50,74
N-72	54,55	100,38	45,74	N-125	48,65	97,81	49,06
N-73	46	96,41	50,31	N-126	46,4	99,04	52,53
N-74	45,03	103,53	58,39	N-127	43,73	99,69	55,84
N-75	43,99	96,72	52,63	N-128	43,98	99,04	54,94
N-76	44,96	103,52	58,45	N-129	44,15	98,35	54,09
N-77	43,76	97,16	53,29	N-130	44,31	99,51	55,09
N-78	43,72	101,3	57,47	N-131	45,34	99,25	53,8
N-79	43,89	101,24	57,23	N-132	44,87	99,76	54,78
N-80	43,6	98,84	55,12	N-133	59,71	98,47	38,68
N-81	45,72	100,91	55,08	N-134	60,38	98,44	37,98
N-82	45,49	100,73	55,12	N-135	66,5	98,01	31,44
N-83	44,18	100,2	55,91	N-136	70,5	97,73	27,18
N-84	45,62	100,67	54,94	N-137	71,32	97,64	26,27
N-85	43,67	100,93	57,15	N-138	70,8	97,54	26,69
N-86	46,66	100,38	53,61	N-139	66,9	96,85	29,89
N-87	43,65	100,69	56,93	N-140	63,38	97,98	34,53
N-88	39,37	94,61	55,13	N-141	69,5	95,97	26,42
N-89	43,73	99,71	55,87	N-142	72,14	96,21	24,03
N-90	43,79	99,7	55,79	N-143	69,15	98,14	28,94
N-93	39,7	96,79	56,97	N-144	57,79	98,61	40,74

N-95	44,54	99,22	54,57	N-145	60,62	95,31	34,62
N-96	43,63	98,5	54,76	N-146	58,57	95,16	36,52
N-97	45,05	98,75	53,59	N-147	60,21	95,31	35,03
N-98	44,67	98,64	53,86	N-148	60,26	97,49	37,16
N-99	43,07	94,05	50,88	N-149	62,3	95,51	33,15
N-100	46,79	92,19	45,31	N-150	64,64	92,42	27,73
N-101	45,16	98,56	53,3	N-151	61,84	88,46	26,57
N-102	47,08	97,16	49,97	N-152	55,84	94,75	38,83
N-103	47,1	96,38	49,18	N-153	58,95	90,04	31,03
N-104	47,16	96,87	49,61	N-154	55,04	94,55	39,43
N-105	47,8	96,56	48,67	N-155	55,62	93,74	38,04
N-106	45,57	97,9	52,22	N-156	55,66	93,66	37,92
N-107	46,74	98,43	51,59	N-157	53,8	95,75	41,86
N-108	48,4	97,82	49,32	N-158	56,6	92,32	35,64
N-109	49,71	97,53	47,72	N-159	56,74	92,27	35,46
N-110	48,91	96,03	47,02	N-160	52,62	95,15	42,44
N-111	49,84	95,63	45,7	N-161	52,31	96,88	44,48
N-112	49,93	92,88	42,86	N-162	54,74	95,88	41,06
N-113	48,29	90,41	42,04	N-163	53,12	94,53	41,33
N-114	53,87	87,12	33,18	N-164	55,57	95,67	40,02
N-115	55,37	96,14	40,69	N-165	49,96	93,22	43,18
N-116	54,15	96,3	42,07	N-166	50,33	94,88	44,46
N-117	52,39	96,65	44,17	N-167	50,83	95,09	44,17
N-118	51,75	97,07	45,23	N-168	58,21	89,77	31,5

**Remarque :**

Les pressions aux nœuds sont inférieures à 160 m.c.e, donc ils peuvent assurer une alimentation convenable de l'eau potable.

Après simulation on a fait le passage de Water CAD vers Epanet, peut se faire grâce à une passerelle d'importe de fichier INP, cette opération nous facilite la tâche à la répartition des débits dans les nœuds de consommations, la figure (VII.4) représente Le schéma du réseau de distribution de la ville de Souk El Had.

