

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



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**DJEMIL ABDELJALLIL**

**SELLA ZAKARIA**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

**INTITULE :**

### **ETUDE D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION DU NOUVEAU POLE URBAIN DE SAF-SAF COMMUNE DE MEFTAH WILAYA DE BLIDA**

Soutenu le **10 /07/ 2019** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. A. ALLOUACHE.**
- Promoteur (s): **Mr. A. BERREKSI.**

**Mr. A. HAMMOUCHE.**

- Examineur : **Mr. T. IKNI.**

**Année Universitaire : 2018/2019**



# Remerciements

*Avant tout, je tiens à remercier le bon Dieu de nous avoir accordé courage et patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions également nos deux promoteurs **Mr A. BERREKSI** et **Mr A. HAMMOUCHE** de nous avoir encadré, guider et accompagner dans ce travail ainsi que leur compréhension, leur précieux conseils, leur humour et surtout pour leur patience.*

*Nous témoignons notre reconnaissance aussi à tous les enseignants du département d'Hydraulique qui ont participé dans notre formation.*

*Comme nous remercions **Mr M. GHACHI** et **Mr . E. DHMANI** de nous avoir proposé se thème, pour leurs aide au sein de la direction de la Ressource en eau de la wilaya de Blida .*

*Mes remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **Mr ALLOUACHE** ainsi que **Mr IKNI** de m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail. De plus je remercie tous les enseignants du département d'hydraulique.*

*Sans oublier tous mes amis (es)*

DJEMIL A

SELLA Z



# Dédicace

*A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait Une pensée pour se rappeler des ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bon moments de notre vie, mais surtout les mauvaise Ces personnes qui en cru en nous et qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimé sans compter. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :*

*Mes très chère parents SOUAD et RACHID à qui je dois beaucoup pour leur sacrifices, leur amours et leur aides, sans eux je ne serais pas arrivé a se stade.*

*La mémoire de Mon grand père RABAH qu'il aurait aimé me voir arrivé a se jour que dieu l'accorde dans son vaste paradis.*

*Mes frères et sœurs BRAHEM, MOHAMED, IMEN, ANIS et ma petite princesse AMIRA que dieu nous garde toujours réunies.*

*Mes amis de la fac avec que Jai passé avec eux les meilleurs 5 ans de ma vie KHALED, ANIS, ZINOU, KINPA, YASSER , NADJI, HOUSSIN, MANIA, BAYA, LINDA et la liste est lange ...*

*Ma famille de Basket AC Bejaia je vais jamais vous oublié HANIN ACHOUR, FARES, ISLEM, RAMZEY, MOUSSA, ZAKI, AZZEDIN.*

*Ma grande mère, mes tantes et mon oncle Chafik, FAIZA, AMEL, SOUMIA, WASSILA, DALILA et leur enfants*

*Mon chère ami et binôme ZAKARIA.*

DJEMIL Adeldjallil



# Dédicaces

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

*A ma mère et mon père Zineb et Tarik pour leurs sacrifices et leurs  
soutiens, c'est grâce à eux je suis arrivé à ce stade .*

*A l'hommage de mon cher amis Bekhedda que Dieu l'accorde  
dans son vaste paradis.*

*A mes sœurs Hafsa et Maroua.*

*A mon petit frère Ayoub.*

*A mes oncles Adda et Mourad qui m'ont orienté depuis mon  
enfance.*

*A mes amis de fac Khaled, Aniss, Yasser, Islem, Houssine,  
,Zinou, Nadji , Mamel , Wassila, et Lydia.*

*Et sans oublier mon binôme et mon bras droit Djalil*

**SELLA ZAKARIA**



## Listes des tableaux

<i>Tableau (I.1) : variation moyenne mensuelle des vitesses de vent de l'année 2017.....</i>	5
<i>Tableau (I.2) : Le récapitulatif des équipements.....</i>	8
<i>Tableau (I.3) : Récapitulatif des besoins .....</i>	10
<i>Tableau (I.4) : Récapitulatif des besoins Besoin moyen journaliers majorés .....</i>	10
<i>Tableau (I.5) : Récapitulatif des débit maximale et minimale journalier .....</i>	11
<i>Tableau (I.6) : La variation de <math>\beta_{max}</math> .....</i>	12
<i>Tableau (I.7) : La variation du coefficient <math>\beta_{min}</math>.....</i>	12
<i>Tableau (I.8) : Récapitulatif des débits journaliers.....</i>	13
<i>Tableau (I.9) : Récapitulatif des débits horaires.....</i>	13
<i>Tableau (I.10) : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitant.....</i>	14
<i>Tableau (II.1) : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....</i>	28
<i>Tableau (II.2) : Réparation des consommations on fonction du débit horaire .....</i>	29
<i>Tableau (III.1) Calcul de la Hmt.....</i>	39
<i>Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation.....</i>	39
<i>Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement.....</i>	39
<i>Tableau (III.4) : Calcul du Bilan.....</i>	40
<i>Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt.....</i>	40
<i>Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation.....</i>	41
<i>Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement.....</i>	41
<i>Tableau (III.8) : Calcul du Bilan.....</i>	41
<i>Tableau (IV.1) : Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.....</i>	49
<i>Tableau (IV.2) : Les points de la courbe caractéristique.....</i>	51
<i>Tableau (IV.3) : Les points de la courbe caractéristique.....</i>	53
<i>Tableau (V.1) : Caractéristiques des conduites de refoulement.....</i>	59
<i>Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie refoulement) ....</i>	59
<i>Tableau (V.3) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite</i>	

<i>SP1-SP2</i> .....	65
<i>Tableau (V.4) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite</i>	
<i>SP2-R1</i> .....	68
<i>Tableau (VI.1) : Le calcul du débit aux nœuds</i> .....	77
<i>Tableau (VI.2) : Les détails des conduites</i> .....	78
<i>Tableau (VI.3) : vérification détails des nœuds en cas la consommation zéro %</i> ... ..	80
<i>Tableau (VI.4) : Les détails des nœuds</i> .....	82
<i>Tableau (VI.5) : L'état des arcs du réseau</i> .....	84

## Liste des figures

<i>Figure (I.1) : Situation géographique de pole urbaine saf-saf (Meftah) .....</i>	3
<i>Figure (I.2) : Représentation de la zone d'étude Saf-Saf .....</i>	4
<i>Figure (I.3) : Carte hydrographique de Meftah.....</i>	6
<i>Figure (I.4) : Diagramme à barres représentant la consommation en eau du pôle urbain de Saf-Saf (Meftah).....</i>	15
<i>Figure (I.5) : Courbe intégrale de la consommation en eau du pôle urbain de Saf-Saf... ..</i>	15
<i>Figure (II.1) : Réservoir d'eau potable.....</i>	19
<i>Figure (II.2) : Réservoir semi enterré cylindrique.....</i>	19
<i>Figure (II.3) : Réservoir surélevé.....</i>	20
<i>Figure (II.4) : Adduction avec chute libre.....</i>	23
<i>Figure (II.5) : Adduction noyée.....</i>	23
<i>Figure (II.6) : Conduite de distribution.....</i>	23
<i>Figure (II.7) : Système By pass.....</i>	24
<i>Figure (II.8) : Système à deux prises.....</i>	25
<i>Figure (II.9) : Système à siphon.....</i>	26
<i>Figure (III-1) : Adduction gravitaire.....</i>	31
<i>Figure (III-2) : Adduction par refoulement.....</i>	31
<i>Figure (IV.1) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....</i>	46
<i>Figure (IV.2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....</i>	47
<i>Figure (IV.3) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....</i>	48
<i>Figure (IV. 4) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....</i>	48
<i>Figure (IV.5) : Courbes caractéristiques de la pompe (SP1-SP2).....</i>	49
<i>Figure (IV. 6) : caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe.....</i>	51
<i>Figure (IV.7) : Courbe caractéristiques de la pompe (SP2-R).....</i>	52
<i>Figure (IV. 8) : Caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe.....</i>	54

---

<b>Figure (V.1) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air</b> .....	57
<b>Figure (V.2) : Cheminée d'équilibre</b> .....	57
<b>Figure (V.3) : Variation de la pression absolue en fonction de temps</b> .....	66
<b>Figure (V.4) : Epure de BERGERON pour la conduite SP1-SP2</b> .....	66
<b>Figure (V.5) : Profil des pression pour la conduite SP1-SP2</b> .....	67
<b>Figure (V.6) : Variation de la pression absolue en fonction de temps</b> .....	69
<b>Figure (V.7) : Epure de BERGERON pour la conduite SP2-R1</b> .....	69
<b>Figure (V.8) : Profil des pression pour la conduite SP2-R1</b> .....	70
<b>Figure (VI.1) : Schéma d'un réseau étagé</b> .....	71
<b>Figure (VI.2) : Schéma d'un réseau ramifié</b> .....	72
<b>Figure (VI.3) : Schéma d'un réseau maillé</b> .....	73
<b>Figure (VI.4) : schéma d'un réseau mixte</b> .....	73



## Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (Annuité)  
**a** : Célérité de l'onde (m/s)  
**B** : Valeur du coup de bélier (m)  
**C** : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère  
**C<sub>pi</sub>** : Cote piézométrique du point (i) (m)  
**C<sub>pj</sub>** : Cote piézométrique du même point considéré (m)  
**C<sub>tj</sub>** : Cote du terrain du point considéré (m)  
**D** : Diamètre de la conduite en (m)  
**D<sub>n</sub>** : Diamètre normalisé de la conduite (mm)  
**D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur de la conduite (mm)  
**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite (mm)  
**D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite (m)  
**D<sub>max</sub>** : Diamètre maximal de la conduite (m)  
**d** : Diamètre de la tuyère (m)  
**d'** : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m)  
**E** : Energie consommée par la pompe (KWh)  
**e** : Epaisseur de la conduite (m)  
**F<sub>amo</sub>** : Frais d'amortissement (DA)  
**F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA)  
**g** : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81$  m/s)  
**H<sub>a</sub>** : Hauteur d'aspiration (m)  
**H<sub>d</sub>** : Hauteur au point homologue du point désiré (m)  
**H<sub>f</sub>** : Hauteur au point de fonctionnement désiré (m)  
**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m)  
**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m)  
**H<sub>l</sub>** : Pertes de charge linéaires (m)  
**H<sub>s</sub>** : Pertes de charge singulières (m)  
**H<sub>t</sub>** : Pertes de charge totale (m)  
**H<sub>sup</sub>** : Valeur maximale de la pression (m)  
**H<sub>0</sub>** : Pression absolue dans la conduite (m)  
**H'** : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe (m)  
**i** : Taux d'annuité ( $i = 8$  %)  
**J<sub>a</sub>** : Pertes de charge à l'aspiration (m)  
**J<sub>l</sub>** : Perte de charge linière (m)  
**J<sub>v</sub>** : Perte de charge engendrée par vannage (m)  
**K** : Rugosité absolue (mm)  
**K<sub>p</sub>** : Coefficient de pointe  
**K<sub>0</sub>** : Rugosité absolue de tuyau neuf  
**K<sub>c</sub>** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation  
**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient de majoration maximale, sa valeur varie de  $1,1 \div 1,3$   
**K<sub>min,j</sub>** : Coefficient de majoration minimale sa valeur varie de  $0,7 \div 0,9$   
**K<sub>max,h</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximale horaire  
**K<sub>min,h</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimale horaire  
**L** : Longueur de la conduite (m)  
**L<sub>i</sub>** : Longueur du tronçon i (m)  
**L<sub>ij</sub>** : Longueur du tronçon (i-j) (m)  
**m<sub>r</sub>** : Coefficient de rognage (%)

**N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr / min)  
**N<sub>i</sub>** : Nombre d'habitants  
**N'** : Nouvelle vitesse de rotation (tr / min)  
**NPSH<sub>a</sub>** : Charge minimale disponible à l'aspiration (m)  
**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette minimale à l'aspiration (m)  
**n** : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (25ans)  
**P** : Population a l'horizon d'étude  
**P<sub>r</sub>** : Résidu dans réservoir  
**P<sub>n</sub>** : Pression nécessaire  
**P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe (KW)  
**P<sub>u</sub>** : Prix d'un KWh ( $P_e = 4,67 \text{ DA/KWh}$ )  
**P<sub>j</sub>** : Pression au sol du point considéré (m)  
**PEHD** : Polyéthylène haute densité  
**Q** : Débit qui doit transiter dans la conduite (m<sup>3</sup>/s)  
**Q<sub>équi</sub>** : Débit des équipements journalier en (m<sup>3</sup>/j)  
**Q<sub>dom</sub>** : Consommation domestique moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j)  
**Q<sub>s</sub>** : Débit spécifique (l/s)  
**Q<sub>p</sub>** : Le débit de pointe (l/s)  
**Q<sub>r</sub>** : Débit de route (l/s)  
**Q<sub>n</sub>** : Débit au nœud (l/s)  
**Q<sub>moy.T</sub>** : Débit moyen total (m<sup>3</sup>/j)  
**Q<sub>max.h</sub>** : Consommation maximale horaire (m<sup>3</sup>/h)  
**Q<sub>moy.h</sub>** : Consommation moyenne horaire (m<sup>3</sup>/h)  
**Q<sub>max.j</sub>** : Débit majoré journalier en (m<sup>3</sup>/j)  
**Q<sub>min.j</sub>** : Débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m<sup>3</sup>/j)  
**Q<sub>moy.j</sub>** : Débit moyen journalier en (m<sup>3</sup>/j)  
**Q<sub>c</sub>** : Débit concentré au nœud en aval (l/s)  
**Q<sub>f</sub>** : Débit du forage (l/s)  
**Q<sub>r</sub>** : Débit au point de fonctionnement désiré (m<sup>3</sup>/s)  
**Q<sub>a</sub>** : Débit au point homologue du point désiré (m<sup>3</sup>/s)  
**Re** : Nombre de REYNOLDS  
**r** : Pourcentage de rognage (%)  
**S** : Section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>)  
**SP** : Station de pompage  
**T<sub>0</sub>** : Temps de fermeture de la vanne pointeau (s)  
**t** : Température de l'eau  
**T<sub>s</sub>** : Temps de service  
**T<sub>f</sub>** : Temps d'aller et retour de l'onde (s)  
**U** : Volume de l'air dans le réservoir (m<sup>3</sup>)  
**U<sub>0</sub>** : Volume initial de l'air choisi arbitrairement au départ dans le réservoir (m<sup>3</sup>)  
**U<sub>max</sub>** : Volume maximal d'air dans la cloche (m<sup>3</sup>)  
**U<sub>min</sub>** : Volume minimal d'air dans la cloche (m<sup>3</sup>)  
**V<sub>max</sub>** : Vitesse maximale (m/s)  
**V<sub>min</sub>** : Vitesse minimale (m/s)  
**V<sub>sr</sub>** : Volume de la station de reprise (m<sup>3</sup>)  
**V<sub>r</sub>** : Volume résiduel (m<sup>3</sup>)  
**V<sub>n</sub>** : Capacité normalisé du réservoir (m<sup>3</sup>)  
**V** : Vitesse d'écoulement (m/s)  
**V<sub>f</sub>** : Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s)  
**V<sub>m</sub>** : Vitesse moyenne de l'eau dans un intervalle de temps (m/s)  
**V<sub>i</sub>** : Volume d'incendie (120 m<sup>3</sup>)

$V_t$  : Volume total du réservoir ( $m^3$ )

$V_0$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normale (m/s)

$Z$  : La pression dans le réservoir d'air (m)

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 1,2 ÷ 1,4

$\alpha_{min}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 0,4 ÷ 1,4

$\beta_{max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

$\beta_{min}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

$\eta$  : Rendement de la pompe (%)

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau ( $m^2/s$ )

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

$\Delta H$  : Perte de charge dans la conduite (m)

$\Delta H_1$  : Perte de charge à la montée (m)

$\Delta U$  : Variation du volume d'air ( $m^3$ )

$P_0$

\_\_\_ : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m).

$\varpi$

$h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C

$\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

$Z_0$ : Pression absolue

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I :Présentation de la zone et estimation des besoins</b>	
I.1 Introduction.....	2
I.2.Situation de la zone d'étude.....	2
I.2.1.Situation géographique.....	2
I.2.2.Situation climatique.....	4
I.2.3.Situation hydraulique.....	5
I.2.4.Situation hydrogéologique.....	5
I.2.5.Situation hydrographique.....	5
I.3.Estimation des besoins en eau potable.....	6
I.3.1.Evaluation de la population future.....	6
I.3.2.Besoins domestiques.....	7
I.3.2.1.Débit moyen journalier.....	7
I.3.3.Catégories des besoins en eau.....	7
I.3.4.Majoration de la consommation moyenne journalière.....	10
I.3.5.Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	10
I.3.5.1.Le coefficient d'irrégularité.....	10
I.3.5.1.1.Coefficient maximum d'irrégularité journalier.....	10
I.3.5.1.2.Coefficient minimum d'irrégularité journalier.....	10
I.3.5.2.Consommation maximale journalière.....	11
I.3.5.2.1.Consommation minimale journalière.....	11
I.3.6.Etude des variations des débits horaires.....	11
I.3.6.1.Détermination du débit maximum horaire.....	11
I.3.6.2.Le coefficient maximum horaire.....	12
I.3.6.3.Détermination du Débit minimum horaire.....	12
I.3.6.4.Le coefficient minimum horaire.....	12
I.3.7. Etude de la consommation horaire.....	13

I.4.Conclusion.....16

## **Chapitre II : Les Réservoirs**

II.1.Introduction..... 17

II.2.Caractéristiques du réservoir..... 17

II.3.Classification des réservoirs..... 17

    II.3.1. Leur position par rapport au sol..... 17

    II.3.2. Leur forme..... 18

    II.3.3. Leur mode de fermeture..... 18

    II.3.4. Matériaux de construction..... 18

    II.3.5. Selon l'usage..... 18

II.4. Utilités des réservoirs..... 20

II.5. Qualité de l'eau dans les réservoirs..... 21

II.6. Emplacement du réservoir..... 21

II.7. Choix du type du réservoir..... 21

II.8. Fontainerie et équipement du réservoir.....22

II.9. Conduite d'adduction..... 22

II.10.Conduite de distribution ..... 23

    II.10.1. La conduite de trop plein.....23

    II.10.2. Conduite de vidange.....24

    II.10.3. Conduite de bay-pass.....24

    II.10.5. Ligne pilote.....25

II.11. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....25

    II.11.1 Le système à deux prises.....25

II.12. Dimensionnement des capacités des réservoirs..... 26

    II.12.1 Dimensionnement de la station de reprise SR1..... 26

    II.12.2. Dimensionnement de la station de reprise SR1..... 27

    II.12.3 Dimensionnement du réservoir R1.....28

II.13 Conclusion.....30

## **Chapitre III : Adduction**

III.1.Introduction..... 31

III.2.Topologie des systèmes d'adduction..... 31

III.3.Choix du tracé..... 31

III.4.Choix du type des conduites..... 32

---

III.5. Etude technico-économique des conduites.....	32
III.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite.....	33
III.5.2. Calcul de la vitesse.....	34
III.5.3. Calcul des pertes de charges.....	34
III.5.3.1. Les pertes de charges linéaires.....	34
III.5.3.2. les pertes de charge singulières.....	36
III.5.3.3- Les pertes de charge totales.....	36
III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	36
III.5.5. Puissance de pompage.....	36
III.5.6. Energie consommée par la pompe.....	37
III.5.7. Frais d'amortissement.....	37
III.5.8. Calcul du bilan.....	37
III.5.9. Prix des conduites.....	38
III.6. Equipement de l'adduction.....	38
III.6.1. Robinet et vanne.....	38
III.6.2. Ventouses.....	38
III.6.3. Vidange.....	38
III.7. Description du schéma de l'adduction.....	38
III.8. Calcul du diamètre économique de l'adduction.....	38
III.8.1. tronçon des forages.....	38
III.8.2. Tronçon SR1- SR2 (Adduction par refoulement).....	39
III.8.2.1. Calcul de la Hmt.....	39
III.8.2.2. Le frais d'exploitation.....	39
III.8.2.3 Calcul des frais d'amortissement.....	39
III.8.2.4. Calcul du bilan.....	40
III.8.3. Tronçon SR2- réservoir (Adduction par refoulement ).....	40
III.8.3.1. Calcul de la Hmt.....	40
III.8.3.2. Le frais d'exploitation.....	41
III.8.3.3 Calcul des frais d'amortissement.....	41
III.8.3.4. Calcul du bilan.....	41
III.9. Conclusion.....	41

## Chapitre IV : Pomps et station de pompage

IV.1. Introduction.....	42
IV.2. Classification des pompes.....	42

IV.3. Choix des pompes.....	43
IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	43
IV.4.1. la vitesse de rotation (N).....	43
IV.4.2. Le débit de pompage (Q).....	43
IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT).....	43
IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration (Ha).....	43
IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement (Hr).....	43
IV.4.3.3 Pertes de charges (Ja+Jr).....	43
IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées.....	43
IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe.....	43
IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile (Pu).....	44
IV.4.5. Le rendement de la pompe.....	44
IV.5. Les courbes caractéristiques.....	44
IV.5.1. La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$ .....	44
IV.5.2. La courbe Rendement – Débit $\eta = f(Q)$ .....	44
IV.5.3. La courbe des Puissances absorbées – Débit $P_a = f(Q)$ .....	44
IV.6. Couplage des pompes.....	44
IV.7. Le point de fonctionnement de la pompe.....	44
IV.7.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	44
IV.8. Etude de la cavitation.....	47
IV.9. Choix des pompes du projet .....	49
IV.9.1. Conduite d'adduction SP1 vers SP2.....	49
IV.9.2. Conduite d'adduction SR2 vers R1 .....	52
IV.9. Conclusion.....	55