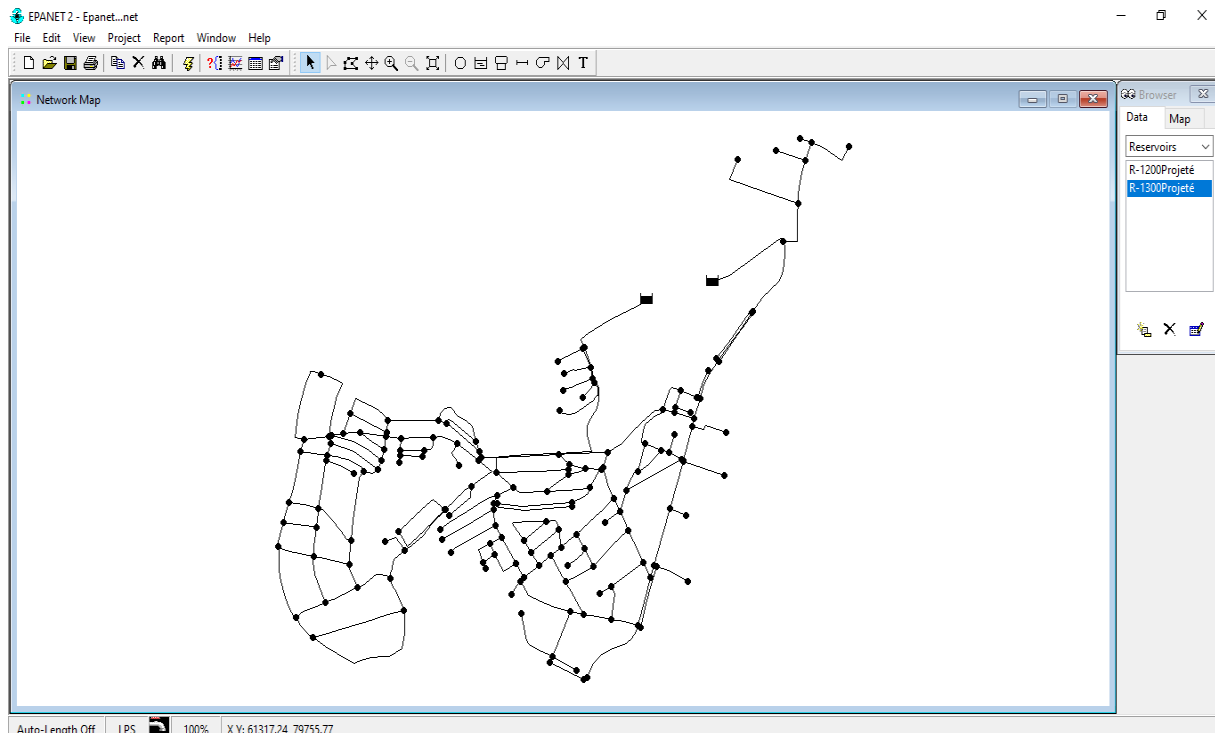


Figure (VII.4) : Schéma du réseau de distribution de la ville souk el had.

La figure (VII.5) représente les résultats de simulation sous Epanet de la zone haute.

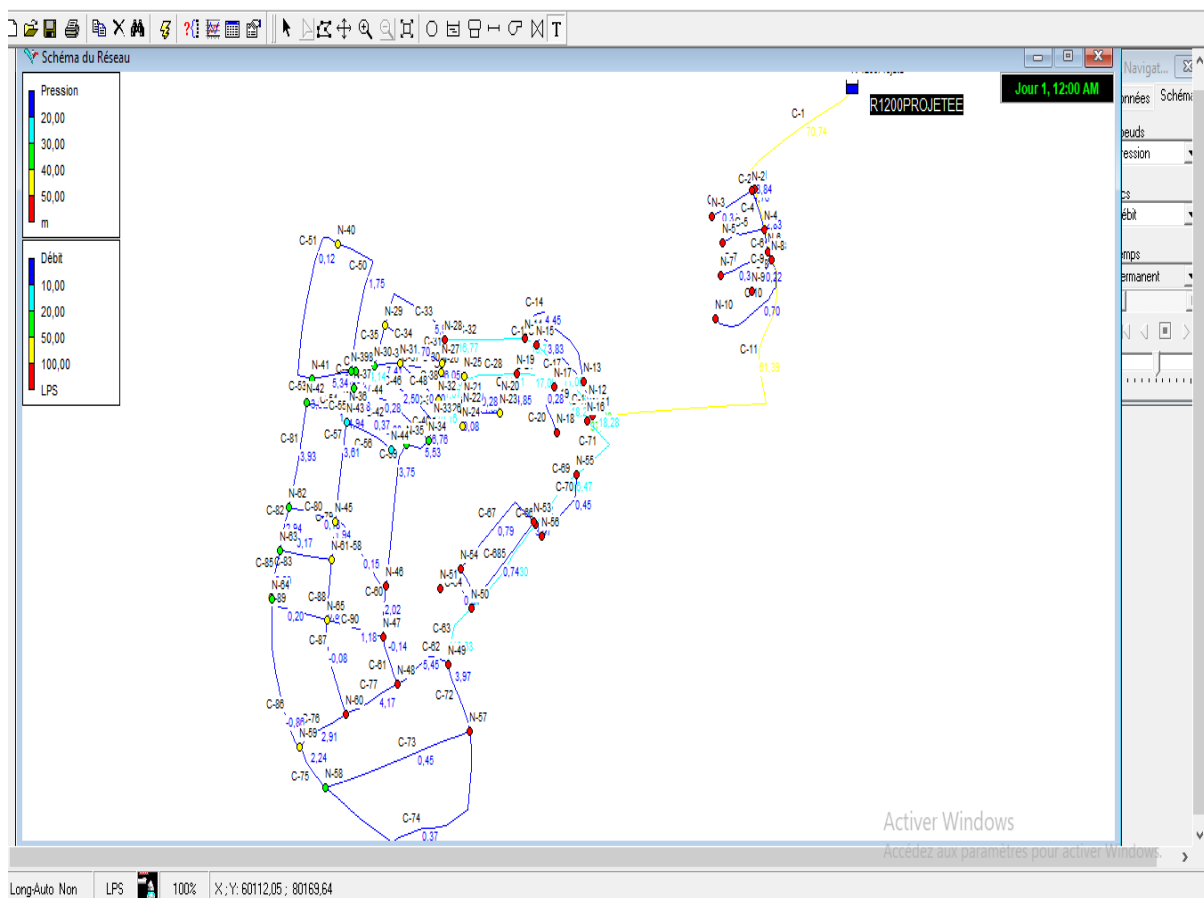
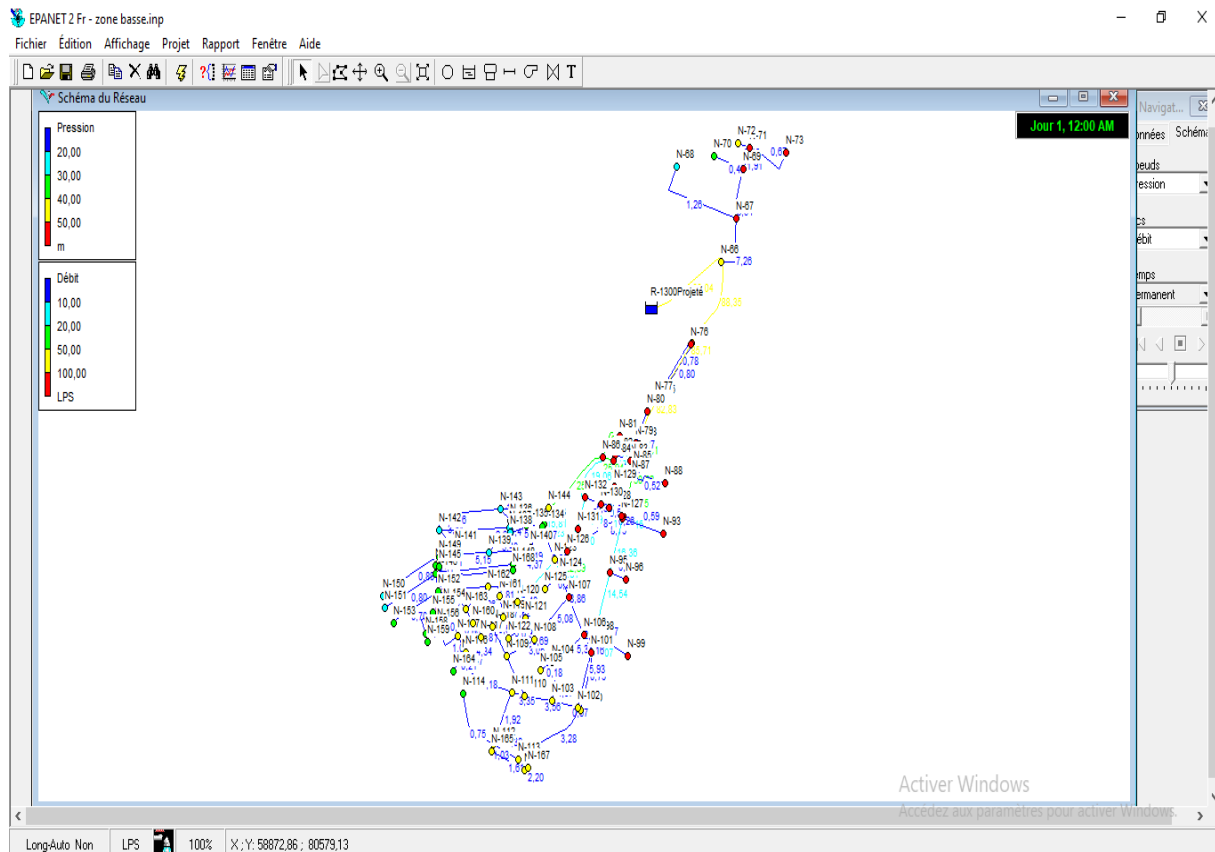


Figure (VII.5) : Résultats d'exécution de la simulation sous Epanet de la zone haute.