## **Chapitre V : Protection des conduite**

V.1. Définition du coup de bélier.....	56
--	----

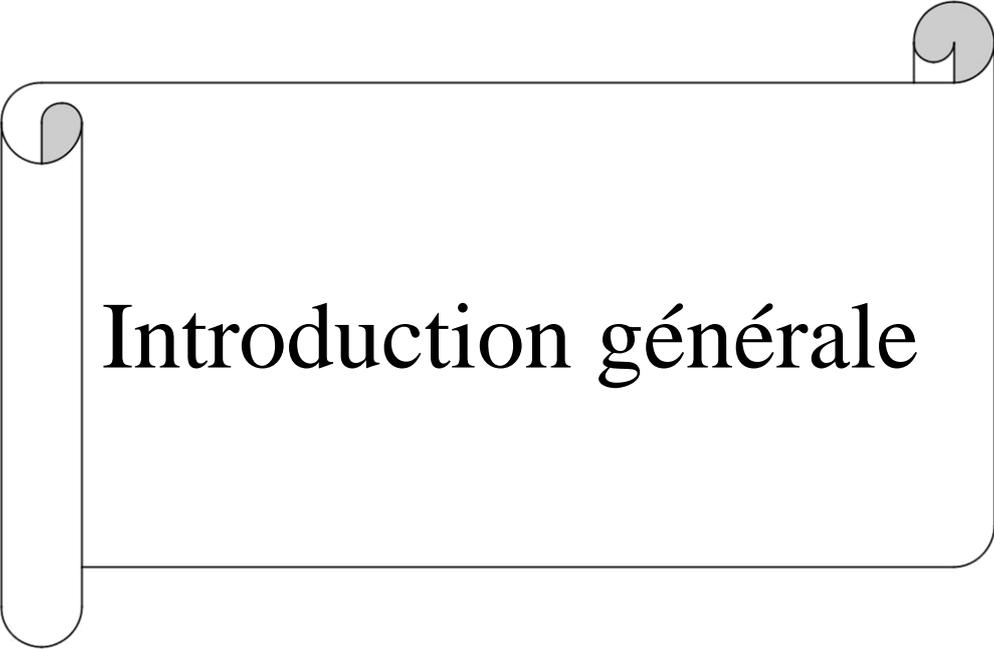
V.2. Causes du coup de bélier.....	56
V.3. Conséquences du coup de bélier.....	56
V.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	56
V.5. Etude du coup de bélier.....	57
V.5.1. Calcul de la célérité d'ondes.....	57
V.5.2. Valeurs numériques du coup de bélier.....	58
V.6. Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons.....	59
V.6.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçon de refoulement.....	59
V.6.2. Protection des tronçon.....	59
V.6.2.1. tronçon SP1-SP2.....	59
V.6.2.2. tronçon SP2-R1.....	60
V.6.3. Calcul du réservoir d'air.....	60
V.7. Conclusion.....	70

## **Chapitre VI : Distribution**

VI.1. Introduction.....	71
VI.2. Classification des réseaux de distribution.....	71
VI.2.1. Réseau étagé .....	71
VI.2.2. Réseau ramifié.....	72
VI.2.3. Réseau maillé.....	72
VI.2.4. Réseau mixte.....	73
VI.3. Conception d'un réseau de distribution.....	73
VI.4. Choix du système de distribution.....	73
VI.5. Choix du type de matériaux.....	74
VI.6. Dimensionnement du réseau de distribution.....	74
VI.6.1. Détermination des débits du réseau .....	74
VI.6.1.1. Débit spécifique.....	74
VI.6.1.2. Débit de pointe.....	74
VI.6.1.3. Débit de route.....	74

VI.6.1.4. Débit au nœud.....	75
VI.6.2. Calcul des pertes de charge.....	75
VI.6.3. Calcul des pressions.....	76
VI.6.4. Calcul de la vitesse.....	76
VI.7. Calcul des différents débits du réseau .....	77
VI.8. Simulation du réseau .....	78
VI.9. Conclusion .....	85
Conclusion générale .....	86
Bibliographie.....	87





# Introduction générale

## Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours, l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore.

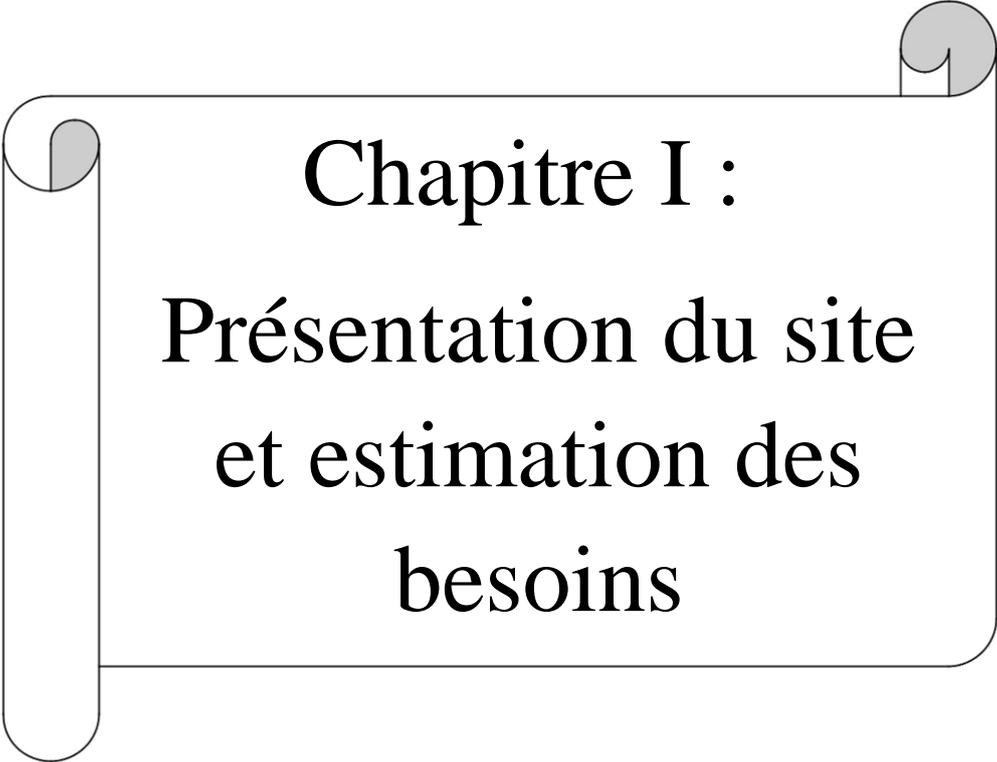
L'Algérie comme tout autre pays possède des ressources en eau aussi bien celles qui coulent en surface, que celles renfermées dans les nappes souterraines.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire qui est l'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain du Saf-Saf, commune de Meftah, wilaya de Blida. C'est un nouveau pôle qui contient **65766** habitants alimenté par **12** forages d'une longueur d'adduction de **13 km**.

L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable du pôle urbain de en question.

Afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé autour des points suivants :

- En premier lieu chapitre I nous donnerons une idée générale sur le site et la situation hydrique dans la région d'étude et aussi nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.
- Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage ainsi que les stations de reprises.
- Dans le troisième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur l'influence des paramètres technico- économiques.
- Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage, sera détaillé dans le quatrième chapitre.
- Par la suite, Nous passerons, dans le cinquième chapitre, à la protection des conduite contre phénomène du coup de bélier en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable.
- Un sixième chapitre, sera consacré à la fin de ce modeste mémoire pour l'étude de la distribution.
- On terminera par une conclusion générale.



**Chapitre I :**  
**Présentation du site**  
**et estimation des**  
**besoins**

## **I.1. Introduction**

Avant d'entamer les différentes étapes nécessaires à l'étude du projet, il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la nouvelle ville de Saf-Saf (Meftah wilaya de Blida). Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon dimensionnement du réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation. Ces caractéristiques sont présentées par la situation géographique, topographique, climatique, hydrogéologique, hydrographique et hydraulique.

Le pôle urbain de Saf-Saf du (Daira de Meftah) s'étend sur une superficie d'environ 130 hectares, cette zone a été dégagée pour construire 10961 logements. Donc pour cela on doit d'abord étudier la zone même en question avant de passer à faire le dimensionnement du réseau d'AEP.

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs au niveau de l'agglomération.

## **I.2. Situation de la zone d'étude**

### **I.2.1. Situation géographique**

La daïra de Meftah est située à environ 41 km au Nord-Est de la wilaya de Blida. Elle comprend deux communes, Meftah et Djebabra. Elle s'étend sur 83 km<sup>2</sup> (dont 55 km<sup>2</sup> occupés par la commune de Meftah, région de plaines et 28 km<sup>2</sup> pour Djebabra). Elle compte 76.469 habitants dont 72.446 à Meftah. La commune de Djebabra, région qui se trouve plus au sud au contrefort de l'Atlas Blidéen, n'abrite que 4.023 habitants. Meftah se trouve à 27 km d'Alger, à 35 km de Boumerdès et 41 km de Blida. La commune de Meftah est donc localisée entre les limites de wilaya de Blida, d'Alger et de Boumerdes. Les communes limitrophes sont [1] :

- Larba à l'Ouest,
- Dar El Beida au Nord,
- Djebabra au Sud, et
- Khemis El khechna à l'Est.



*Figure (I.1): Situation géographique de pole urbaine saf-saf (Meftah)*

Coordonnées géographiques Meftah [3] :

**Latitude: 36.6167,**

**Longitude: 3.23333**

**36° 37' 0" Nord,**

**3° 13' 60" Est**

**Superficie Meftah : 5 512 hectares (55,12 km<sup>2</sup>).**

**Altitude Meftah : 180 m.**

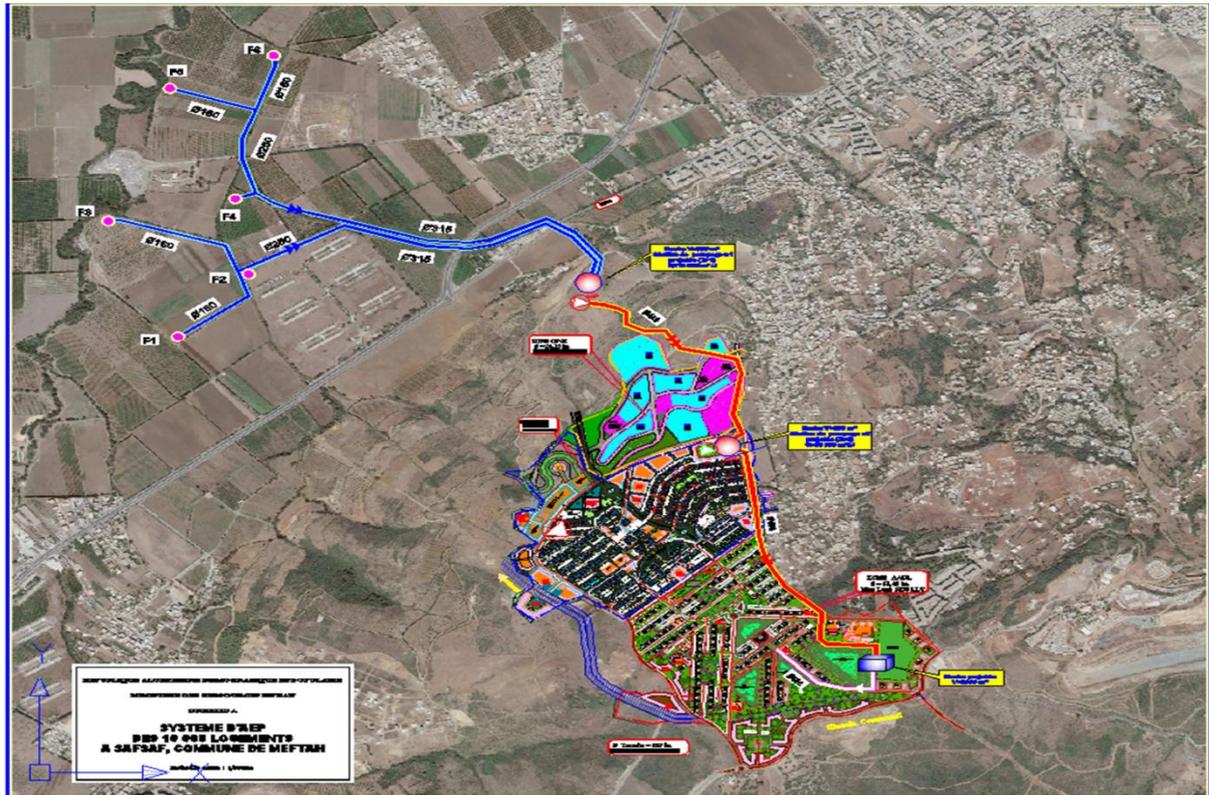


Figure (I.2) : Représentation de la zone d'étude Saf-Saf  
<https://www.google.com/maps/place/Safsaf/>

### I.2.2. Situation climatique

Meftah possède un climat méditerranéen caractérisé par un été très sec et doux, et un hiver pluvieux et frais.

Les précipitations se caractérisent souvent en averses accompagnées parfois de grêle (Surtout en hiver), et parfois il y a des chutes de neige bien que rares en raison de la basse altitude caractérisant la commune (Moins de 500 mètres).

Pendant l'été, le temps est beaucoup plus sec et chaud, avec de très rares orages, et caractérisé par de fortes chaleurs provoqués par des vents du Sud-Ouest appelés Siroccos [1].

#### ➤ Température

La saison très chaude dure 2,9 mois, du 20 Juin au 18 Septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 30 °C. Le jour le plus chaud de l'année est le 5 Juillet, avec une température moyenne maximale de 33,4 °C et minimale de 20,7 °C.

La saison fraîche dure 4,0 mois, du 22 Novembre au 22 Mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 20 °C. Le jour le plus froid de l'année est le 19 janvier, avec une température moyenne minimale de 7.4 °C et maximale de 17.7 °C [1].

#### ➤ L'Humidité

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83 % et de 60 à 63% respectivement pour les périodes allant de mois de Novembre au Mois de mars et du mois d'Avril au mois d'Octobre. [1].

### ➤ Les vents

Les vents dominants proviennent de l'Ouest pour les saisons d'automne et d'hiver et du Nord pour les saisons printemps et été. [1]

*Tableau (I.1) : variation moyenne mensuelle des vitesses de vent de l'année 2017.*

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
<b>Vent moy(Km/h)</b>	3.2	2.57	2.41	4.29	5.16	5.28	6.1	3.0	3.0	2.9	3.0	2.4

### ➤ La pluviométrie

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie établie par l'ANRH, la lame d'eau précipitée dans la zone d'étude varie dans une fourchette de 500 à 900mm. Toutefois, les précipitations varient selon l'altitude du relief. Vers le Nord la pluviométrie est beaucoup plus importante lorsqu'on s'approche de la mer [1].

Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (d'Octobre à Avril) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février ; quant au mois de Juin, Juillet et Août elle sont absentes ou faibles. La nappe souterraine de Mitidja est alimentée directement à partir de ces pluies tombées sur les pentes de l'Atlas Blidéen.

#### I.2.3. Situation hydraulique

La nouvelle ville (Saf-Saf Meftah) sera alimentée à partir de douze (12) forages avec un réseau de type maillé [2].

La distribution d'eau pour notre nouvelle agglomération sera assurée par un réservoir d'eau, ayant une capacité de 5000 m<sup>3</sup> (volume minimal, alimenté par une conduite de refoulement de diamètre 400mm).

#### I.2.4. Situation hydrogéologique

Le contexte hydrogéologique de la zone (Saf-Saf Maftah) détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne variant de 10 à 20 m, et elle est alimentée par [1] :

- Infiltration des eaux de pluie ;
- Infiltration des eaux des Oueds.

#### I.2.5. Situation hydrographique

De nombreux affluents déversant leurs eaux dans les principaux oueds traversant la commune, tel que [1] :

- Oued Makhfi prolongement de l'Oued Sidi Hamad.
- Oued Zerga communiquant avec l'Oued Mokfi.
- Oued Khadra.

D'autres cours d'eau secondaires sont concernés par les rejets tel que Oued Souakria, Oued Hanaichia et d'autres communiquant avec les oueds cités plus haut.

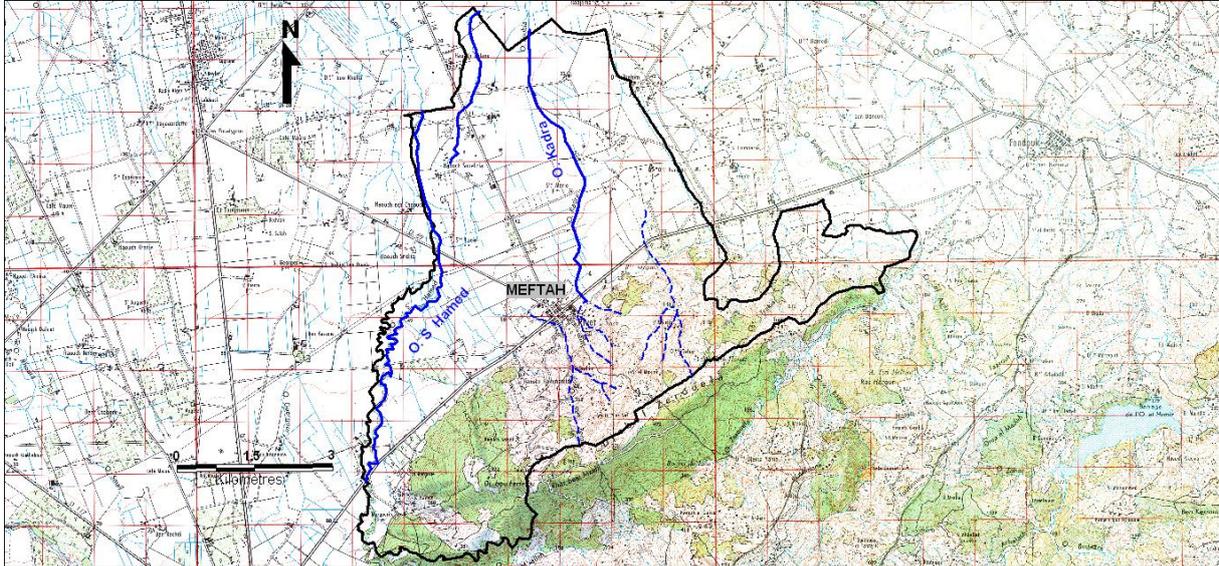


Figure (I.3) : Carte hydrographique de Meftah [1].

### I.3. Estimation des besoins en eau potable

#### I.3.1 Evaluation de la population future

Selon la DRE de Blida la moyenne d'habitants est fixée à six(6) personnes par logement d'où le nombre total de la population à long terme est estimé comme suit [2] :

$N = \text{nombre de logt} * 6 \text{ hab/logt}$

**A.N :**  $N = 10961 * 6$

Donc : **N = 65766 habitants**

Le débit moyen journalier à long terme est donné par l'expression suivante :

$$Q \text{ moy.j} = D * P / 86400 \quad (I.1)$$

Avec :

- Q moy.j : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ) ;
- P: Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab) ;
- D: dotation (150 l/j/hab).

### **I.3.2. Besoins domestiques**

#### ***I.3.2.1. Débit moyen journalier***

Le débit moyen journalier est :

$$Q_{\text{moy.j}} = D \cdot N / 1000 \quad (\text{I.2})$$

$$Q_{\text{moy.j}} = 150 \cdot 65766 / 1000 = 9865 \text{m}^3/\text{j}$$

### **I.3.3. Catégories des besoins en eau**

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, tel que :

- Besoins domestique.
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins socioculturels ;

Tableau (I.2) : Récapitulatif des équipements [4]

Désignations	N°	Surface (m <sup>2</sup> )
<b>Partie OPGI</b>		
<b>Ecoles primaires</b>	1	4200
	2	2600
	3	2192
	4	1800
	5	1800
	6	2700
<b>CEM</b>	1	62500
	2	4185
<b>Lycée</b>	1	12636
<b>Maisons de jeunes</b>	1	930
	2	1000
<b>Blocs administratifs</b>	1	1300
	2	760
	3	760
<b>Centre Commercial</b>	1	5496
<b>Mosquées</b>	1	8000
	2	5200
<b>Sureté urbaine</b>	1	1700
<b>Réservoir d'eau</b>	1	12000
<b>Equipement dédié à l'investissement</b>	1	2400
<b>Terrain de jeux</b>	1	760
<b>Partie AADL</b>		
<b>Médiathèque</b>	1	1448
<b>Maison de jeune</b>	1	1448
<b>Lycée</b>	1	9384
<b>CEM</b>	1	3020

Tableau (I.2) : Le récapitulatif des équipements (suite et fin)

	<b>2</b>	<b>3020</b>
<b>Groupe Scolaire</b>	1	1190
	2	1190
	3	1190
	4	1190
<b>Polyclinique</b>	1	2742
<b>Sureté urbaine</b>	1	1402
<b>Centre commercial</b>	1	1193
<b>Bloc administratif</b>	1	1193
<b>Piscine</b>	1	4430
<b>Hôtel</b>	1	3150
<b>Protection Civile</b>	1	4732
<b>Partie OPGI LPL</b>		
<b>Ecoles primaires</b>	1	3100
	2	2150
<b>CEM</b>	1	4200
<b>Lycée</b>	1	8200
<b>Equipements éventuels</b>	1	3235
	2	2150
	3	2491
	4	2630
	5	2910
	6	829

Dans Le présent projet, nous avons attribué 20% du débit moyen pour les équipements.

Donc on pose [4]:

$$Q_{\text{moy.j.éq}} = Q_{\text{moy.j.dom}} * 0.2 \quad (\text{I.3})$$

$$Q_{\text{moy.j.éq}} = 9865 * 0.2 = 1973 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

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

**Tableau (I.3) : Récapitulatif des besoins**

Population	Qmoy.j.dom(m <sup>3</sup> /j)	Qmoy.j.éq(m <sup>3</sup> /j)	Qmoy.j.T(m <sup>3</sup> /j)
65766	9865	1973	11838

### I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction qui est fonction du type de conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

**Tableau (I.4) : Récapitulatif des besoins moyen journaliers majorés**

Localité	Besoins agglo moyen m <sup>3</sup> /j	Taux de majoration%	Besoin agglo moyens majorés m <sup>3</sup> /j
Pole de Saf-Saf	9865	20	11838

### I.3.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

On sait que la consommation est irrégulière en fonction des jours. Donc le débit consommé varie, en présentant des maximum et minimum. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{max j}$  et  $K_{min j}$ .

#### I.3.5.1. Le coefficient d'irrégularité

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

#### I.3.5.1. Coefficient maximum d'irrégularité journalier

Qui est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ ) et la consommation moyenne journalière ( $Q_{moy.j}$ ), donné par l'expression :

$$K_{max.j} = Q_{max.j} / Q_{moy.j} \quad (I.4)$$

Dans la pratique  $K_{max.j} = 1.1$  à  $1.3$  Dans le cas du présent projet prévenons  $1.2$ .

#### I.3.5.1.2 Coefficient minimum d'irrégularité journalier

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il nous permet de connaître le débit minimum

journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, il varie entre 0.7 et 0.9.

$$\text{Donc : } K_{\min j} = Q_{\min.j} / Q_{\text{moy.j.}} \quad (\text{I.5})$$

On prend dans l'actuel projet :  $K_{\min j} = 0.8$

### ***I.3.5.2. Consommation maximale journalière***

Ce débit présente la quantité d'eau maximale du jour le plus chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max.j} = K_{\max.j} * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- $K_{\max.j}$  : coefficient d'irrégularité maximum journalier.

#### ***I.3.5.2.1. Consommation minimale journalière***

Ce débit présente la quantité d'eau minimale du jour le moins chargé dans l'année il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min.j} = K_{\min.j} * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

- $K_{\min.j}$  : coefficient d'irrégularité minimale journalier.

**Tableau (I.5) : Récapitulatif des débits maximal et minimal journaliers**

<b>K<sub>min.j</sub></b>	<b>Q<sub>min.j</sub> (m<sup>3</sup>/j).</b>	<b>K<sub>max.j</sub></b>	<b>Q<sub>max.j</sub> (m<sup>3</sup>/j).</b>
0.8	7965	1.2	11838

### **I.3.6. Etude des variations des débits horaires**

Il n'y a pas seulement le débit journalier qui subit une variation mais le débit horaire aussi varie, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{\max h}$  et  $K_{\min h}$ .

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\min j} / 24 \quad (\text{I.8})$$

#### **I.3.6.1. Détermination du Débit maximum horaire**

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

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

Avec :

- Q max.h : débit maximum horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- Q moy.h : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- K max.h : coefficient maximum horaire (K max =  $\alpha$  max \*  $\beta$  max).

Compte tenu du nombre d'habitants, nous utiliserons  $\alpha$  max=1.20 et  $\beta$  max = 1.14.

### I.3.6.2. Le coefficient maximum horaire

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée .Il tient compte de l'accoisement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autre coefficient  $\alpha$  max et  $\beta$  max, tel que :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (I.10)$$

Avec :

$\alpha$ max: coefficient qui tient compte du confort des équipements, de l'agglomération et du régime du travail varie de **1.2–1.5** et dépend du niveau du développement local Pour notre projet nous utiliserons  $\alpha$ max = **1.20**.

$\beta$ max: coefficient qui dépend du nombre d'habitants, ces valeurs sont données dans le tableau suivants :

**Tableau (I.6) : La variation de  $\beta$ max**

Population 10 <sup>3</sup>	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>100
$\beta$ max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03	1

### I.3.6.3. Détermination du débit minimum horaire

Il correspond à l'heure la moins chargé des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses, Elle est calculée comme suit :

$$Q \text{ min.h} = K \text{ min.h} * Q \text{ moy.h} \quad (I.11)$$

Avec :

- Q min.h : débit minimum horaire (m<sup>3</sup>/h).

### I.3.6.4. Coefficient d'irrégularité minimum horaire

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

$$K_{\min.h} = \alpha \text{ min} * \beta \text{ min.} \quad (I.12)$$

Avec :

$\alpha_{min}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements, de l'agglomération et du régime du travail varie de **0.4–0.6** et dépend du niveau du développement local. Pour notre projet nous utiliserons  $\alpha_{min} = 0.4$ .

$\beta_{min}$  : coefficient étroitement lié l'accroissement de la population, valeurs sont données dans le tableau suivant :

*Tableau (I.7): La variation du coefficient  $\beta_{min}$*

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>100
$\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Donc  $\alpha_{min} = 0.5$  et  $\beta_{min} = 0.6$  ;

Alors :

$$K_{min h} = 0.306$$

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

*Tableau (I.8) : Récapitulatif des débits journaliers*

Dotation (l/j/hbt)	Population (hbt)	Qmoy.j (m <sup>3</sup> /j)	Qmax.j (m <sup>3</sup> /j)	Qmin.j (m <sup>3</sup> /j)
150	65766	9865	11838	7892

*Tableau (I.9) : Récapitulatif des débits horaires*

Dotation (l/j/hbt)	Population (hbt)	Qmoy.h (m <sup>3</sup> /h)	Qmax.h (m <sup>3</sup> /h)	Qmin.h (m <sup>3</sup> /h)
150	65766	493,25	674,77	150,93

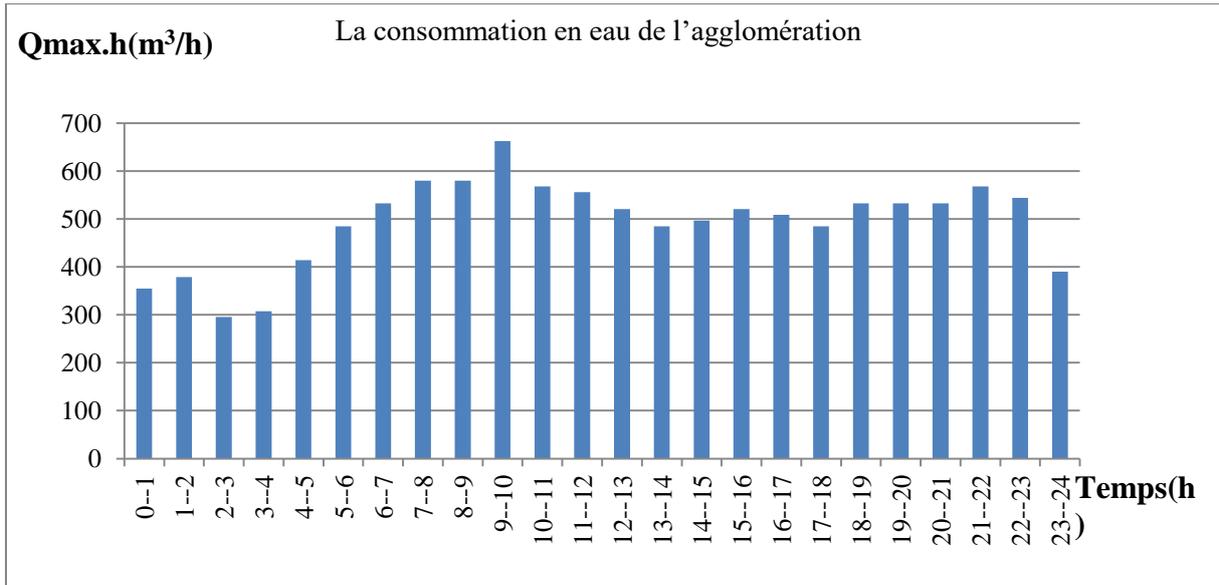
### I.3.7. Etude de la consommation horaire

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Tableau (I.10) : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant

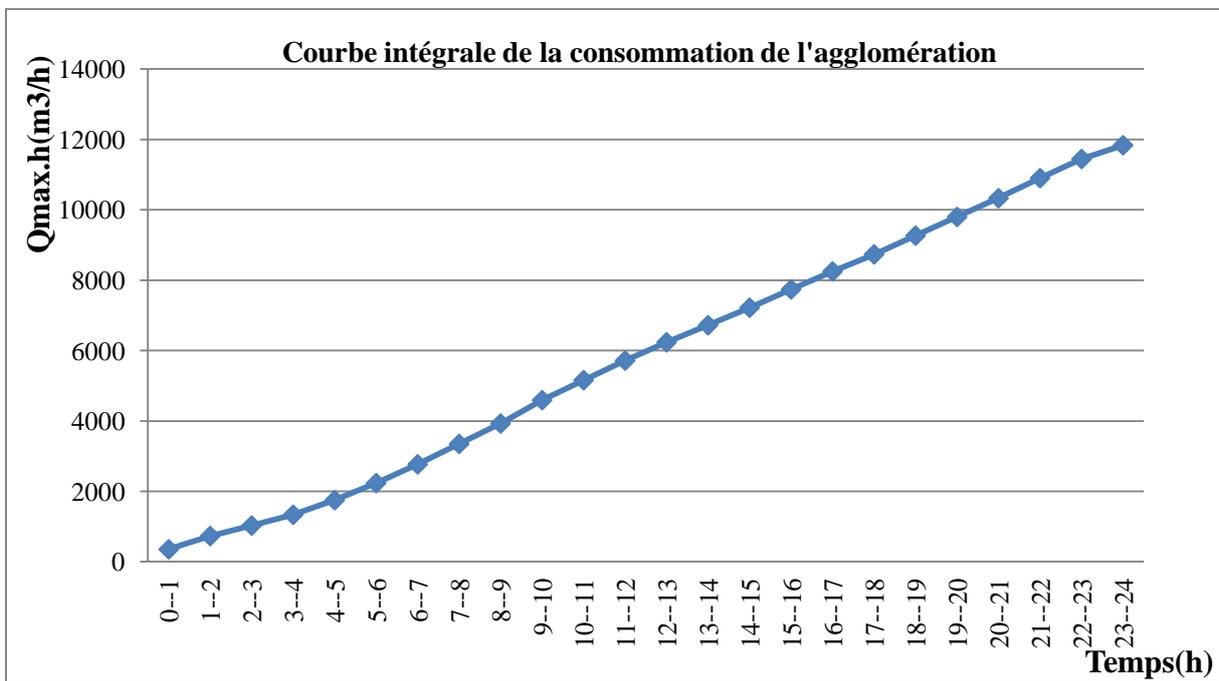
Heure	Q <sub>max,j</sub> = 11836		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0--1	3	355.08	3	355.08
1--2	3.2	378.75	6.2	733.83
2--3	2.5	295.90	8.7	1029.73
3--4	2.6	307.74	11.3	1337.47
4--5	3.5	414.26	14.8	1751.73
5--6	4.1	485.28	18.9	2237.00
6--7	4.5	532.62	23.4	2769.62
7--8	4.9	579.96	28.3	3349.59
8--9	4.9	579.96	33.2	3929.55
9--10	5.6	662.82	38.8	4592.37
10--11	4.8	568.13	43.6	5160.50
11--12	4.7	556.29	48.3	5716.79
12--13	4.4	520.78	52.7	6237.57
13--14	4.1	485.28	56.8	6722.85
14--15	4.2	497.11	61	7219.96
15--16	4.4	520.78	65.4	7740.74
16--17	4.3	508.95	69.7	8249.69
17--18	4.1	485.28	73.8	8734.97
18--19	4.5	532.62	78.3	9267.59
19--20	4.5	532.62	82.8	9800.21
20--21	4.5	532.62	87.3	10332.83
21--22	4.8	568.13	92.1	10900.96
22--23	4.6	544.46	96.7	11445.41
23--24	3.3	390.59	100	11836
<b>Total</b>	100	11836.00		

Un diagramme à barres qui représente la consommation en eau de l'agglomération est donnée dans la *Figure (I.4)*.



**Figure (I.4):** Diagramme à barres représentant la consommation en eau du pôle urbain de Saf-Saf (Meftah)

Une courbe qui représente la consommation en eau de l'agglomération est donnée dans la **Figure (I.5)**.



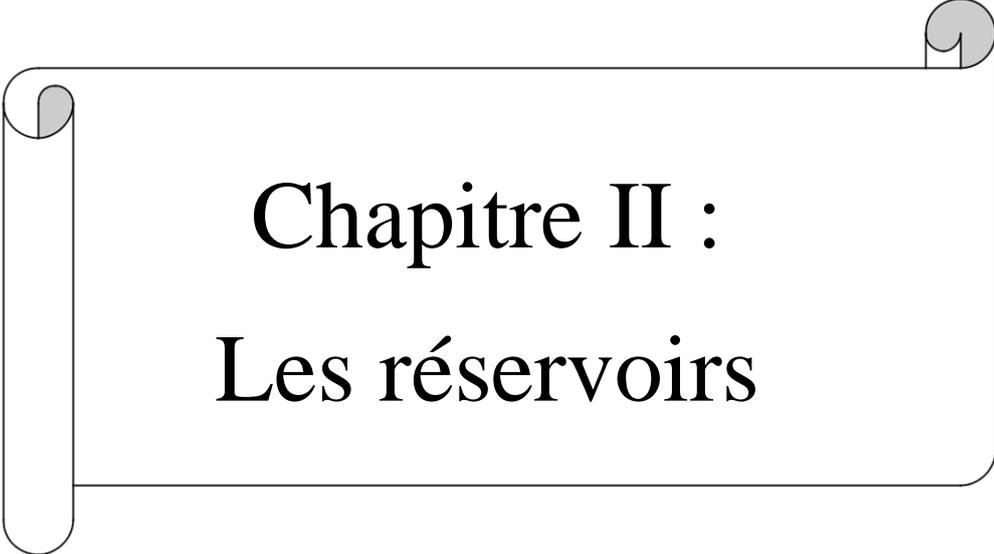
**Figure (I.5):** Courbe intégrale de la consommation en eau du pôle urbain de Saf-Saf

## **I.4. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. En effet, comme c'est une nouvelle ville, il n'y a aucun réseau disponible.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte. Dans notre projet nous sommes concernés par l'alimentation en eau potable de la zone de Saf-Saf.

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.



**Chapitre II :**  
**Les réservoirs**

## II.1. Introduction

Très souvent, l'installation d'adduction et de distributions d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau ; soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel. Il a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique [9] :

- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la demande en eau ;
- Assurer la consommation pendant la panne (panne électrique, défaillance de la pompe) ;
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes ;
- Le stockage de la réserve d'incendie ;

Le maintient d'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures.

## II.2. Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer [5] :

- ❖ **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- ❖ **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- ❖ **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

## II.3. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon [9]:

### II.3.1. Leur position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution
- Nécessitant une surpression.

- Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

### II.3.2. Leur forme

- ❖ Les réservoirs circulaires ;
- ❖ Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- ❖ Les réservoirs quelconques.

### II.3.3. Leur mode de fermeture

- ❖ Les réservoirs couverts ;
- ❖ Les réservoirs non couverts.

### II.3.4. Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- ❖ Métalliques ;
- ❖ En maçonnerie ;
- ❖ En béton armé ;
- ❖ Ou précontraint.

### II.3.5. Selon l'usage

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

Nous donnons ci-après un schéma détaillé d'un réservoir d'eau potable :

### UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

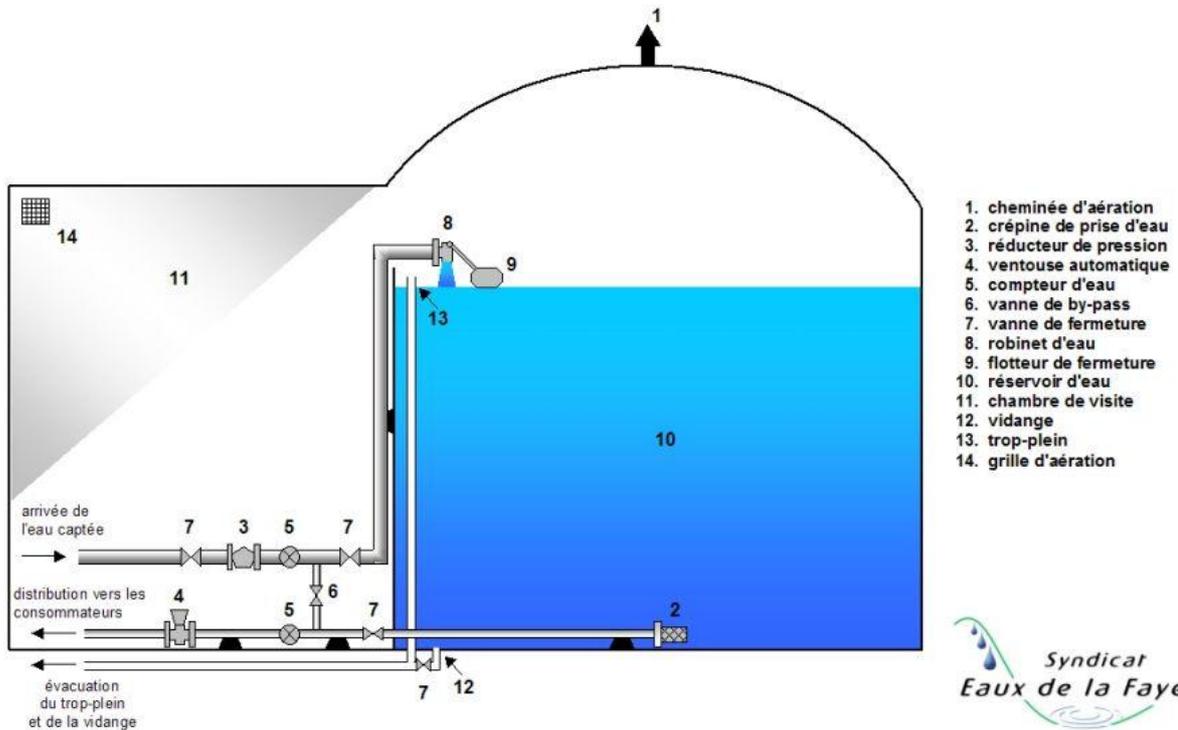


Figure (II.1) : Réservoir d'eau potable

Schéma détaillé d'un réservoir semi enterré cylindrique est donné ci-après :

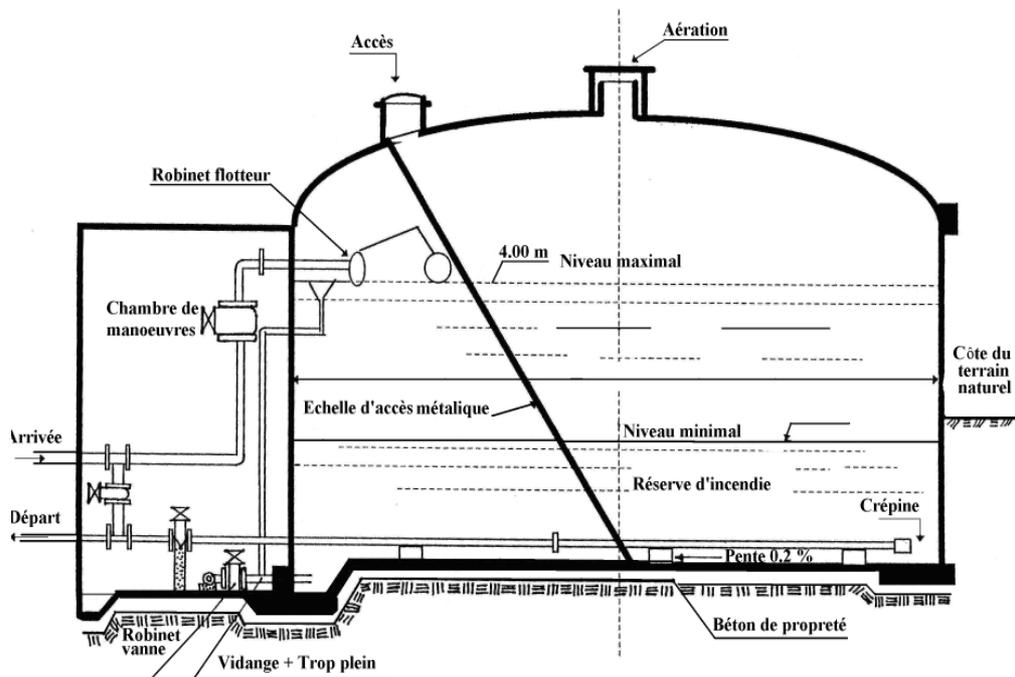


Figure (II.2) : Réservoir semi enterré cylindrique

Schéma détaillé d'un réservoir surélevé est représenté ci-dessous :

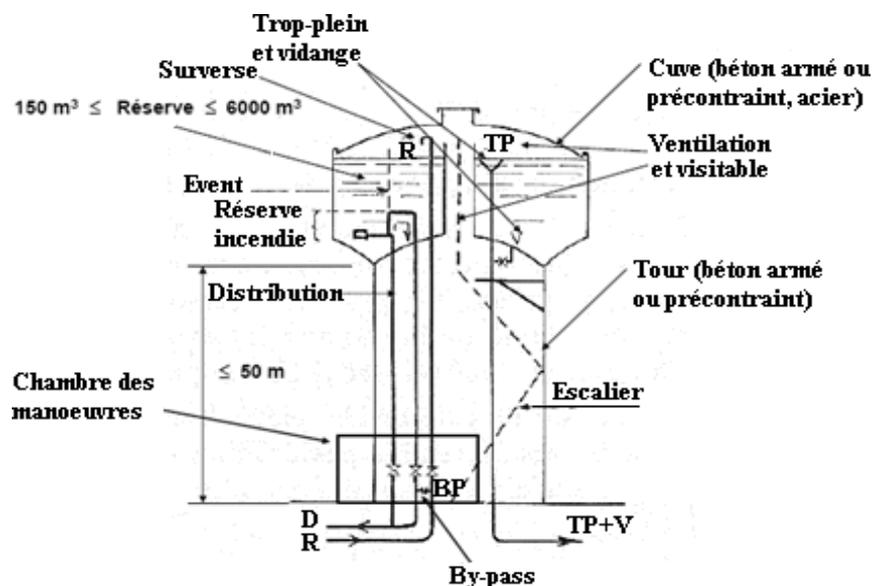


Figure (II.3) : Réservoir surélevé

## II.4. Utilités des réservoirs

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir [6] :

### \* *Fonction techniques :*

- ❖ Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- ❖ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau,...ete) ;
- ❖ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- ❖ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- ❖ Simplification de l'exploitation ;
- ❖ Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe ;
- ❖ Régularité des pressions dans le réseau ;
- ❖ Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

### \* *Fonctions économiques :*

- ❖ Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- ❖ Réduction des investissements sur le réseau de distribution ;

- ❖ Réduction des dépenses d'énergie.