La figure (VII.6) ci-dessous représente les résultats de simulation sous Epanet de la zone basse.



**Figure (VII.6) :** Résultats d'exécution de la simulation sous Epanet de la zone basse.

### VII.9. Conclusion :

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable alimentant la ville de Souk El Had à partir de deux réservoirs.

La simulation de fonctionnement du réseau est effectuée avec logiciel Water CAD. Après la simulation et la séparation de réseau en deux sous réseau (pour la zone haute et la zone basse). Nous avons obtenu des vitesses et des pressions répondant aux valeurs comprises dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine, sur la plupart des cas dans ce réseau excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont inférieures à 0,5 m/s et autre supérieure à 1,5 et d'autre part des pressions acceptables ne dépassent pas 160 m.c.e.

## **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons réalisé une étude à contribution du renforcement de réseau d'alimentation en eau potable de la commune de *Souk El Had* (willaya de *Boumerdès*), pour objectif d'améliorer l'approvisionnement en eau potable.

Après avoir fait une estimation de la population de la commune de *Souk El Had*, nous avons constaté que la population sera de 22 435 habitants à l'horizon 2051. Quant aux besoins en eau, ils seront de 8489,232 m<sup>3</sup>/j. Tandis que la production fournit un débit de 1884 m<sup>3</sup> /j, cette différence représente un déficit de 6605,232 m<sup>3</sup>/j. Ce déficit sera comblé par un renforcement à partir du barrage de Taksebt (SPET) de *Tizi-Ouzou*.

Afin d'assurer le stockage de l'eau, nous avons proposé d'ajouter trois nouveaux réservoirs à côté des réservoirs existants, (R1200 m<sup>3</sup>) à la station centrale de *Souk El Had*, (R1200 m<sup>3</sup>) pour la zone haute, (R1000 m<sup>3</sup>) pour la zone basse.

En ce qui concerne le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons porté notre choix pour les tronçons gravitaires sur la fonte ductile de diamètre 400mm et PEHD (PN16) de diamètre 315mm, et pour la conduite de refoulement, on a choisi PEHD (PN16) de diamètre 400 mm, tout en tenant compte du côté technique et économique.

Ensuite, un choix des pompes a été effectué en se basant sur la détermination du point de fonctionnement et de l'énergie la plus économique. Afin de protéger les pompes du phénomène de cavitation, nous avons fait les calculs nécessaires. Ce choix a été établi à l'aide du logiciel de choix de pompe CAPRARI, ceci nous a conduits à l'adoption des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal du type PML 150/7F.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction. Pour la conduite de refoulement, après les calculs des surpressions et dépressions on a constaté que le tronçon ne risque pas de subir ce phénomène, ce qui ne nécessite pas un dispositif anti-bélier. Pour ce qui est des conduites gravitaires, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène.

Concernant le réseau de distribution qui prend une ossature mixte, à l'aide du logiciel Water CAD nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons et on a constaté que la plupart des vitesses sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s et les pressions ne dépasse pas les 160 m.c.e.

En fin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

**Références bibliographiques**

- [1] : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU) de la commune de *Souk El Had*.
- [2] : Références Web (Google Maps).
- [3] : Direction des ressources en eau (DRE) de la wilaya de Boumerdès.
- [4] : Algérienne Des Eaux (ADE) de la commune de *Souk El Had*.
- [5] : **ALIANE, A. et AMRIOUT, A** : diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de *Tinebder*, wilaya de *Bejaïa*. Mémoire de fin d'études, université de *Bejaïa*, juin 2016.
- [6] : **DUPONT, A** : « hydraulique urbaine » Tome II : ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux. Édition EYROLLES, 484 pages, 1979.
- [7] : **KACET, A et NAIT OUSLIMANE, S** : étude de renforcement du réseau d'AEP de centre *Bourached* et ses environs, wilaya d'*Ain Defla*, mémoire de fin d'études, université de *Bejaïa*, juin 2016.
- [8] : **VALIRON.F**, « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1 » Édition technique et documentation Lavoisier ,1994
- [9] : **CARLIER. M** : hydraulique générale et appliquée, Édition Eyrolles ,1972.
- [10] : **ZOUNGRANA.D** « cours d'approvisionnement en eau potable » – EIER - novembre 2003
- [11] : **BOUMERIDJA .M ; DJEDAOUN .F** : étude d'alimentation en eau potable des villages *Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait Khetal*, commune de *Beni Mauche* wilaya de *Bejaïa* promotion 2010.
- [12] : **BENDAHMANE .I ; OUBELAGHA.N** : renforcement de l'AEP de *Ouadhias et Taguemount El Djedid* à partir de *Takhoukht*, wilaya de *Tizi-Ouzou* .mémoire de fin d'études, université de *Bejaïa*, juin 2007.
- [13] : **DJOUKAM.J**, « Guide de conception des stations de pompage » juin 1999.
- [14] : **KHETTAOUI.M et ZAMOUM.S**, cours « Pompes et stations de pompage » .
- [15] : **JACQUES BONVIN**, « hydraulique urbaine » édition école d'ingénieries Canton de Vaud, version 2005.
- [16] : **BELAIDI B, AZIZI A** ; mémoire de fin d'études « alimentation en eau potable de la commune d'*Afir* wilaya de *Boumerdès* 2016.
- [17] : **M. TAMMAL**, « cours d'alimentation en eau potable » université Internationale de Casablanca.