## II.5. Qualité de l'eau dans les réservoirs

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient [7] :

- ❖ D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- ❖ De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins, ...etc) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux ;
- ❖ De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.
- ❖ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir

## II.6. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de point. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions

suivantes [5] :

- 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.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie
- Il doit être construit sur des terrains stables et solides.

## II.7. Choix du type de réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi-enterrés ; à savoir [6] :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Ethnocentrie plus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température ;
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts ;
- À l'abri des contaminations ;
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines ;
- À l'abri des pluies et des poussières.

## II.8. Fontainerie et équipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé par [7] :

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

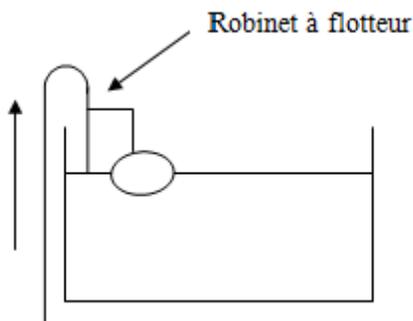
Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

## II.9. Conduite d'adduction

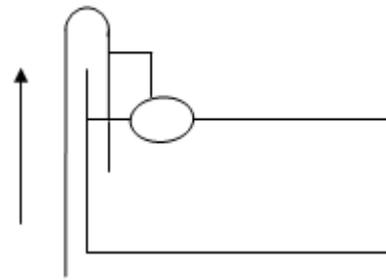
La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

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

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur pour interrompre l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal figure (II.4) et (II.5).



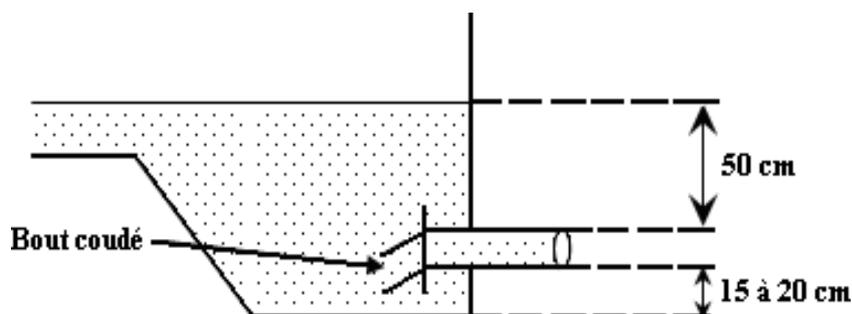
**Figure (II.4) :** Adduction avec chute libre



**Figure (II.5) :** Adduction noyée

## II.10. Conduite de distribution

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 – 0.20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanté dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite [8]. ( Figure ( II.6)



**Figure(II.6):** Conduite de distribution

### II.10.1. La conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop

plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante.

### II.10.2. Conduite de vidange

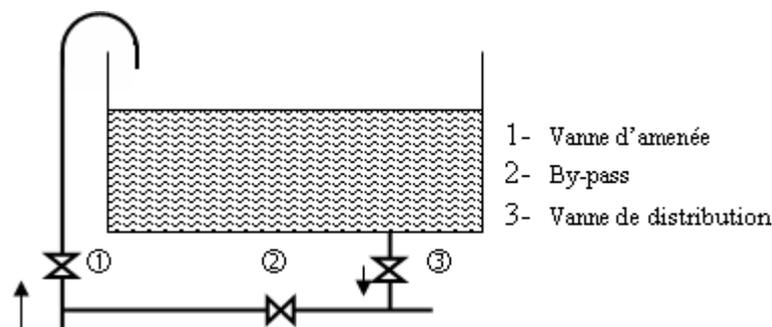
La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein.

### II.10.3. Conduite de by-pass

Le bay-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir. ( Figure (II.7)

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée.

- En bay-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.



*Figure (II.7): System By pass*

### II.10.5. Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

## II.11. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence [8] :

### II.11.1 Le système à deux prises

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable ( Figure (II.8)).

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte. En cas d'incendie, 1 est ouverte.

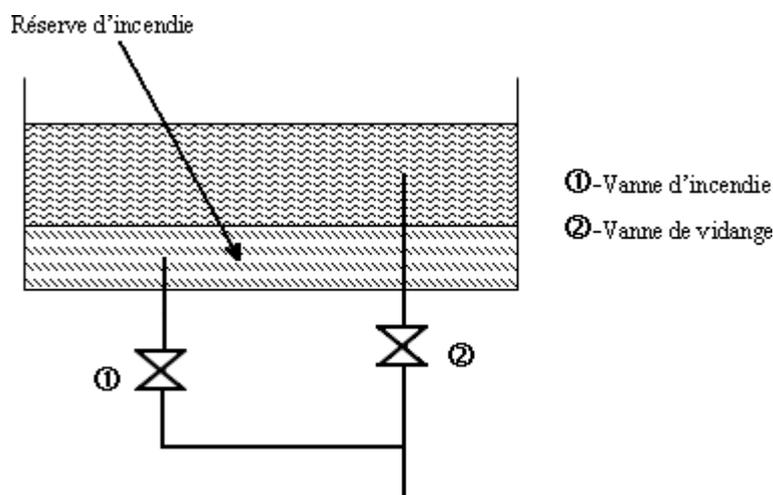


Figure (II.8) : Système à deux prises

- **Le système à siphon**

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de

l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée. En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée (Figure (II.9)).

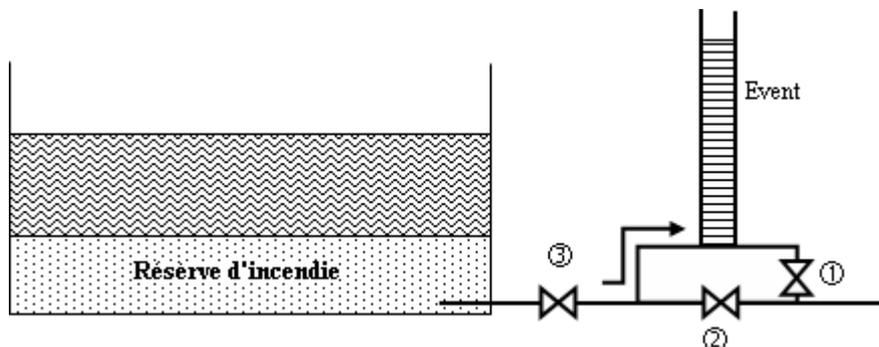


Figure (II.9) : Système à siphon

## II.12. Dimensionnement des capacités des réservoirs

### II.12.1. Dimensionnement de la station de reprise SR1

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage.

Le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 2 heure.

Avec :  $V_{S.R} = Q_{\max/h} * T$  (II.1)

$V_{S.R.}$  : volume de la station de reprise.

$Q_{\max j}$  : débit entrant à la station.

T : temps d'arrêt de la pompe (2h)

$$\begin{aligned} Q_{\max j} &= 15618.19 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\max.h} &= 650.75 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

$$V_{S.R1.} = 650.75 \times 2\text{h}$$

$$V_{S.R.1} = 1301.51 \text{ m}^3$$

**Remarque :** le volume calculé est de **1300 m<sup>3</sup>**, et le volume de réservoir est de **1000 m<sup>3</sup>** alors la capacité est insuffisante, donc il faut rajouter un autre réservoir de **300 m<sup>3</sup>**

### II.12.2. Dimensionnement de la station de reprise SR3

Le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 3 heure.

$$V_{S.R} = Q_{\max.h} * T$$

Avec :

$$Q_{\max.h} = 650.75 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$V_{S.R1} = 650.75 \times 3\text{h}$$

$$V_{S.R1} = \mathbf{1952.25 \text{ m}^3}$$

**Remarque :** le volume calculé est de **1952.25m<sup>3</sup>**, et le volume de réservoir existant est de **2000 m<sup>3</sup>** alors la capacité est suffisante.

### II.12.3 Dimensionnement du réservoir R1

Tableau (II.1) : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heure(h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0--1	1	1.5	3	3.35	0.75
1--2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2--3	1	1.5	2.5	3.3	1
3--4	1	1.5	2.6	3.2	1
4--5	2	2.5	3.5	3.25	3
5--6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6--7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
8--9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9--10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10--11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11--12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12--13	7	5	4.4	4.6	8.5
13--14	7	5	4.1	4.55	6
14--15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15--16	4.5	6	4.4	4.7	5
16--17	5	6	4.3	4.65	3.5
17--18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18--19	6.5	5	4.5	4.4	6
19--20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20--21	4.5	4	4.5	4.3	6
21--22	3	3	4.8	3.75	3
22--23	2	2	4.6	3.75	2
23--24	1	1.5	3.3	3.7	1

**Remarque :**

La variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre 50001 et 100000 hbts (puisque le nombre d'habitants sera 65766 hbts) ;

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

Le réservoir de pole urbain saf-saf assure une distribution pour la population de ce village par le système gravitaire avec un débit de  $Q_{\max j} = 15618.19 \text{ m}^3/\text{j}$

On a

$$\alpha_{\max} = 1.2 \quad \beta_{\max} = 1.32 \quad K_{\max} = 1.32$$

Tableau (II.2) : Réparation des consommations on fonction du débit horaire

Heure	Consommation en %	Consommation en m3/j	Production en %	Déficits en %	Surplus en %	Reste d'eau en %
0—1	3	468.55	0	-3		8.3
1—2	3.2	499.78	0	-3.2		5.1
2—3	2.5	390.45	0	-2.5		2.6
3—4	2.6	406.07	0	-2.6		0
4—5	3.5	546.64	6.25		2.75	275
5—6	4.1	640.35	6.25		2.15	4.9
6—7	4.5	702.82	6.25		1.75	6.65
7—8	4.9	765.29	6.25		1.35	8
8—9	4.9	765.29	6.25		1.35	9.35
9—10	5.6	874.62	6.25		0.65	10
10—11	4.8	749.67	6.25		1.45	11.45
11—12	4.7	734.05	6.25		1.55	13
12—13	4.4	687.20	6.25		1.85	14.85
13—14	4.1	640.35	6.25		2.15	17
14—15	4.2	655.96	6.25		2.05	19.05
15—16	4.4	687.20	6.25		1.85	20.9
16—17	4.3	671.51	6.25		1.95	22.85
17—18	4.1	640.35	6.25		2.15	25
18—19	4.5	702.81	6.25		1.75	26.75
19—20	4.5	702.81	6.25		1.75	28.5
20—21	4.5	702.80	0	-4.5		24
21—22	4.8	749.67	0	-4.8		19.2
22—23	4.6	718.44	0	-4.6		14.6
23—24	3.3	515.40	0	-3.3		11.3
<b>Somme</b>	<b>100%</b>	<b>15618.19</b>	<b>100</b>			

Calcul de la capacité du réservoir :

Le résidu dans le réservoir :  $P = 28.5 - 0 = 28.5\%$ .

Le volume résiduel :  $V_r = \frac{28.5 \cdot 15618.19}{100} = 4451.1 \text{ m}^3$

Le volume total :  $V_{rt} = V_r + V_i = 4451.1 + 120 = 4571.1 \text{ m}^3$

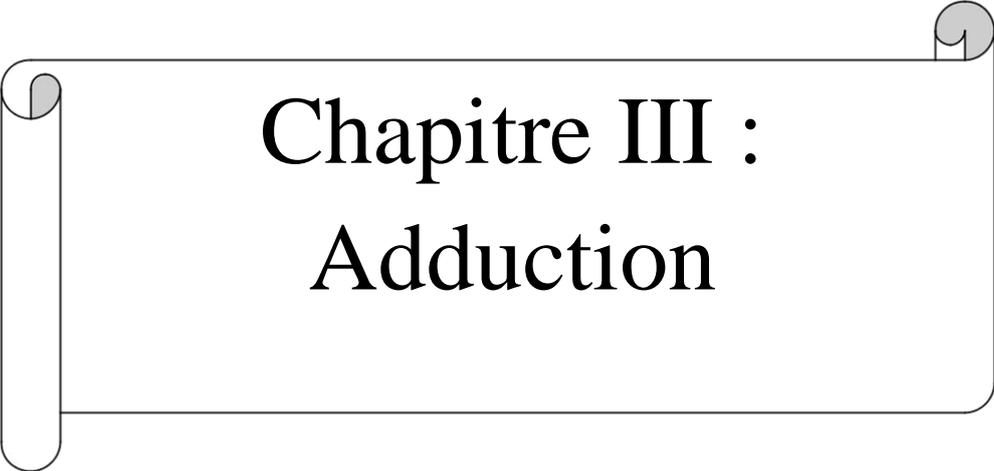
La capacité normalisé sera :  $V_n = 5000 \text{ m}^3$

**Remarque :** le volume calculé est de **4571.1 m<sup>3</sup>**, et le volume de réservoir existant est de **5000 m<sup>3</sup>**, alors la capacité est suffisante.

### II.13. Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir) et de transits (station de reprise).

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, ou cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.



# Chapitre III : Adduction

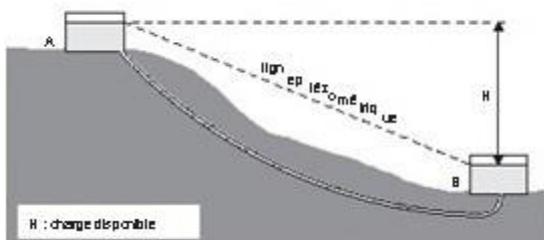
### III.1. Introduction

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

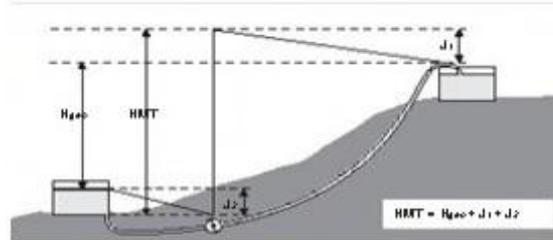
### III.2. Topologie des systèmes d'adduction

Il y a deux types d'adduction [8]:

- **Adduction gravitaire** : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom *Figure (III.1)* .
- **Adduction par refoulement** : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir *Figure (III.2)*.



*Figure (III.1) : Adduction gravitaire*



*Figure (III.2) : Adduction par refoulement*

### III.3. Choix du tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit d'une façon à avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économiques telle que :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car un cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.

- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

### III.4. Choix du type des conduites

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine [4].

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte et en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

#### ➤ Conduites en PEHD

##### ✓ *Avantages :*

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonnes propriétés hydrauliques.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD.

➤ **Conduite en fonte**

✓ **Avantages :**

- Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Un ensemble homogène complet ;
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique ;
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés) ;
- Une économie rationnelle ;
- Montage simple ;

### III.5. Etude technico-économique des conduites

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation [4]:

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

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

#### III.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit qui sort du forage dans notre cas nous avons [4] :

$$Q_f = 180 \text{ l/s}$$

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [8] :

$$\text{Formule de BONNIN : } - D_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } - D_2 = 1.5 * \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

- $D_1$  : Diamètre minimum de la conduite (m) ;
- $D_2$  : Diamètre maximum de la conduite (m) ;
- $Q$  : Débit transitant dans la conduite ( $m^3/s$ ).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées qui est le plus économique.

### III.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante [8] :

$$V = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \quad (III.3)$$

- $Q$  : débit véhiculé dans la conduite ( $m^3/s$ ).
- $D$  : Diamètre de la conduite (m).

### III.5.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations [8].

Elles se présentent sous deux formes :

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

#### III.5.3.1. Les pertes de charges linéaires

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH :

$$H_l = \frac{\lambda * V^2}{2 * g * D} * L \quad (III.4)$$

Avec :

- $H_l$  : pertes de charge linéaires (m).
- $L$  : longueur de la conduite (m).
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ )
- $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

- *Calcul du coefficient des pertes de charges :*

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge  $\lambda$  aux différents régimes on a (voir annexe 1) :

• **Régime turbulent rugueux :**

$$\text{Formule de NIKURADZI : } \lambda = (1.14 - 0.86 \times \text{LN} \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{III.5})$$

• **Régime transitoire :**

$$\text{- Formule de COLEBROOK : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,
- $\lambda$  : Coefficient de pertes de charge,
- D : Diamètre du tuyau en m,
- V : Vitesse d'écoulement en m/s,
- g : Accélération de la pesanteur en  $\text{m}^2/\text{s}$ ,
- L : Longueur de la conduite en m,
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivant :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

➤  $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337t + 0.00221 t^2)$$

Avec :

t : température de l'eau

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants :

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression,
- Paramètres physico- chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad (\text{III.8})$$

- $K_0$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs,

-  $\alpha$  : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON (Annexe) (2).

-  $\alpha = 0.036$  mm/ans, qui correspondent à la zone de faible agressivité.

-  $T_s$  : Temps de service = 25 ans,

### III.5.3.2. les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge singulières pour le PEHD :

$$H_S = 0.1 \times H_L$$

- 15% des pertes de charge singulières pour la fonte :

$$H_S = 0.15 \times H_L$$

### III.5.3.3. Les pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

- Pour le PEHD :  $H_t = 1.10 \times H_L = 1.1 \times J \times L$
- Pour la fonte :  $H_t = 1.15 \times H_L = 1.15 \times J \times L$

### III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Elle présente la somme des pertes de charge linéaires et singulières [8] :

$$H_{tm} = H_g + J_T \quad (III.9)$$

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$H_T$  : pertes de charges totales (m).

### III.5.5. Puissance de pompage

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{n} \quad (III.10)$$

-  $P_a$  : puissance absorbée par la pompe (kW).

-  $H_{tm}$  : Hauteur manométrique totale (m).

-  $Q$  : Débit à transité ( $m^3/s$ ).

$n$  : Le rendement de la pompe en %

### III.5.6. Energie consommée par la pompe

$$E = P_a \times t \times 360 \quad (\text{III.11})$$

E : Energie consommée par la pompe (kWh)

$P_a$  : puissance absorbée par la pompe (kW)

t : temps de pompage (h).

### III.5.7. Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{III.12})$$

Avec :

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

$$A = \left( \frac{i}{(1+i)^n - 1} + 1 \right) \quad (\text{III.13})$$

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité),  $i = 8\%$  ;

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

D'où :

$$A = \left( \frac{0.08}{(0.08+1)^{25} - 1} + 1 \right) \quad (\text{III.14})$$

$$A = 0.0937.$$

### III.5.8. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{expo} + F_{Am} \quad (\text{III.15})$$

### **III.5.9. Prix des conduites**

Le prix des conduites est pris en tenant compte des couts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire. (Voir l'annexe 3).

## **III.6. Equipements de l'adduction**

### **III.6.1. Robinet et vanne**

Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

### **III.6.2. Ventouses**

Placées aux points le plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent.

### **III.6.3. Vidange**

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

## **III.7. Description du schéma de l'adduction**

Le départ de la chaine d'adduction, est le point de piquage sur la conduite d'adduction principale venant du 12 forage , qui passe par le réservoir (R1), celui-ci est situé à une cote de 138m, refoulant l'eau par l'intermédiaire d'une station de pompage (SR1) implanté juste à coté vers le réservoir (R2) surélevé de cote 303 m , refoulant l'eau par l'intermédiaire d'une station de pompage (SP2) implante juste à coté vers le réservoir (R3) situé à une cote de 480m.

L'adduction continue gravitairement vers la agglomération du nouveau pole urbain Saf\_Saf .

## **III.8. Calcul du diamètre économique de l'adduction**

### **III.8.1. tronçon des forages**

Le présent projet est constitué de 12 forages ils sont tous raccordés entre eux par des conduites en PEHD d'un diamètre qui varie entre 160 mm et 400 mm. Vu la difficulté des raccordements et le manque de données nécessaire nous avons pas pu dimensionner notre réseaux au niveau de ses forage le débit pour chaque forage est de 18 l/s et le débit total des forages est de  $Q_{tf} = 180 \text{ l/s}$ , ces le débit qui rentre au niveau de la station de pompage SP1 il est estimé suffisant pour l'alimentation de notre pole urbain Saf-Saf.

### **III.8.2. Tronçon SR1- SR2 (Adduction par refoulement)**

- Débit :  $0.18 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique (Hg) : 167.42 m.
- Longueur de l'adduction : 885m.

- Le diamètre :
  - $D_1 = \sqrt{Q} = 0.399$
  - $D_2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 0.491$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 400 ou 500 mm.

### III.8.2.1. Calcul de la Hmt

**Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt**

DN(m)	V (m/s)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	j(m/m)	J <sub>T</sub> (m)	Hmt
0.4	1,44	885	0.18	0.003823	3.89	171.31
0.5	0.92	885	0.18	0.001196	1.21	168.63

### III.8.2.2. Le frais d'exploitation

**Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation**

DN (m)	P ( kw)	E (KWh)	e (DA/KWh)	Fex (DA)
0.4	403.33	3680442.42	4.67	17186766.12
0.5	397.04	3623003.04	4.67	16919424.21

### III.8.2.3. Calcul des frais d'amortissement

les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement. (Annexe 3)**

DN (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
0.4	12966.67	885	0.0937	1075254.62
0.5	19569.51	885	0.0937	1622791.83

**III.8.2.4. Calcul du bilan****Tableau (III.4) : Calcul du Bilan**

DN (m)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>am</sub> (DA)	Bilan (DA)
0,4	17186766.12	1075254.62	18262920.74
0.5	16919424.21	1622791.83	18542216.05

D'après le tableau (III.4), on constate que le diamètre économique est le 400 mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 1.44 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 171.31 m.

**III.8.3. Tronçon SR2- réservoir (Adduction par refoulement)**

- Débit : 0.12m<sup>3</sup>/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 176.6m.
- Longueur de l'adduction : 1258 m.
- Le diamètre :

$$- D_1 = \sqrt{Q} = 0.320$$

$$- D_2 = 1.5 * \sqrt{Q} = 0.401$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabricant : 400 ou 500 mm.

**III.8.3.1. Calcul de la Hmt****Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt**

DN(m)	V (m/s)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	j(m/m)	J <sub>T</sub> (m)	Hmt
0.4	0.955	1258	0.12	0.001699	2.45860	179.05
0.5	0.611	1258	0.12	0.0005319	0.76952	177.37

**III.8.3.2. Le frais d'exploitation****Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation**

DN (m)	P ( kw)	E (KWh)	e (DA/KWh)	Fex (DA)
0.4	281.05	2564584.79	4.67	11976610.98
0.5	278.39	2540392.70	4.67	11863633.94

**III.8.3.3. Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement (Annexe 3 )**

DN (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	Fam (DA)
0,4	12966.67	1258	0.0937	1528441.04
0.5	19569.51	1258	0.0937	2306748.16

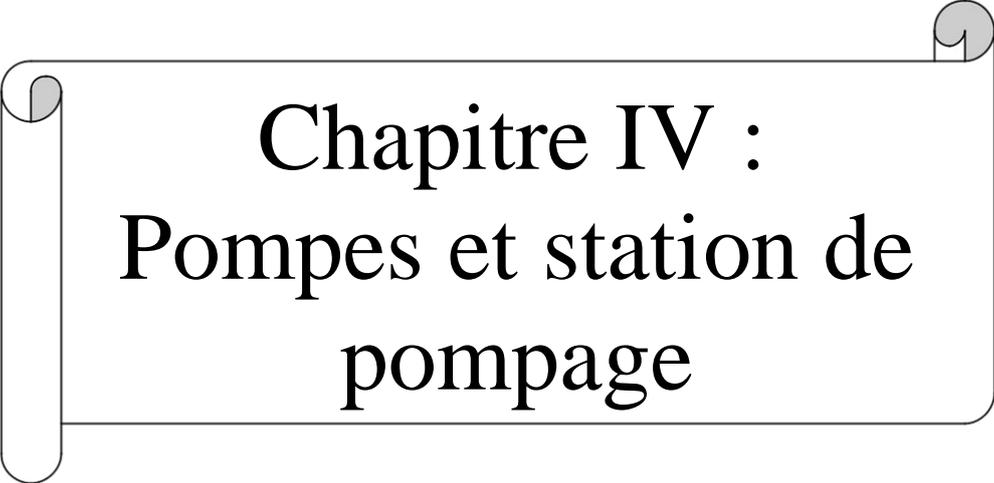
**III.8.3.4. Calcul du bilan****Tableau (III.8) : Calcul du Bilan**

DN (m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,4	11976610.98	1528441.04	13505052.02
0.5	11863633.94	2306748.16	14170382.10

D'après le tableau (III.7), on constate que le diamètre économique est le 400 mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.95 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 179.05 m.

**III.9. Conclusion**

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement ; ce qui est l'objectif du chapitre suivant .



**Chapitre IV :  
Pompes et station de  
pompage**

## IV.1. Introduction

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point bas vers un point haut, ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle principal de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide qui se traduit par la transformation de l'énergie mécanique, fournie par un moteur, en énergie hydraulique.

Dans ce chapitre, le choix des pompes de la station de pompage se fera à l'aide de catalogue numérique CAPRARI afin d'aboutir à une sélection optimale.

## IV.2. Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [7] :

- **Les pompes volumétriques** : appelées aussi pompes à déplacement, c'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.
- **Les Turbo-pompes** : Le principe de fonctionnement des Turbo-pompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor" ; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

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

### 1. Selon le type de la roue

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

### 2. Selon le nombre d'éléments disposés en série

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

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

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

### 4. Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

### 5. Selon l'importance de la pression produite

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

### IV.3. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer portera sur les critères suivants [5] :

- Le débit appelé à être refoulé.
- La hauteur d'élévation à atteindre.
- Le rendement de la pompe qui doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum d'exploitation.
- Le point d'aspiration

### IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les critères les plus importants des pompes sont [6] :

#### IV.4.1. La vitesse de rotation (N)

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

#### IV.4.2. Le débit de pompage (Q)

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

#### IV.4.3. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

##### IV.4.3.1. Hauteur géométrique d'aspiration ( $H_a$ )

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal ; ce sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

##### IV.4.3.2. Hauteur géométrique de refoulement ( $H_r$ )

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

##### IV.4.3.3. Pertes de charges ( $J_a+J_r$ )

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

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (IV.1)$$

#### IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées

##### IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par ( $P_a$ ), unité de mesure (KW).

**IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile (Pu)**

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H \quad (IV.2)$$

**IV.4.5. Le rendement de la pompe**

C'est le rapport de la puissance utile (Pu) à la puissance absorbée de la pompe (Pa) :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H}{P_a} \quad (IV.3)$$

Avec :

- $\eta_p$  : Le rendement de la pompe.
- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- $Q$  : débit a relever en (m<sup>3</sup>/s).
- $H$  : hauteur d'élévation en (m).

**IV.5. Les courbes caractéristiques**

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [7] :

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

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

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

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

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

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

**IV.6. Couplage des pompes**

On distingue deux types de couplage des pompes [7] :

- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes ;
- **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

**IV.7. Le point de fonctionnement de la pompe****IV.7.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :**

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

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées  $H_d$  et  $Q_d$  déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées [5].

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

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

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

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps  $T_d = 21$  et  $22$  heures est de :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 21 \times Q_d \quad (\text{IV.4})$$

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

$$Q_f \times T = 21 \times Q_d \quad (\text{IV.5})$$

D'où :

$$T = \frac{24 \times Q_d}{Q_f} \quad (\text{IV.6})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H_f \cdot Q_f}{\eta} (\text{Kw}) \quad (\text{IV.7})$$

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

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

$$P_a = \frac{g \cdot H_d \cdot Q_d}{\eta} (\text{Kw}) \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

$$H' = H_f + J_v \quad (\text{IV.9})$$

Où :

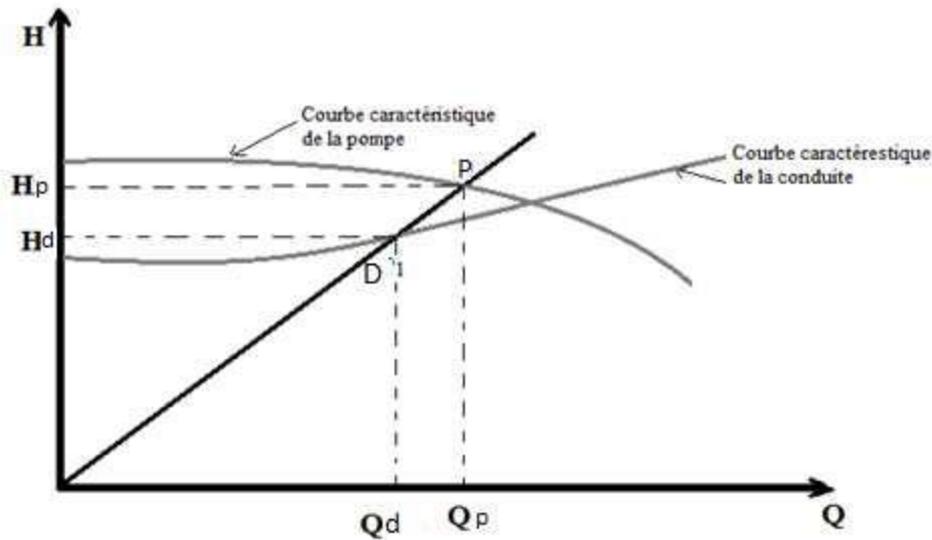
- $J_v$  : Perte de charge engendrée par vannage en (m),
- $H'$  : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de  $h=0$  en (m).
- $\eta$  : Le rendement de point  $P'(Q', H')$ .

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

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Ceci doit se faire dans une limite ne dépasse pas 15% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation ( $N$ ), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe

caractéristique de la conduite (point D). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point P ( $Q_p, H_p$ ) (Figure (IV.1)).



**Figure (IV.1) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage**

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_d}{Q_p} = \frac{H_d}{H_p} = \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{IV.10})$$

Où :

-  $d$  et  $d_1$  : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant  $d = m \cdot D$ , avec  $m$  coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_d}{H_p}} = \sqrt{\frac{Q_d}{Q_p}} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

-  $m$  : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{IV.12})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot H_d \cdot Q_d}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV.13})$$

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

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

$$a = \frac{H_d}{Q_d^2} \quad (\text{IV.14})$$

La parabole tracée passe par le point désiré Pd (Hd, Qd) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue Pv(Qv, Hv) de Pd (Fig. V-4), alors d'après les lois de similitude la nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \left(\frac{Q_d}{Q_v}\right) (\text{Tr/min}) \quad (\text{IV. 15})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot H_d \cdot Q_d}{\eta} (\text{KW}) \quad (\text{IV. 16})$$

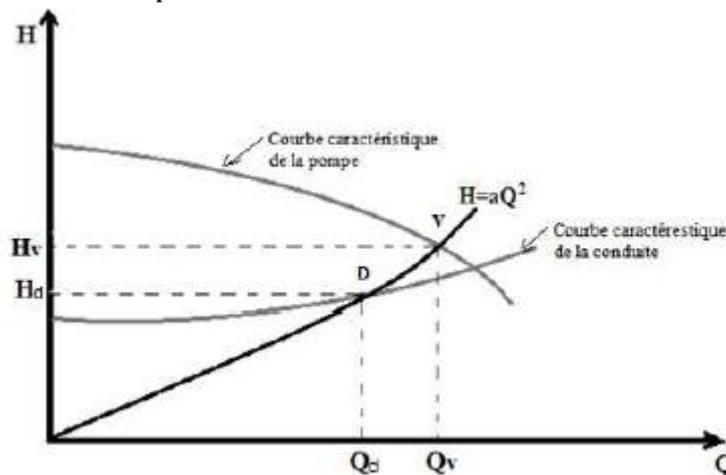


Figure (IV.2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

#### IV.8. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe [9].

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue  $P_a$  à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise  $NPSH_r$ .

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\rho} - h_v \quad (\text{IV.17})$$

Où :

- $\frac{P_0}{\rho}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;
- $h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

Le  $NPSH$  requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (IV.18)$$

Deux cas sont possible (voir les figures(IV.3) et (IV.4) suivantes) :

➤ *Aspiration en dépression*

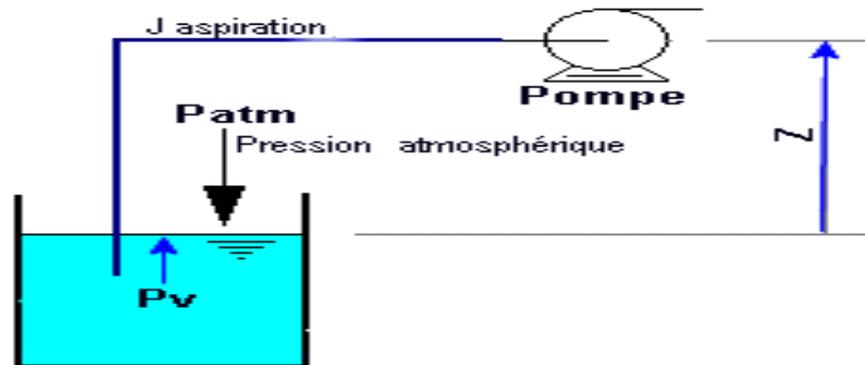


Figure (IV.3) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

➤ *Aspiration en charge*

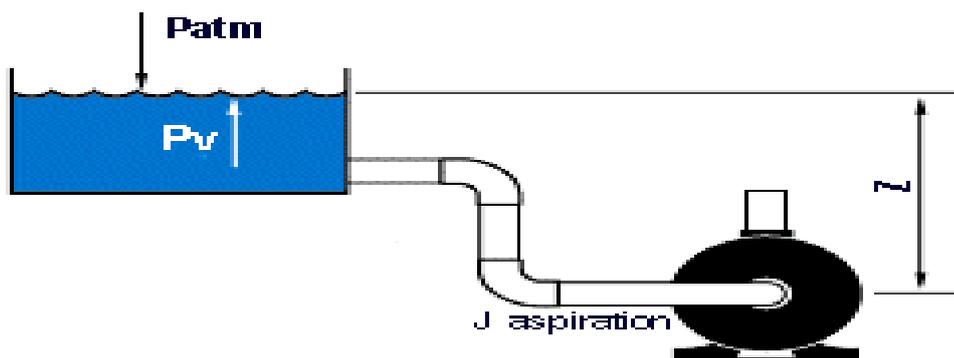


Figure (IV. 4) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

Où, le  $NPSH_d$ : représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en dépression)} \quad (IV.19)$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en charge)} \quad (IV.20)$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e).
- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en m.
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

Les différentes tensions de vapeur sont données dans le tableau (IV.1) ci-après :

**Tableau (IV.1)** tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H <sub>v</sub>	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

## IV.9. Choix des pompes du projet

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

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

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

### IV.9.1. Conduite d'adduction SP1 vers SP2

✓ *Caractéristiques de la conduite*

$Q = 180 \text{ l/s}$  ;

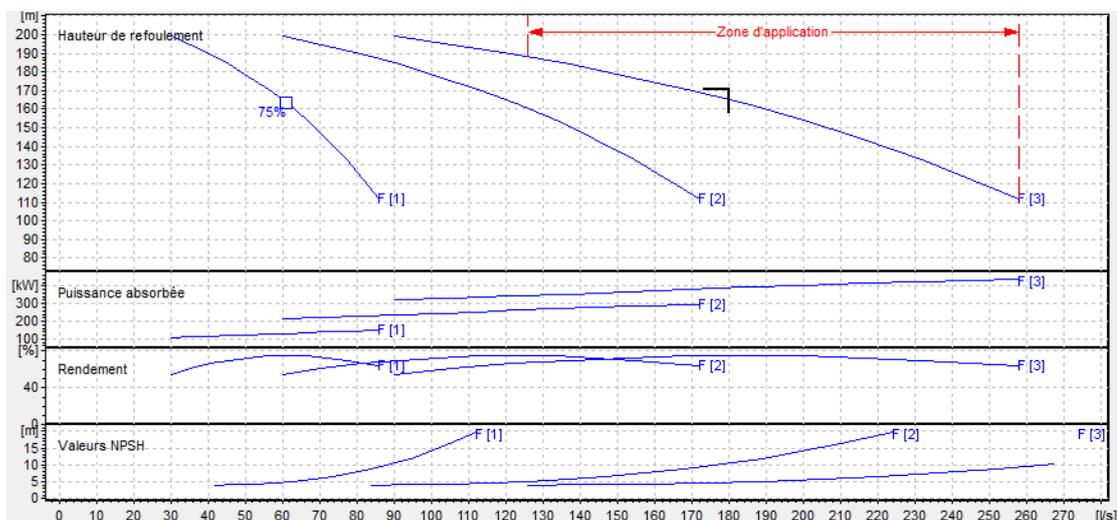
$H_g = 167.42 \text{ m}$  ;

$HMT = 170.31 \text{ m}$ .

✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour quatre pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type (PM 125/ 3 F) dont les caractéristiques sont les suivantes (annexe (4)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 74.5\%$  ;
- $P_a = 200 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 4.51 \text{ m}$ .



**Figure (IV.5) :** Courbes caractéristiques de la pompe (SP1-SP2)

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Feff}}$  (178 l/s, 165m).

Le point désiré  $P_d$  (180 l/s, 171.31 m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Feff}}$ ) choisie ne coïncide pas avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

**a) 1<sup>ere</sup> variante : modification du temps de pompage**

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

$$Q_d \times T_d = Q_f \times T_f$$

D'où

$$T_f = \frac{Q_d \times T_d}{Q_f} = \frac{180 \times 22}{180} = 22 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_f \times Q_f}{\eta} = \frac{9,81 \times 171 \times 0,18}{0,745} = 405.30 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 405.30 \times 22 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = 15198790.53 \text{ DA.}$$

**b) 2<sup>eme</sup> variante : Régulation par étouffement (le vannage)**

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

$$J_v = H' - H_d = 176 - 171 = 5 \text{ m.}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_d}{\eta} = \frac{9,81 \times 176 \times 0,18}{0,745} = 417.15 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 417.15 \times 22 \times 365 \times 4,67 = 15643370.57$$

D'où :

$$F_{exp} = 15643370.57 \text{ DA}$$

**c) 3<sup>eme</sup> variante : Rognage de la roue**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

**d) 4<sup>eme</sup> variante : Variation de la vitesse**

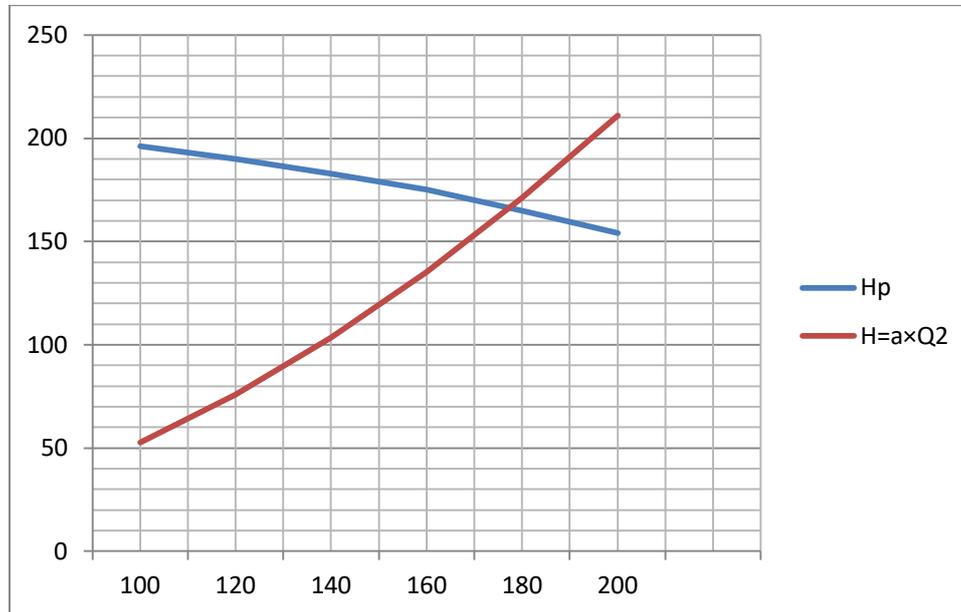
- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :  $N' = N \times \frac{Q_d}{Q_v}$

- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a \times Q^2 = \frac{H_d}{Q_d^2} \times Q^2 = 0.005277 \times Q^2$$

**Tableau (IV.2) : Les points de la courbe caractéristique**

<b>Q</b>	<b>100</b>	<b>120</b>	<b>140</b>	<b>160</b>	<b>180</b>
<b>H<sub>p</sub></b>	<b>196</b>	<b>190</b>	<b>183</b>	<b>175</b>	<b>165</b>
<b>H=a×Q<sup>2</sup></b>	<b>52,77</b>	<b>75,98</b>	<b>103,43</b>	<b>135,09</b>	<b>171</b>

**Figure (IV. 6) : Caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe**

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A ( $Q_v$ ,  $H_v$ ). Les coordonnées du point A sont (177 l/s ; 167 m).