[18] : **MEUNIER.M**, 1980, les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau, première Édition, Paris.

[19] : **BERREKSLA** « cours hydraulique 3 » Université Abderrahmane Mira de *Bejaia*, département d'Hydraulique.

[20] : **LEZOUL.B, CHEKAOUILL.K.** : « Alimentation en eau potable des six communes sud de la Wilaya de *Béjaia* et distribution du chef-lieu de *Tazmalt* ». Mémoire de fin d'études Master en hydraulique, Université de *Béjaia*, 2015.

[21] : **BRIERE .F.G** : distribution et collecte des eaux, édition presses internationales polytechnique, 2012.

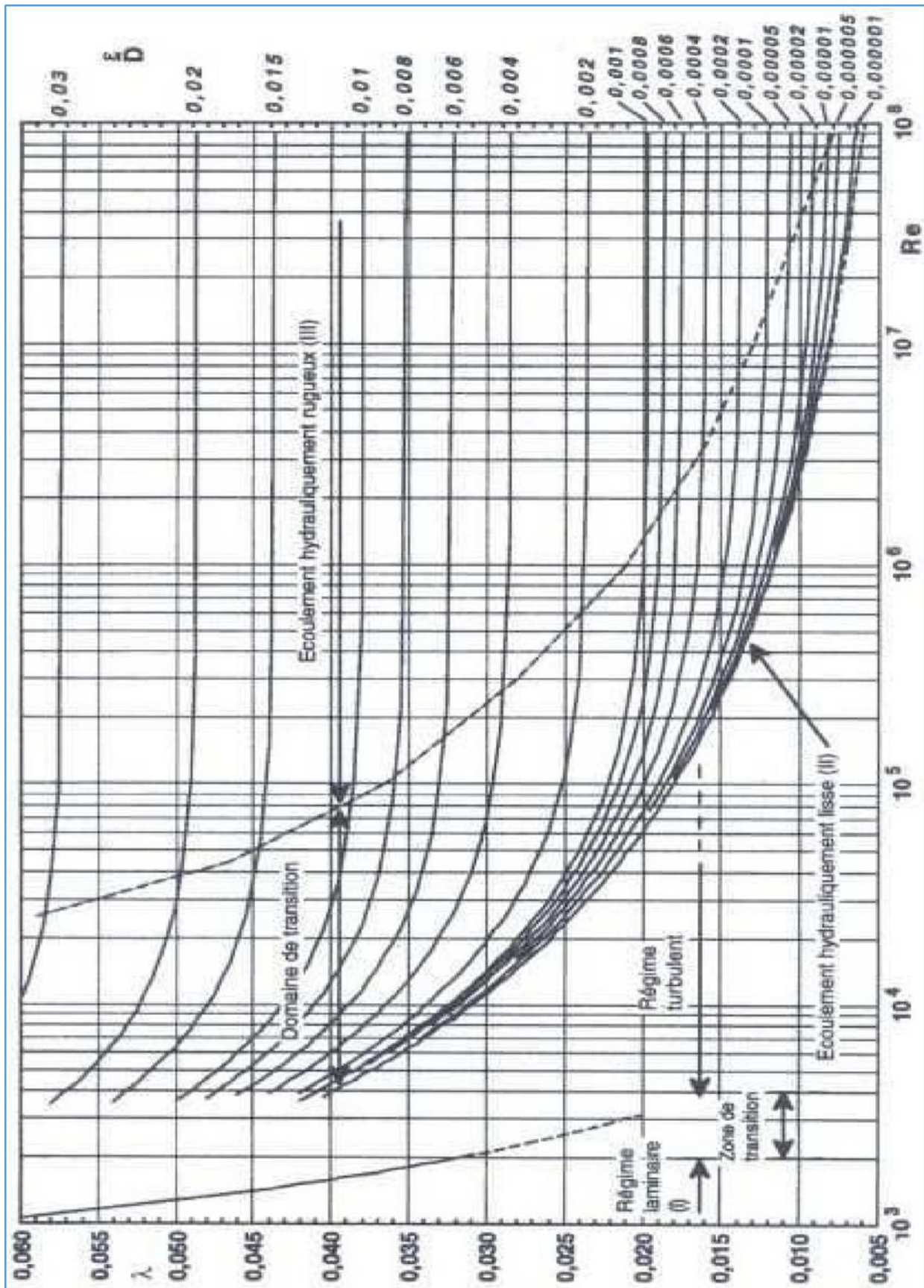
[22] : **AHSENE .L** : « Alimentation en eau potable de la commune de *Tizi N'Tleta* wilaya de *Tizi-Ouzou* à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune ». Mémoire de fin d'études, université de Bejaia 2015.



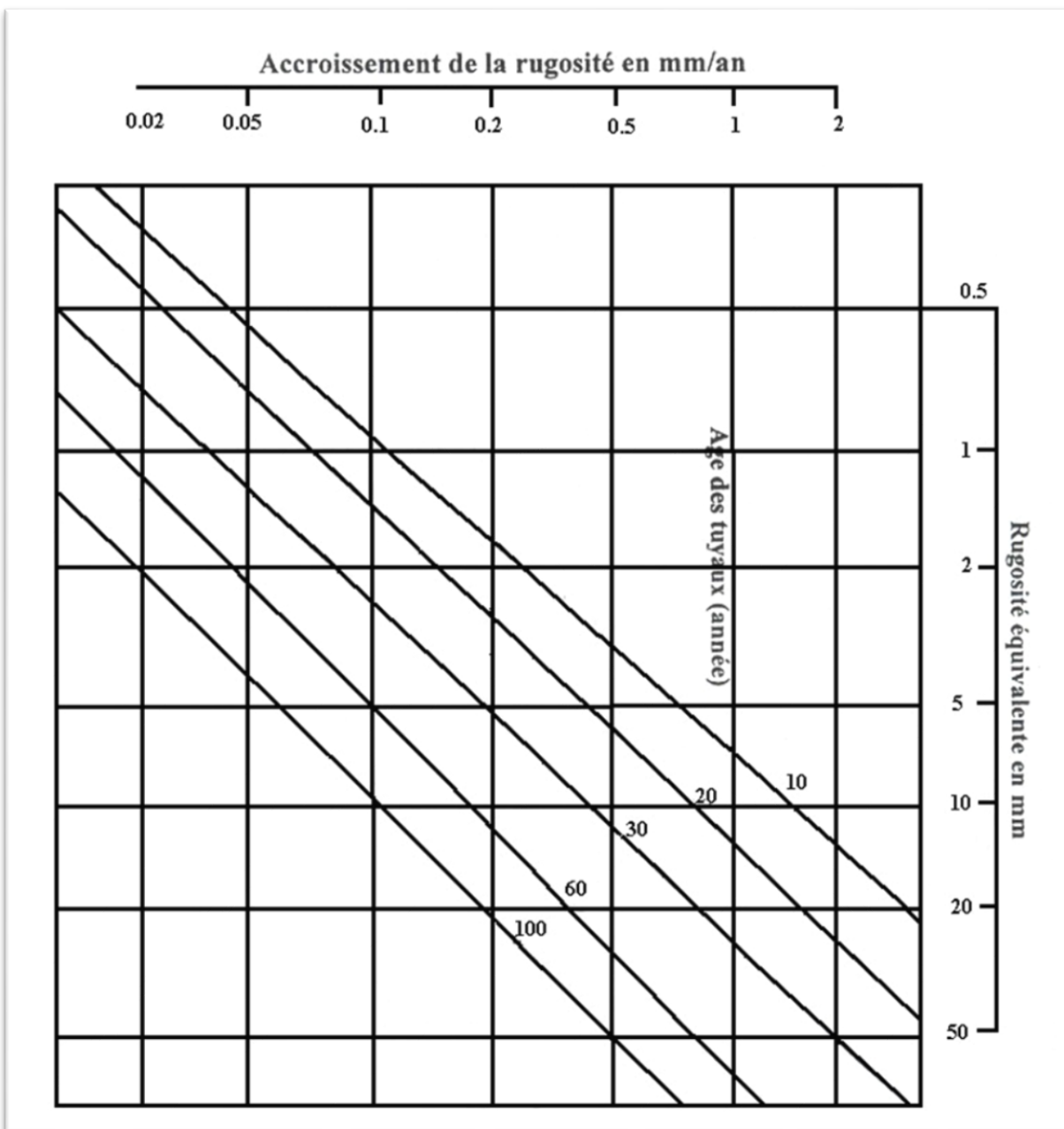
**Annexe IV.1 : La liste des diamètres normalisés du PEHD PN 16.**

Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre normalisé (mm)
16	2	20
20.4	2.3	25
26	3	32
32.60	3.7	40
40.80	4.6	50
51.40	5.8	63
61.4	6.8	75
73.60	8.2	90
90	10	110
102.2	11.4	125
130.80	14.6	160
163.60	18.2	200
204.60	22.7	250
257.80	28.6	315
327.4	36.3	400
409.2	45.4	500
515.6	57.2	630

Annexe IV.2 : Diagramme de MOODY.