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times \frac{177}{180} = \mathbf{2851.66 \text{ tr/min}}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9,81 \times 171 \times 0,18}{0,745} = 405.30 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 405.30 \times 22 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = \mathbf{15198956.63 \text{ DA.}}$$

**Remarque :**

Notre choix se portera sur la 1 ère variante qui présente une meilleure économie.

✓ **Etude de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 303 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- (NPSH) r = 4.51m.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 303) = 9,966 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9.966 + 1 - (0 + 0,24) = 10.72$$

$$NPSH_r < NPSH_d$$

En conclusion la pompe n'est pas dans la zone de cavitation.

#### IV.9.2. Conduite d'adduction SR2 vers R1

✓ *Caractéristiques de la conduite*

$$Q = 120 \text{ l/s}; \quad H_g = 176.6 \text{ m};$$

$$HMT = 179.05 \text{ m}.$$

✓ *Caractéristiques de la pompe*

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour trois pompes en parallèles à axe horizontal multicellulaire de type : (PM 125/ 2 B) dont ces caractéristiques sont les suivantes (annexe (4)) :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 76.2\%$  ;
- $P_a = 200 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 5.84 \text{ m}$ .

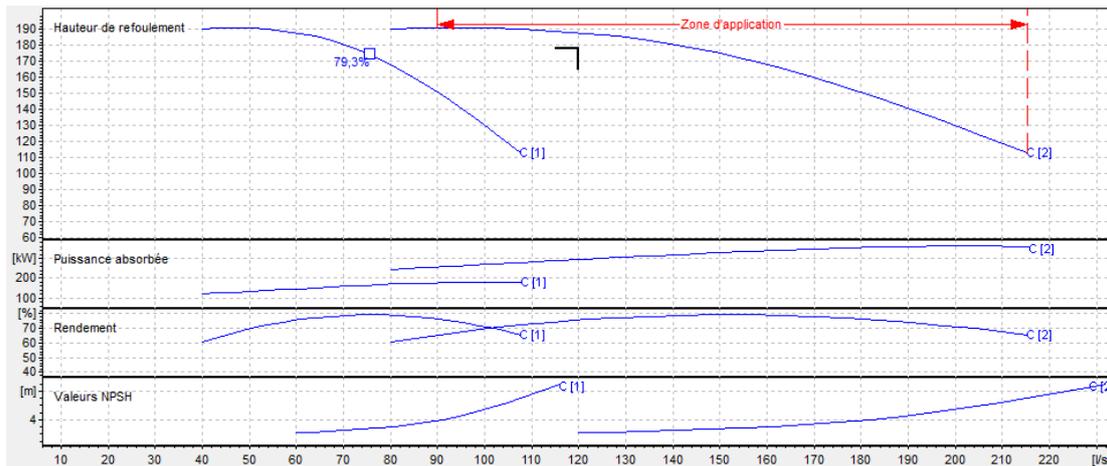


Figure (IV.7) : Courbes caractéristiques de la pompe (SP2-R1)

Le point de fonctionnement  $P_{\text{Feff}}$  (119 l/s, 188 m).

Le point désiré  $P_F$  (120 l/s, 179.05 m).

Le point de fonctionnement de la pompe effectif ( $P_{\text{Feff}}$ ) choisie ne coïncide pas avec le point désiré ( $P_F$ ), donc on opte pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

##### a) 1<sup>ère</sup> variante : modification du temps de pompage

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

$$Q_a \times T_a = Q_f \times T_f$$

D'où

$$T_f = \frac{Q_a \times T_a}{Q_f} = \frac{120 \times 21}{119} = 21.17 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H_f \times Q_f}{\eta} = \frac{9,81 \times 188 \times 0,119}{0,762} = 288.017 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 288.017 \times 21.17 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = 10393203.95 \text{ DA.}$$

**b) 2<sup>eme</sup> variante : Régulation par étouffement (le vannage)**

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

$$J_v = H' - H_d = 188 - 179.03 = 8.97 \text{ m.}$$

- La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g \times H' \times Q_d}{\eta} = \frac{9,81 \times 188 \times 0,12}{0,762} = 290.44 \text{ KW}$$

- Les frais d'exploitation seront :<sup>2</sup>

$$F_{exp} = 290.44 \times 21 \times 4,67 \times 365 = 10396380.62$$

D'où :

$$F_{exp} = 10396380.62 \text{ DA}$$

**c) 3<sup>eme</sup> variante : Rognage de la roue**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

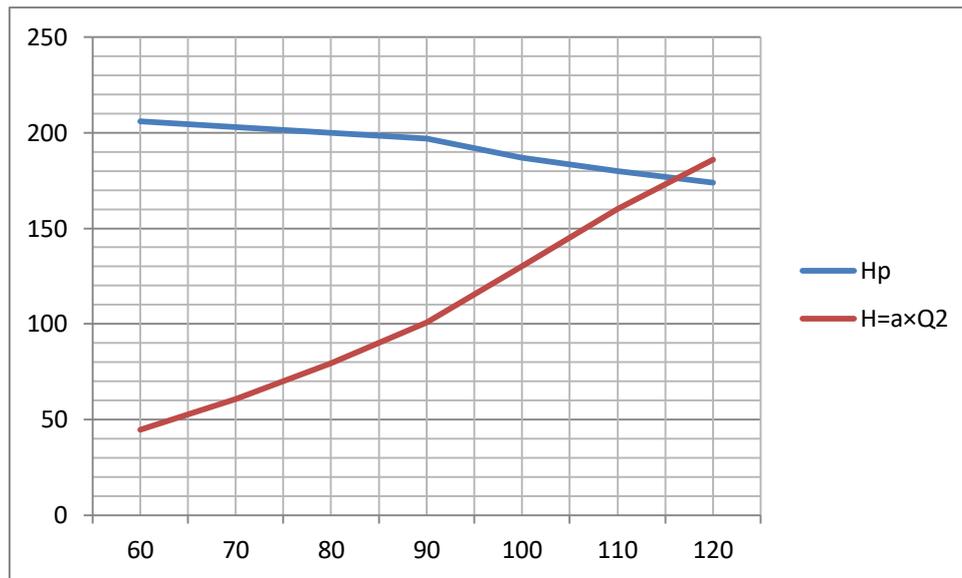
**d) 4<sup>eme</sup> variante : Variation de la vitesse**

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :  $N' = N \times \frac{Q_d}{Q_v}$
- La courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a \times Q^2 = \frac{H_d}{Q_d^2} \times Q^2 = 0.01243 \times Q^2$$

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

<b>Q</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>100</b>	<b>110</b>	<b>120</b>
<b>H<sub>p</sub></b>	<b>206</b>	<b>203</b>	<b>200</b>	<b>197</b>	<b>187</b>	<b>180</b>	<b>174</b>
<b>H=a×Q<sup>2</sup></b>	<b>44,75</b>	<b>60,907</b>	<b>79,55</b>	<b>100,68</b>	<b>130,3</b>	<b>160,15</b>	<b>185,92</b>



**Figure (IV. 8) :** Caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A ( $Q_v$ ,  $H_v$ ). Les coordonnées du point A sont (117 l/s ; 178 m).

$$\text{D'où : } N' = 2900 \times \frac{117}{120} = \mathbf{2827.50 \text{ tr/min}}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{9,81 \times 178 \times 0,12}{0,762} = 274,99 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{exp} = 274,99 \times 21 \times 365 \times 4,67$$

D'où :

$$F_{exp} = \mathbf{9843381.65 \text{ DA}}$$

**Remarque :**

Notre choix se portera sur la 4<sup>ème</sup> variante qui présente une meilleure économie.

✓ **Etude de la cavitation**

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 480\text{m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- (NPSH)  $r = 5.84 \text{ m}$ .

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 480) = 9,754\text{m}$$

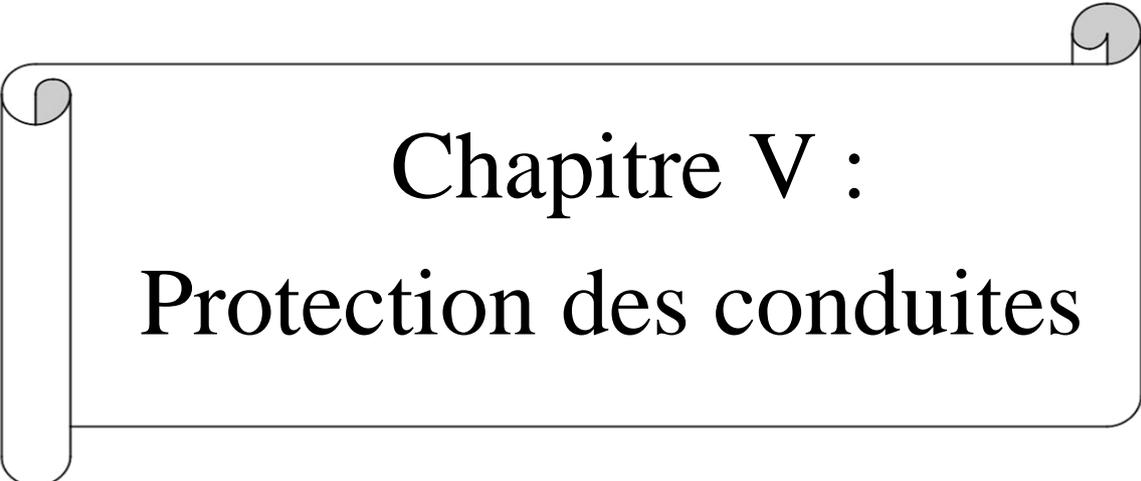
$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v) = 9.754 + 1 - (0 + 0,24) = 10.514$$

$$NPSH_r < NPSH_d$$

En conclusion, la pompe n'est pas dans la zone de cavitation.

## **IV.9. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer les différentes caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet à l'aide du catalogue numérique CAPRARI par le choix de la variante la plus économique.



**Chapitre V :**  
**Protection des conduites**



## V.1. Définition du coup de bélier

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

## V.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

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

## V.3. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

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

## V.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Volant d'inertie** : Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.
- **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.
- **Réservoirs d'air** : Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (Figure (V.1)).

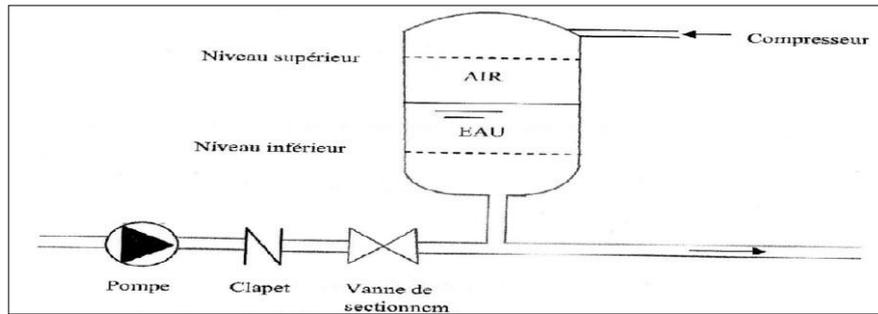


Figure (V.1) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

- **Cheminée d'équilibre** : Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions (Figure (V.2)), elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

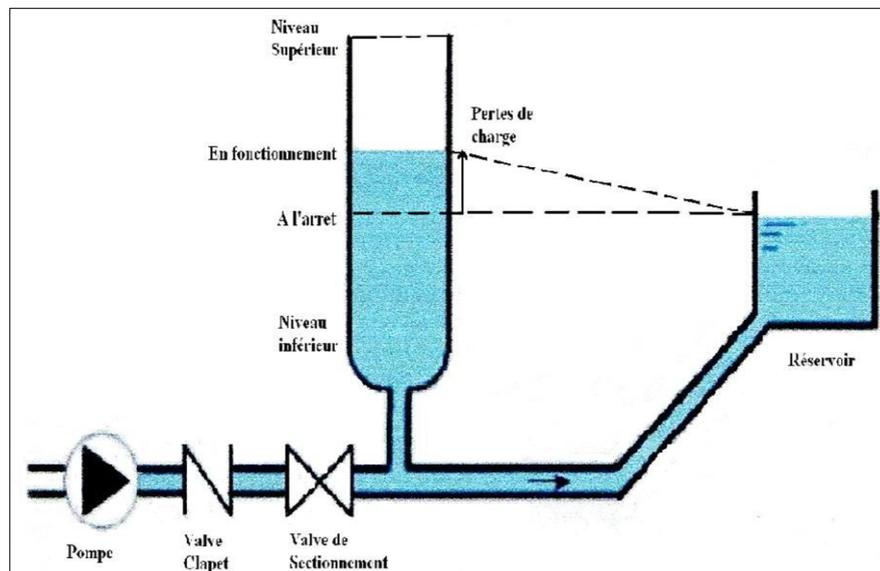


Figure (V.2): Cheminée d'équilibre

## V.5. Etude du coup de bélier

### V.5.1. Calcul de la célérité d'onde

La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \cdot \frac{D}{e}}} \tag{V.I}$$

Avec :

- a : Célérité d'onde (m/s) ;

- D : Diamètre de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- k' : Coefficient dépendant des matériaux constituant la canalisation, k'=83 pour le PEHD.

### V.5.2. Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude du coup de bélier se fait pour les deux cas suivants :

#### A. 1<sup>er</sup> cas : Fermeture brusque

Le temps de fermeture est :

$$T_f < \frac{2L}{a} \quad (V.2)$$

Avec :

- $\frac{2L}{a}$  : Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (V.3)$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- $V_0$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

La valeur maximale de la pression – surpression :

$$H_s = H_0 + B \quad (V.4)$$

La valeur minimale de la pression-dépression :

$$H_d = H_0 - B \quad (V.5)$$

Où :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.6)$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- 10 : Pression atmosphérique (m).

### B. 2<sup>ème</sup> cas : Fermeture lente

Le temps de fermeture est :

$$T_f > \frac{2L}{a} \quad (\text{V.7})$$

La valeur du coup de bélier est :

$$B = \frac{2.L.V_0}{g.T_f} \quad (\text{V.8})$$

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera alors au cas de la fermeture brusque.

## V.6. Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et dépressions dans les différents tronçons, et vérifier que ces valeurs n'influencent pas sur le réseau.

### V. 6.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

- **Caractéristiques des conduites**

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont mentionnées dans le tableau (V.1) suivant :

**Tableau (V.1) : Caractéristiques des conduites de refoulement**

Tronçons	D <sub>ext</sub> (mm)	L (m)	e (mm)	V (m/s)
SP1- SP2	400	885	23.7	1.44
SP2 – R1	400	1258	23.7	0.95

**Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie refoulement)**

Tronçons	a (m/s)	T <sub>f</sub> (s)	B (m)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub> (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PN (bar)	Matériaux
SP1-SP2	260.06	6.80	37.99	167.46	177.46	<b>215.45</b>	139.47	16	PEHD
SP2-R1	260.06	9.67	25.32	176.6	186.6	<b>211.92</b>	161.28	16	PEHD

- **Interprétation des résultats**

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne refoulement, les surpressions sont toutes supérieures à la pression maximale de service, c'est pourquoi on optera pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection.

### V.6.2. Protection des tronçons

#### V.6.2.1. Tronçon SP1-SP2

Au niveau de ce tronçon, on a une surpression égale à 215.45 m qui dépasse la résistance de la conduite en PEHD PN 16 bars.

Le réservoir d'air est le dispositif le plus simple et protégera l'installation contre les

surpressions et les dépressions, pour cela nous avons choisi ce dispositif comme moyen de protection de ce tronçon d'adduction.

### V.6.2.2. Tronçon SP2-R1

Au niveau de ce tronçon, on a une surpression égale à 211.92 m qui dépasse la résistance de la conduite en PEHD PN 16 qui est de 17,6 bars.

Nous avons aussi opté pour placer un réservoir d'air dans ce tronçon.

### V.6.3. Calcul du réservoir d'air

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

#### **Principe de calcul**

Une fois, les caractéristiques du réservoir d'air (volume  $U_0$  d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées [5], les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de d'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

-On fixe préalablement le volume d'air  $U_0$  en régime normal et une vitesse finale  $V_f$  pour un intervalle de temps  $T$  considéré.

-On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.

-On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

#### **Application des principes cités**

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle,...etc ; et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :

1) *Les temps se suivent selon des valeurs  $T = 2L/a$ .*

2) *Variation du volume d'air*

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air.

$$\Delta U = S \times T \times V_m \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>).
- T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
- V<sub>m</sub> : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s).

3) *Pression dans le réservoir d'air*

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$Z = (Z_0 + \delta_0) U_0^{1.4} / U^{1.4} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- Z<sub>0</sub> : Pression absolue.
- U<sub>0</sub> : Volume d'air initial.
- U : Nouveau volume d'air.
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

4) *Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure*

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement ; on choisit une tuyère. On calculera, à la montée de l'eau, la vitesse V<sub>1</sub> de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale V<sub>f</sub> de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse V<sub>2</sub> dans la tuyère à la descente de l'eau.

#### ❖ Cas de la montée de l'eau

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- V<sub>f</sub> : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
- d' = 0,92 d : Diamètre de la veine contractée en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge  $\Delta H_1$  à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{V.12})$$

Avec:

-c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge 'c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (2).

Il s'écrit en fonction du rapport  $m_1$ , tel que :

$$m_1 = (d'/Dt)^2 \quad (\text{V.13})$$

Avec :

-Dt : Diamètre de la tubulure.

#### ❖ Cas de la descente

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5.

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \quad (\text{V.14})$$

Où:

- $V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- $V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge  $\Delta H_2$  à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V_2^2}{2g} = K' \quad (\text{V.15})$$

- c' : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (6). Il s'écrit en fonction du rapport  $m_2$ , tel que :

$$m_2 = 0.5 \left( \frac{d}{Dt} \right)^2 \quad (\text{V.16})$$

Avec :

✚ Dt : Diamètre de la tubulure.

- **Tronçon SP1-SP2**
- **Montée de l'eau**

$$D_{\text{ext}} = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{D^2}{0.92d^2} = K$$

$$\Delta H1 = c \frac{V1^2}{2g}$$

$$\frac{V1}{Vf} = K \Rightarrow V1 = K \cdot Vf$$

$$\Delta H1 = c \frac{K \cdot Vf}{2g}$$

On choisit une tuyère avec un diamètre  $d = 100 \text{ mm}$  incorporé dans une tubulaire d'un diamètre de  $D = 200 \text{ mm}$ .

$$\frac{V1}{Vf} = \frac{0.4^2}{(0.92 \cdot 0.1)^2} = 18.48$$

On prends  $K = 19 \in [15 - 20]$

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{0.92d^2}{D^2} = \frac{(0.92 \cdot 0.1)^2}{0.2^2}$$

$$m = 0.21$$

De l'abaque (Annexe (6)) on trouve :  $c' = 0.63$

$$\Delta H1 = 0.63 \frac{(19 \cdot Vf)^2}{2g} = \frac{0.63 \cdot 19^2}{19.62} * Vf^2$$

$$\Delta H1 = 11.59 Vf^2$$

- **Descente de l'eau**

$$\frac{V2}{Vf} = 2 * \frac{D^2}{d^2} = K'$$

$$K' = \frac{2 \cdot 0.4}{0.1^2} = 32$$

$$V2 = 32 Vf$$

$$K' = 1.7 K = 1.7 * 19 = 32.3$$

$$\frac{V2}{Vf} = 32$$

$$V2 = 32 Vf$$

$$\Delta H2 = c' \frac{V2^2}{2g}$$

$$m' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{D^2} = 0.5 * \left(\frac{0.1^2}{0.2^2}\right)$$

$$m' = 0.125$$

De l'abaque (Annexe()) on trouve :  $c' = 0.775$

$$\Delta H_2 = c' \frac{V^2}{2g} = c' \frac{(32.V_f)^2}{2g} = \frac{0.775 * 32^2}{19.62} V_f^2$$

$$\Delta H_2 = 40.44 V_f^2$$

Les résultats du calcul sont regroupée dans le tableau (V.3).

**Tableau (V.3): développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP1-SP2**

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,4 m	Vitesse	1,43312102 m/s	Volume U <sub>0</sub>	2,8 m <sup>3</sup>
Débit	0,18 m <sup>3</sup> /s	Section	0,1256 m <sup>2</sup>	K PDC entr	40,44 Vf <sup>2</sup>
H géomet	167,42 m	Célérité a	260,063523 m/s	K PDC sort	11,59 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	885 m	B	37,9920999 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	215,4121 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0237 m	Hmin	139,4279 m	pres. air Z	766,33375 /U <sup>4</sup>
C Haz Will	135	periode θ	6,80602948 s	Résultats des pressions	
	139,5	Ho	177,42 m	Surpression	15,7969963 m
Résultats des variations du volume d'air		PDC δ	3,87954267 m	Dépression	39,0016479 m
Umax	3,39629548 m <sup>3</sup>	a/g	26,5100431 s		
Umin	2,72641806 m <sup>3</sup>				

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z.+ Δh .+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	2,8	181,299543	0	181,299543	3,87954267	177,42	1,43312102	0	0	
6,80602948	0,59629548	3,39629548	138,359919	0,05843322	138,418352	0,00467051	138,423023	-0,03790554	0,69755435	-0,03801232	0,00010678
13,612059	-0,38237447	3,01392101	163,54352	29,6734765	193,216996	1,49572141	194,712718	-0,85662392	-0,44730672	-0,85660113	-2,2797E-05
20,4180884	-0,28750294	2,72641806	188,186525	0,39218473	187,79434	0,08661154	187,707728	0,18375334	-0,33632475	0,18395162	-0,00019828
27,2241179	0,19699225	2,92341031	170,675926	0,88888244	169,787044	0,18477076	169,602273	0,27692564	0,23044414	0,27693666	-1,1021E-05
34,0301474	0,01746238	2,94087269	169,258792	2,25389639	171,512689	0,1374847	171,650173	-0,23561799	0,02042773	-0,2360812	0,00046321
40,8361769	-0,17032046	2,77055223	184,003072	1,06662138	185,069693	0,06876621	185,138459	-0,16211254	-0,19924313	-0,16240506	0,00029253
47,6422063	0,03194309	2,80249533	181,073584	0,65176789	180,421816	0,13862881	180,283187	0,2370436	0,03736745	0,23713997	-9,6376E-05
54,4482358	0,12880677	2,9313021	170,032971	0,04779922	169,985171	0,01233523	169,972836	0,06412886	0,15067987	0,06421976	-9,0902E-05
61,2542653	-0,06484516	2,86645694	175,44232	1,88560221	177,327922	0,11654786	177,44447	-0,21586667	-0,07585673	-0,21593322	6,6554E-05

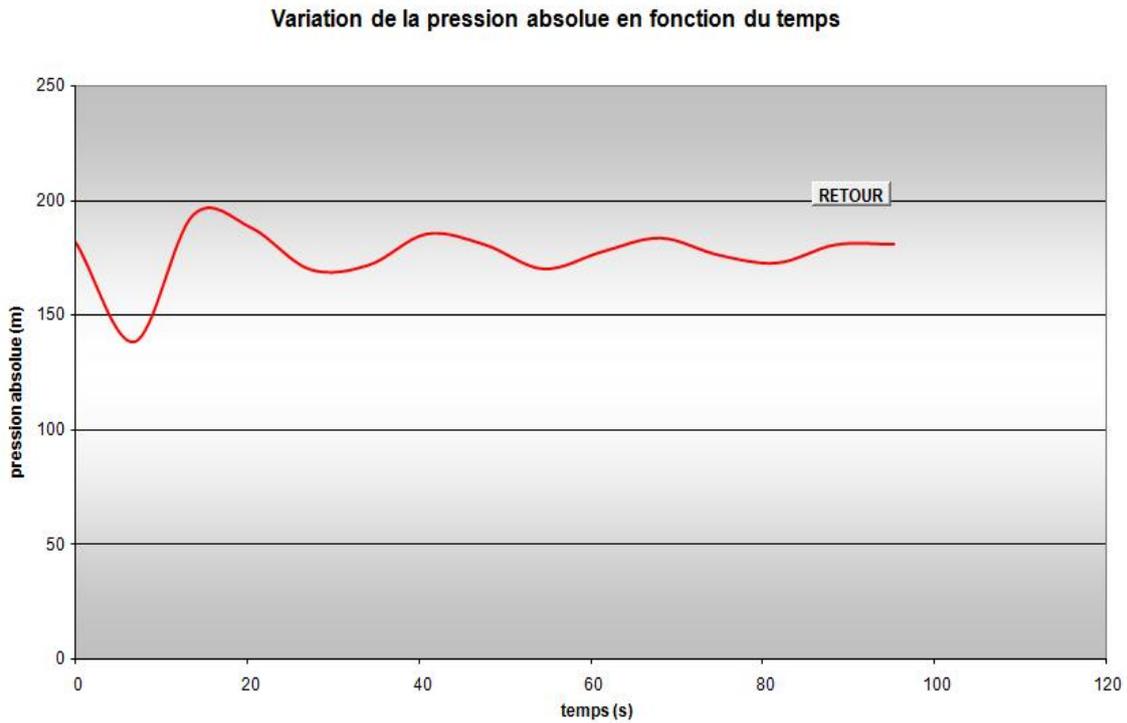
A partir du tableau on a:

- La surpression maximale = **15.79m**.
- La dépression maximale = **39.00 m**.
- Le volume  $U_{\max} = 3.39 \text{ m}^3$  ( $U_{\max}$  : le volume d'air maximum)
- Le volume total du réservoir d'air =  $U_t = U_{\max} * 1.2$
- $U_t = 3.39 * 1.2 = 4.068 \text{ m}^3$
- Donc, le volume de réservoir d'air est **4 m<sup>3</sup>**

#### L'explication graphique

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. L'explication graphique est donnée dans la Figure (V.3), qui montre d'une façon claire la

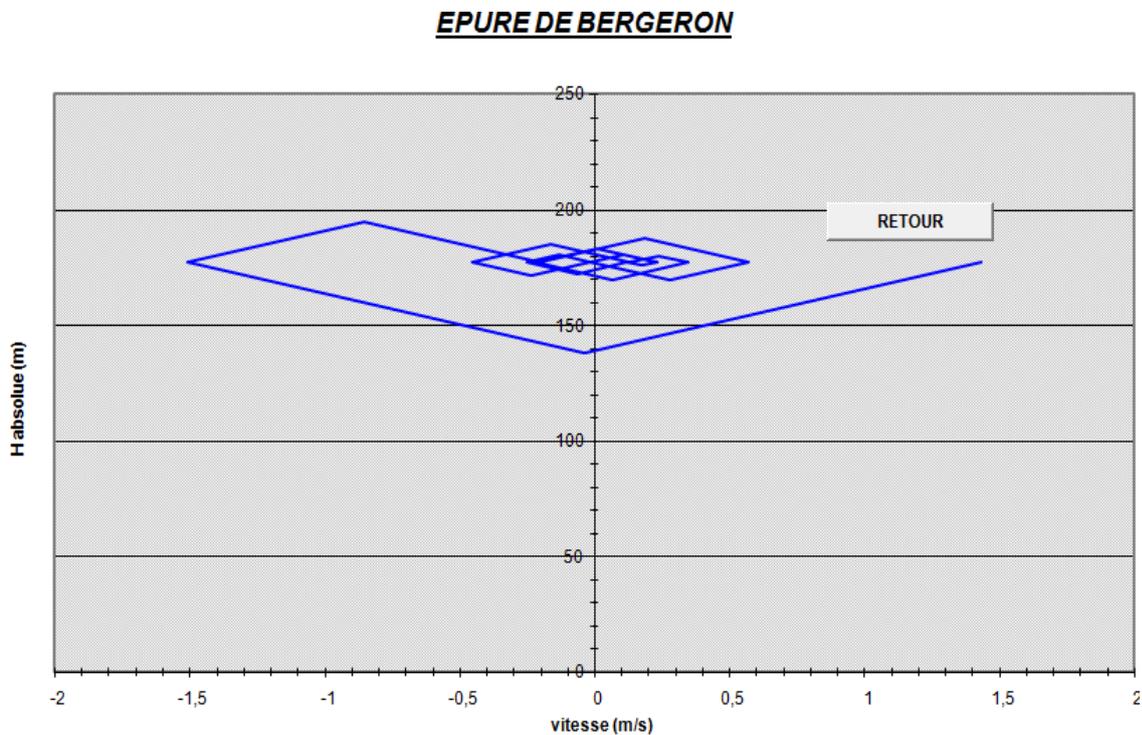
dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.



*Figure (V.3) : Variation de la pression absolue en fonction de temps*

**Tracé de l'épure de BERGERON**

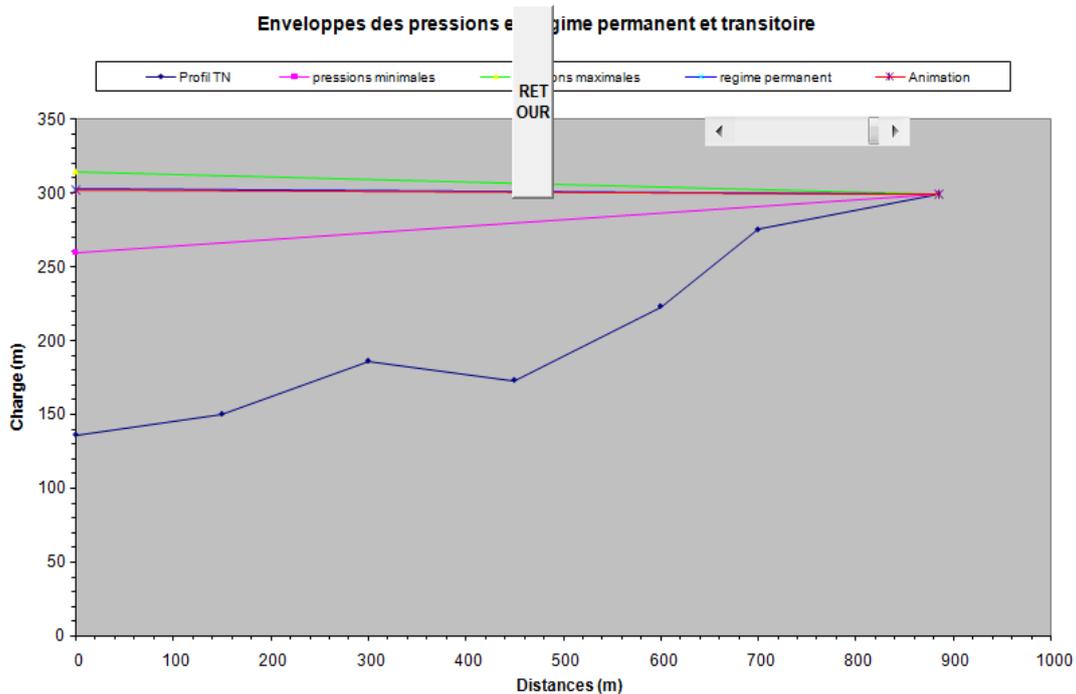
L'épure de BERGERON est illustrée dans la Figure (V.4) ci-dessous



*Figure (V.4) : Epure de BERGERON pour la conduite SP1-SP2*

**Tracé le profil des pressions**

Le profil des pressions est donné dans la Figure (V.5).



*Figure (V.5) : Profil des pressions pour la conduite SP1-SP2*

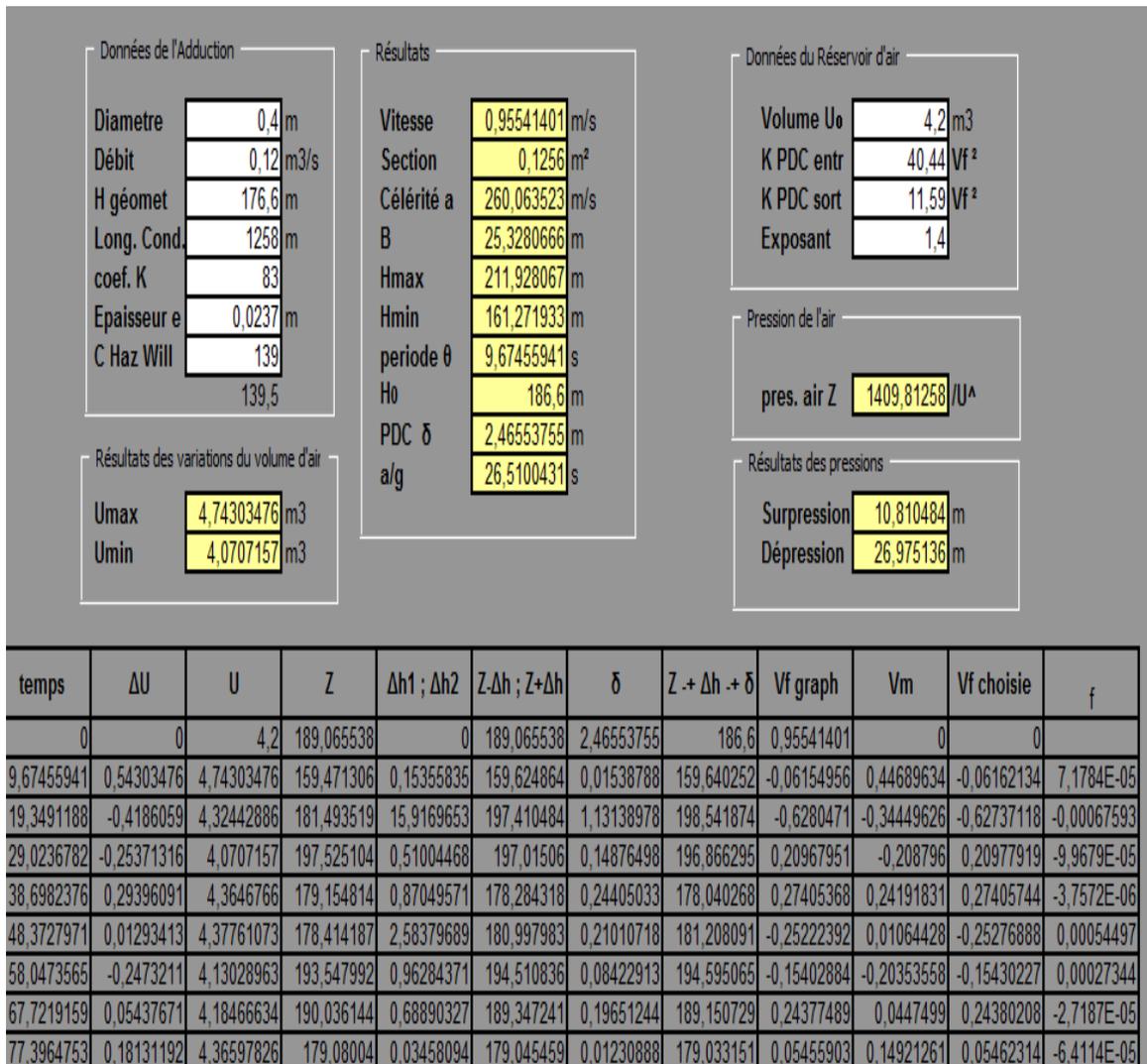
- **Tronçon SP1-SP2**

Nous avons le même diamètre que celui du Tronçon (Sp1-Sp2) , donc on vas faire les même calculs avec un changement de :

- Longueur  $L = 1258 \text{ m}$
- Perte de charge  $\delta = 2.45 \text{ m}$
- Débit  $Q = 120 \text{ l/s}$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau (V.4).

**Tableau (V.4):** développement des résultats de calcul du réservoir d'air de la conduite SP2-RI

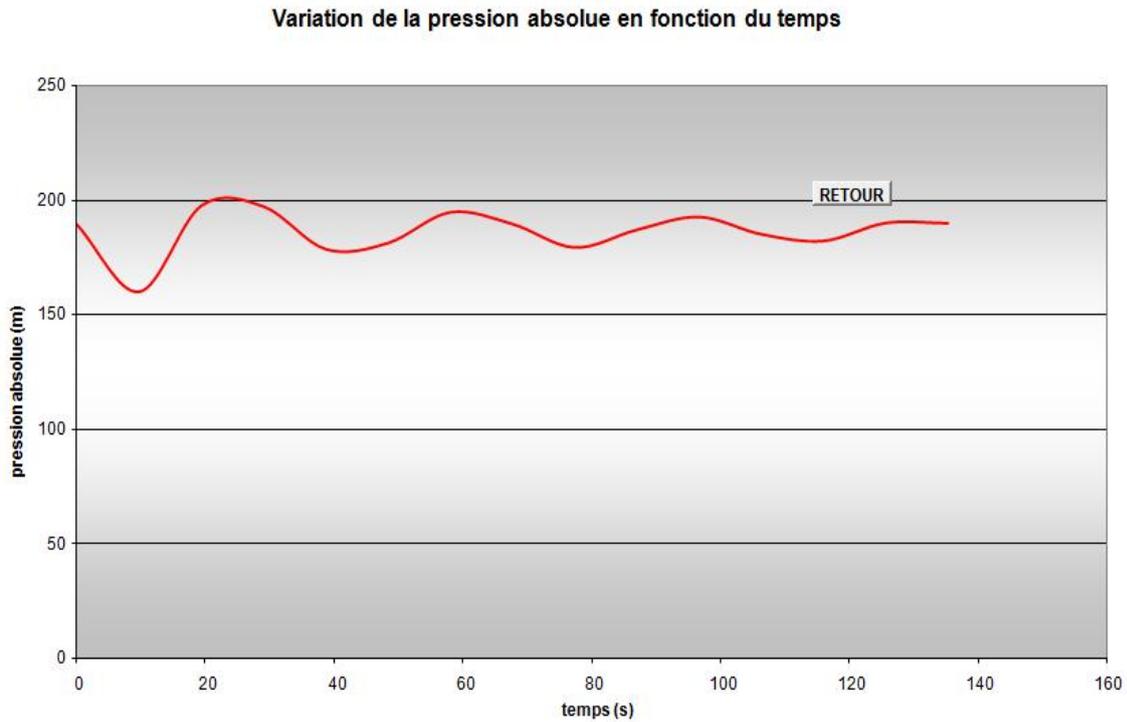


A partir du tableau on a:

- La surpression maximale = **10.81 m**.
- La dépression maximale = **26.97 m**.
- La valeur de Umax = **4.74 m<sup>3</sup>**
- Le volume total du réservoir d'air = Ut =Umax \*1.2= **2.364 m<sup>3</sup>**
- . Ut= 4.74\*1.2= **5.68 m<sup>3</sup>**
- Donc, le volume de réservoir d'air est **6 m<sup>3</sup>**.

**L'explication graphique**

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. L'explication graphique est donnée dans la Figure (V.6), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