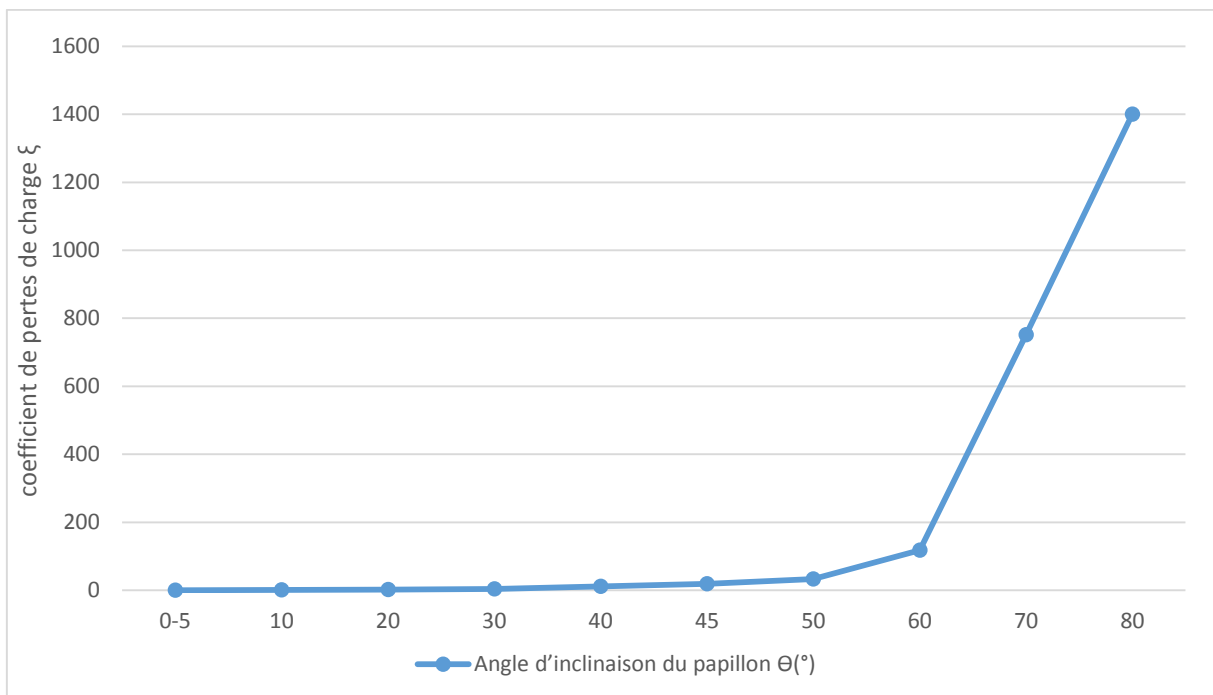


**Annexe IV.3 : L'abaque de PETER LAMON.**



**Annexe (IV.4) :** Evolution du coefficient d'ouverture  $\xi$  d'une vanne a papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison ( $\theta^\circ$ )	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne papillon en fonction de son degré de fermeture.



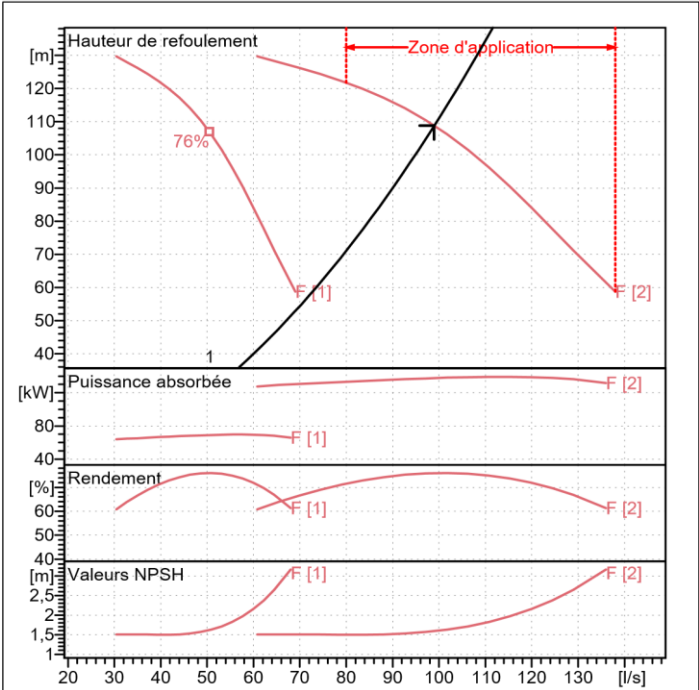
# Annexe V.1 : La courbe caractéristique de la pompe de la station de pompage.



## CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

<b>PML 150/ 7 F</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	99 l/s
Hauteur de refoulement	109 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	49,5 l/s
Hauteur de refoulement	109 m
Puissance absorbée	68,8 kW
Rendement	76%
Hauteur manométrique H(Q=0)	154 m
Orif. de refoulement	DN150 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	75 kW
Intensité nominale	133 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	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1646 kg

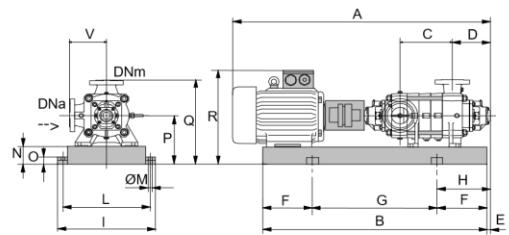


**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2B

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

**Dimensions mm**

- A = 2804
- B = 2346
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200/PN8-25
- DNm = DN150 (UNI PN40)
- E = 241
- F = 400
- G = 1546
- H = 641
- I = 850
- L = 800
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 845
- R = 875
- V = 370



<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps 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 a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

Notes:			
Date 16.01.2022	Page 2	Offre n°	Pos.N° 1.1

## Résumé

Ce projet consiste à établir les différentes étapes nécessaires, pour l'étude à contribution du renforcement de réseau d'alimentation en eau potable de la commune de *Souk El Had* wilaya de *Boumerdès*.

Après avoir estimé les besoins actuels et futurs, nous avons constaté que la production ne peut pas couvrir les besoins, alors pour remédier à ce problème, on renforce à partir du barrage Taksebt de *Tizi-Ouzou* à travers un piquage au niveau de *Si Mustapha* affecté à la station centrale de *Souk El Had*, pour combler le déficit qui est de 6605,232 m<sup>3</sup>/j. Ensuite, nous avons dimensionné les réservoirs et les conduites d'adductions. Par la suite, nous avons fait le choix des pompes adéquates aux caractéristiques du projet, et ainsi la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier. À la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution pour la zone haute et basse de la ville de *Souk El Had*.

**Mots clés :** la station centrale ; les réservoirs ; les conduites d'adductions ; les pompes ; coup de bélier.

## Abstract

This project consists in establishing the different stages necessary for the contribution to strengthening the drinking water supply network of the municipality of *Souk El Had* wilaya of *Boumerdès*.

After estimating the current and future needs, we found that the production cannot cover the needs so to remedy this problem we reinforce from the Taksebt dam of *Tizi Ouzou* through a tapping at the *Si Mustapha* level assigned to the central station of *Souk El Had* to make up for the deficit which is 6605,232 m<sup>3</sup>/j. Then we sized reservoirs and adduction pipes. Then we made the choice of pumps suitable for the characteristics of the project and thus protection of the pipes against the phenomenon of water hammer at the end we sized distribution network for the upper and lower area of the city of *Souk El Had*.

**Keywords:** central station; reservoirs; adduction pipes; pumps; water hammer.

## ملخص

يتمثل هذا المشروع في انشاء المراحل المختلفة اللازمة للمساهمة في تعزيز شبكة امدادات مياه الشرب لبلدية سوق الحد ولاية بومرداس.

بعد تقرير الاحتياجات الحالية والمستقبلية وجدنا ان الإنتاج لا يمكن ان يغطي الاحتياجات، فلعلج هذه المشكلة لقد عززنا من سد تكسبت في تيزي وزو، من خلال التنصت على مستوى سي مصطفى المخصص الى المحطة المركزية لسوق الحد، لتعويض العجز الذي قدره 6605,232 متر مكعب/اليوم. ثم قمنا بتحديد حجم الخزانات وانايبب الامداد، ثم قمنا باختيار المضخات المناسبة لخصائص المشروع وبالتالي حماية الانايبب من ظاهرة المطرقة المائية، وفي النهاية قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع للمنطقة العلوية والسفلية لمدينة سوق الحد.

**الكلمات الرئيسية:** المحطة المركزية، الخزانات، انايبب الامداد، المضخات، المطرقة المائية.