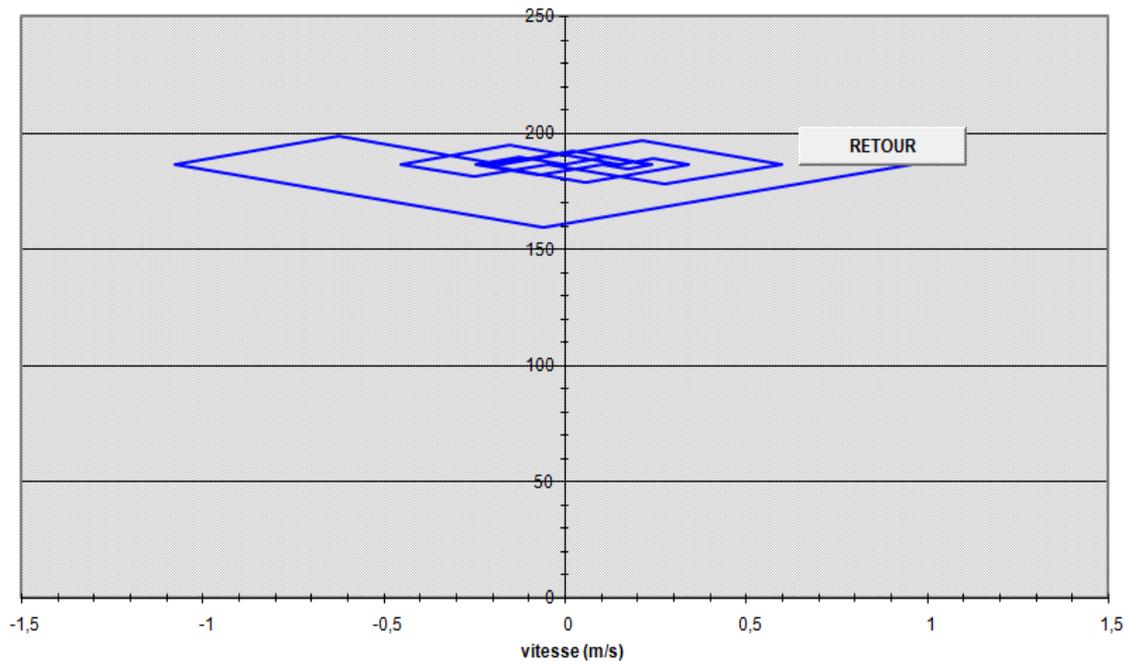


*Figure (V.6) : Variation de la pression absolue en fonction de temps*

**✚ Tracé de l'épure de BERGERON**

L'épure de BERGERON est illustrée dans la Figure (V.7) ci-dessous

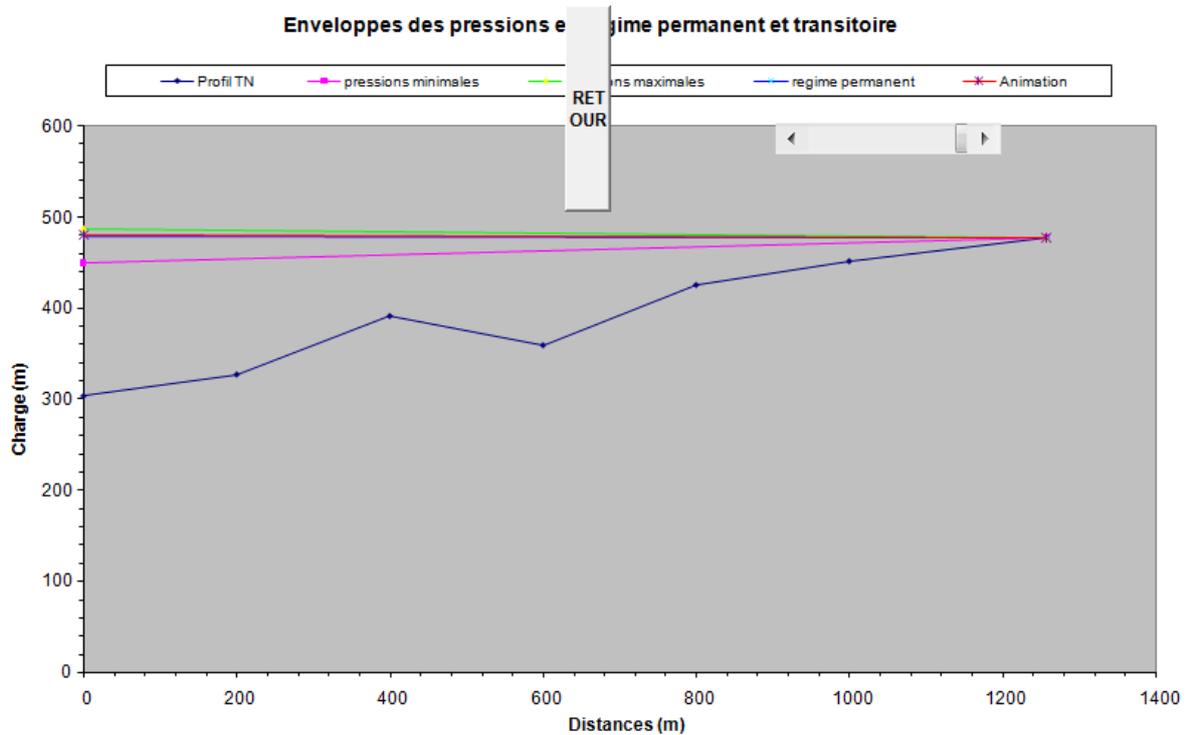
**EPURE DE BERGERON**



*Figure (V.7) : Epure de BERGERON pour la conduite SP2-R1*

**✚ Tracé le profil des pressions**

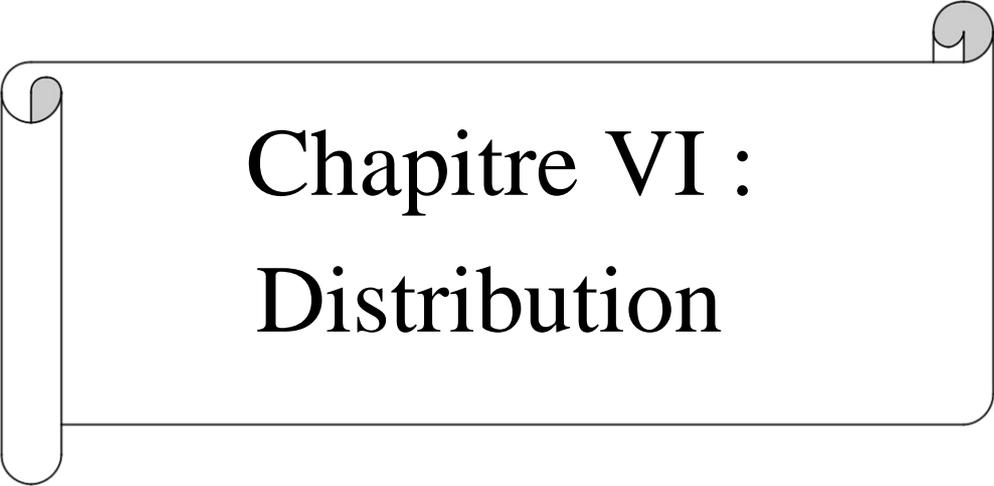
Le profil des pression est donné dans la Figure (V.8).



*Figure (V.8) : Profil des pressions pour la conduite SP2-R1*

## VI.4. Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger l'installation contre le coup de bélier, nous avons placé un réservoir d'air pour le premier tronçon (SP1-SP2) ayant un volume de  $4 \text{ m}^3$ , et pour le deuxième tronçon (SP2-R1), nous avons aussi placé un autre réservoir d'air d'une capacité de  $6 \text{ m}^3$ .



# Chapitre VI : Distribution

# Distribution

## VI.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable du pole Saf-Saf (Meftah), en exploitant le logiciel EPANET.

## VI.2. Classification des réseaux de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont [8] :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau étagé ;
- Réseau mixe.

### VI.2.1. Réseau étagé

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression.

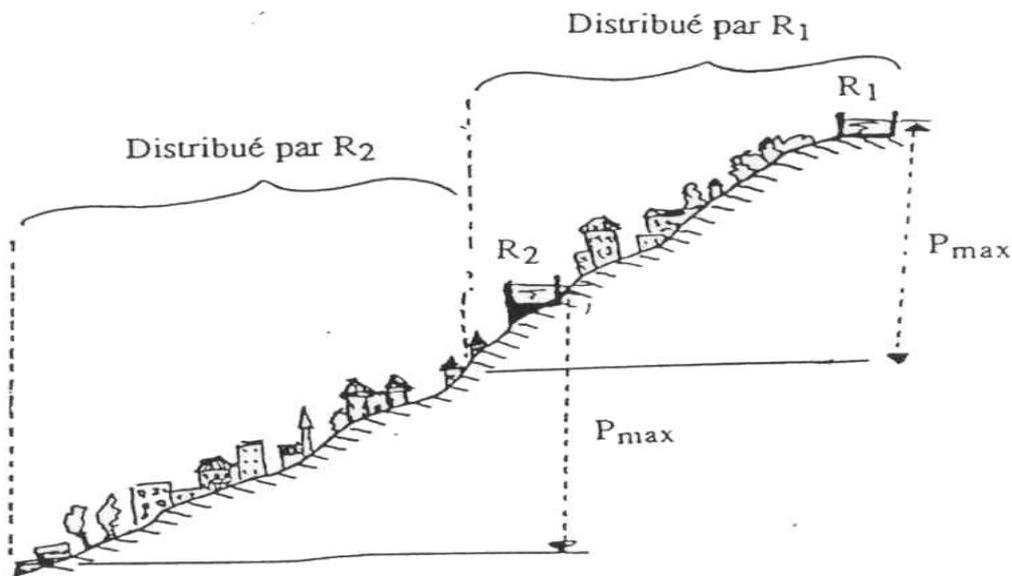
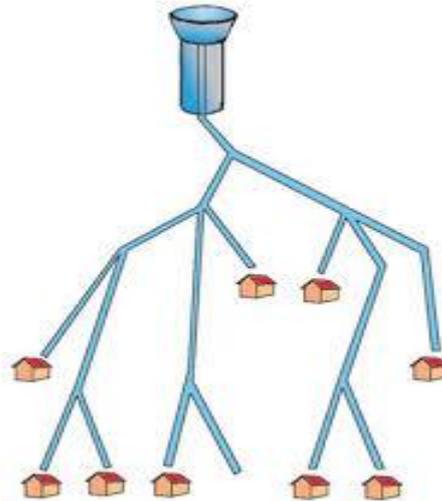


Figure (VI.1) : Schéma d'un réseau étagé

### VI.2.2. Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement. Il est adapté aux réseaux de faible densité et conçu pour une continuité de service peu exigée.

- **Avantages** : D'un coût relativement bas à l'investissement, par rapport au réseau maillé. Le sens de l'écoulement est connu, ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.



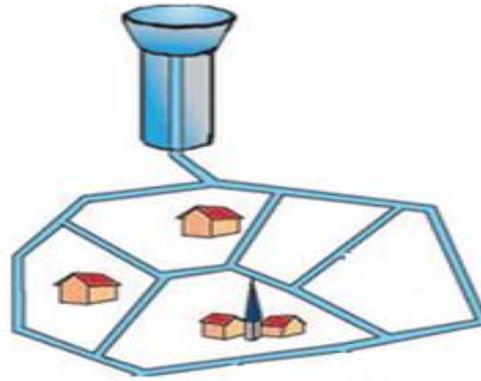
*Figure (VI.2) : Schéma d'un réseau ramifié*

- **Inconvénients** : Pertes de charge élevées du système, une faible sécurité du réseau d'alimentation ; en cas de travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale, les abonnés en aval seront privés d'eau potable.

### VI.2.3. Réseau maillé

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande.

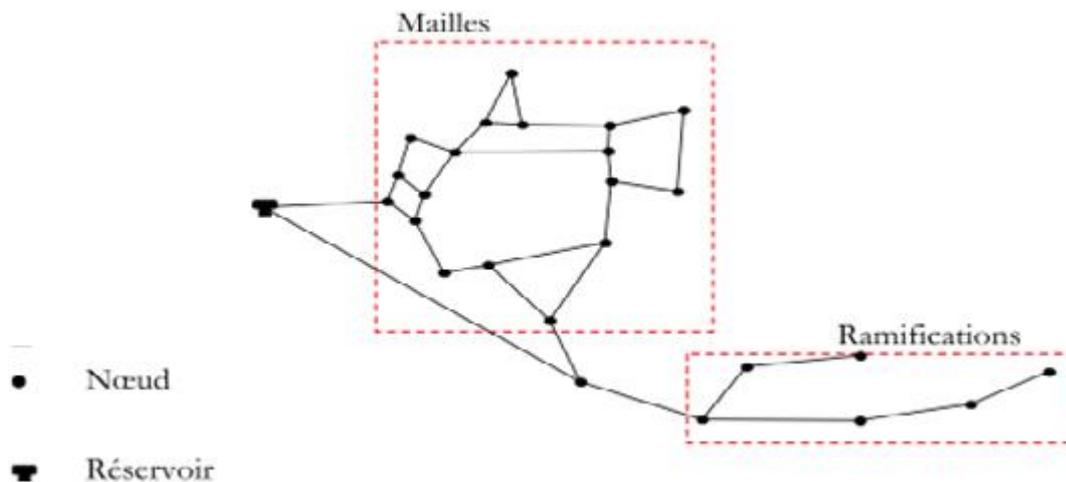
- **Avantages** : Alimentation d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité en approvisionnement. Augmentation des capacités de transfert du réseau à débit égale. En cas de rupture de conduite principale, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes.
- **Inconvénients** : Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié et difficile à calculer. Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficile. Risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons. Inversion possible du sens de circulation de l'eau. Identification difficile, du tronçon causant des désordres (fuites, contaminations).



*Figure (VI.3) : Schéma d'un réseau maillé*

#### VI.2.4. Réseau mixte

Association d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié ; très souvent rencontré dans les zones urbaines, compte tenu de la situation topographique de l'agglomération.



*Figure (VI.4) : schéma d'un réseau mixte*

### VI.3. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons [5] :

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

### VI.4. Choix du système de distribution

Dans l'alimentation en eau potable, on distingue deux principaux systèmes de distributions :

- Système à réservoir de tête.
- Système à contre réservoir ou à injection directe.

Vu la configuration du terrain du site, nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir de tête.

## VI.5. Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivants :

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

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

## VI.6. Dimensionnement du réseau de distribution

### VI.6.1. Détermination des débits du réseau

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

#### VI.6.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet que l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution.

$$Q_s = Q_p / \sum L_i \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- $Q_s$  : Débit spécifique (l/s) ;
- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;
- $L_i$  : La longueur du tronçon i (m).

#### VI.6.1.2. Débit de pointe

$$Q_{moy.j} = (\text{Nombre de logts} * D * \text{Nombre d'hbts par logt}) / 86400$$

D : la dotation

Si le débit est inférieur ou égal à 2.8 ;  $K_p=3$  ; si le débit est supérieur à 2.8  
 $K_p = 1.5 + 2.5/\sqrt{(Q_{moy.j})}$

$$Q_{pte} = Q_{moy.j} * K_p \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$K_p$  : coefficient de pointe.

#### VI.6.1.3. Débit de route

Le débit de route de chaque tronçon est un débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (VI.3)$$

Avec :

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

#### VI.6.1.4. Débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante [5] :

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

Avec :

- $Q_n$  : Débit au nœud en (l/s) ;
- $Q_c$  : Débit concentré au nœud en aval en (l/s).

#### VI.6.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_L = J \times L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 \times g \times D} \quad (VI.5)$$

Avec :

- $V$  : vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- $L$  : longueur de la conduite (m) ;
- $D$  : diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de COLEBROOK

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes (annexe



#### **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(K/D))^{-2} \quad (VI.6)$$



#### **Régime transitoire**

Il est donné par la formule de COLEBROOK :

$$(1/\lambda) = -2 \times \log \times [(K / (3.71 \times D)) + (2.51 \times (\text{Re} \times \sqrt{\lambda}))] \quad (VI.7)$$

Avec :

- K : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;
- D : Le diamètre du tuyau (m) ;
- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = (V \times D) / \nu \quad (VI.8)$$

Où :

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

### VI.6.3. Calcul des pressions

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (VI.9)$$

Avec :

- $P_j$  : La pression au sol du point considéré (m) ;
- $C_{pj}$  : La cote piézométrique du même point considéré (m) ;
- $C_{tj}$  : La cote du terrain du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - Hl(ij) \quad (VI.10)$$

Avec :

- $C_{pi}$  : La cote piézométrique du point i (m) ;
- $Hl(ij)$  : La perte de charge dans le tronçon ij, l'écoulement s'effectue de i vers j (m).

### VI.6.4. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

$$V = [(4 * Q) / (\pi * D^2)] \quad (VI.11)$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

## VI.7. Calcul des différents débits du réseau

Tableau (VI.1) : Le calcul des débits aux nœuds

Nœuds	logt	Equipement	Qmoy.j (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
n25	312	CEM 4200m <sup>2</sup> Equipement Eventuel 2150m <sup>2</sup> Equipement Eventuel 3235m <sup>2</sup> Lycée 8200m <sup>2</sup>	3.9	2.77	10.80
n24	336	Equipement Eventuel 2630m <sup>2</sup> ; Ecole 3100m <sup>2</sup> ; Equipement Eventuel 2910m <sup>2</sup> Equipement Eventuel 2491m <sup>2</sup>	4.2	2.72	11.42
n23	240	Lycée 13300m <sup>2</sup> ; Ecole 2150m <sup>2</sup>	3	2.94	8.83
n12	144		1.5	3	4.50
n13	120	Mosquée 4991m <sup>2</sup> Centre Commercial 5496m <sup>2</sup>	1.5	3	4.50
n21		Ecole 2600m <sup>2</sup> CEM 4185m <sup>2</sup>	2	3	6
n1	1224	Ecole Primaire 4000m <sup>2</sup>	15.3	2.14	32.73
n3	1160	Bloc Administratif 1000m <sup>2</sup> Bloc Administratif 1000m <sup>2</sup> Mosquée 8000m <sup>2</sup>	14.5	2.16	31.27
n5	480	Ecole 1800m <sup>2</sup> ; Ecole Primaire 1800m <sup>2</sup>	6	2.52	15.12
n7	640	Maison de Jeunes 1000m <sup>2</sup>	8	2.38	19.07
n16	1300		13.5417	2.18	29.51
n9	1040	Equipement dédié à l'investissement 2400m <sup>2</sup> ; Sureté urbaine 1700m <sup>2</sup> ; Ecole Primaire 4000m <sup>2</sup>	13	2.19	28.51
n17		EQ 3200m <sup>2</sup> ; Ecole Primaire 3800m <sup>2</sup> CEM 6700m <sup>2</sup> ; EQ 2000m <sup>2</sup> ; Lycée 14800m <sup>2</sup> ; EQ 4300m <sup>2</sup> ; Equipement dédié à l'investissement 5000m <sup>2</sup>	2.6	3	7.8
n30	592	Maison de Jeunes 1448m <sup>2</sup>	7.4	2.42	17.90
n31	664	Groupe scolaire 01 1194m <sup>2</sup> Médiatique 1448	8.3	2.37	19.65
n39	352	Groupe scolaire 02 1193m <sup>2</sup> ; CEM 02 2810m <sup>2</sup> ; Lycée 9373m <sup>2</sup>	4.4	2.69	11.84

**Tableau (VI.1) : Le calcul du débit aux nœuds (suite et fin)**

<b>n37</b>	<b>1016</b>	<b>Centre Commercial 1193m<sup>2</sup> Groupe Scolaire 05 1194m<sup>2</sup></b>	<b>12.7</b>	<b>2.20</b>	<b>27.96</b>
<b>n19</b>		CEM 01 2994m <sup>2</sup> ; Sureté Urbaine 1402m <sup>2</sup> ; Polyclinique 2741m <sup>2</sup>	2	3	6
<b>n33</b>	245		2.5533	3	7.65
<b>n11</b>	848		8.83333	2.34	20.67
<b>n27</b>	248		2.58333	3	6.75
<b>n20</b>		Structure Sportive 4731m <sup>2</sup> ; Piscine 3151m <sup>2</sup> ; Hôtel 3797m <sup>2</sup> Protection Civile 2212m <sup>2</sup>	2.3	3	6.9

## VI.8. Simulation du réseau

Le logiciel EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique, et également d'un point de vue qualité de l'eau.

Pour faire le calcul et la simulation des caractéristiques du réseau nous avons utilisé le logiciel « EPANET » pour le calcul des débits, les pressions et les vitesses dans les conduites ainsi que les pressions dans les nœuds.

**Tableau (VI.2) : Les détails des conduites**

ID Arc	Longueur(m)	Diamètre Calculés (mm)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/m	Pert.charge tot m.
n1-n2	66.69	204.6	250	-32.7	0.99	0.00465	0.3101085
n3-n4	14.01	204.6	250	-31.72	0.96	0.00439	0.0615039
n5-n6	16.81	163.6	200	-15.12	0.72	0.00331	0.0556411
n7-n8	55.93	163.6	200	-19.07	0.91	0.00514	0.2874802
n9-n10	20.71	163.6	200	-28.51	1.36	0.0111	0.229881
n12-n13	174.8	97	125	4.5	0.61	0.00464	0.811072
n13-n15	106.4	97	125	0	0	0	0
n15-n16	37.26	85.4	110	1.05	0.18	0.0006	0.022356
n16-n17	376	155.2	200	-25.28	1.34	0.01151	4.32776
n17-n4	237.7	204.6	250	-36.56	1.11	0.00576	1.369152
n4-n6	102.1	257.8	315	-68.28	1.31	0.00592	0.604432
n6-n8	160	257.8	315	-83.4	1.6	0.00871	1.3936
n17-n21	342	85.4	110	-4.38	0.76	0.00834	2.85228
n22-n23	224.6	145.2	200	31.98	1.93	0.02544	5.713824

Tableau (VI.2) : Les détails des conduites (suite et fin)

n23-n24	284.2	145.2	200	23.15	1.4	0.01363	3.873646
n24-n25	255.5	116.2	160	11.75	1.11	0.0115	2.93825
n26-n10	146.7	204.6	250	44.53	1.35	0.0084	1.23228
n28-n10	39.31	130.8	160	16.02	1.19	0.01143	0.4493133
n28-n30	157.2	130.8	160	-4.69	0.35	0.00113	0.177636
n31-n29	148	163.6	200	25.08	1.19	0.00868	1.28464
n35-n36	50.38	257.8	315	-67.32	1.29	0.00576	0.2901888
n37-n38	252.9	257.8	315	60.28	1.15	0.00466	1.178514
n39-n40	180	204.6	250	-47.78	1.45	0.00962	1.7316
n32-n40	161.2	409.2	500	172.74	1.31	0.0034	0.54808
n19-n38	364.5	257.8	315	-57.88	1.11	0.00431	1.570995
n12-n22	100	125.6	160	-9	0.73	0.00468	0.468
n30-n35	139	163.6	200	-22.59	1.07	0.0071	0.9869
n35-n31	137	204.6	250	44.73	1.36	0.00848	1.16176
n57-n32	264	409.2	500	180.44	1.37	0.0037	0.9768
n39-n36	157	204.6	250	35.94	1.09	0.00557	0.87449
n57-reser	20	406.2	500	-320.74	2.48	0.01173	0.2346
n27-n26	261.5	327.4	400	118.21	1.4	0.00507	1.325805
n19-n18	301	257.8	315	56.68	1.09	0.00414	1.24614
n2-n26	181.1	257.8	315	-73.68	1.41	0.00686	1.242346
n18-n8	38.67	257.8	315	102.47	1.96	0.01298	0.5019366
5-n57	442.5	327.4	400	140.3	1.67	0.00706	3.12405
5-n37	134.6	327.4	400	119.62	1.42	0.00519	0.698574
n25-n41	68.3	79.8	110	1.05	0.21	0.00084	0.057372
n41-n15	173	79.8	110	1.05	0.21	0.00084	0.14532
n16-n50	86	69.8	90	-3.18	0.83	0.01258	1.08188
n50-n21	31.4	69.8	90	-3.18	0.83	0.01258	0.395012
n22-n42	173	204.6	250	-40.98	1.25	0.00716	1.23868
n42-n2	40	204.6	250	-40.98	1.25	0.00716	0.2864
n29-n49	37	163.6	200	20.71	0.99	0.00601	0.22237
n49-n29	176	163.6	200	20.71	0.99	0.00601	1.05776
n47-n29	43.5	204.6	250	-45.79	1.39	0.00887	0.385845
n18-n47	64	204.6	250	-45.79	1.39	0.00887	0.56768
n46-n37	78.6	257.8	315	-31.39	0.6	0.00135	0.10611
n46-n36	150.4	257.8	315	31.39	0.6	0.00135	0.20304
n38-n45	40	90	110	2.4	0.38	0.00209	0.0836
n20-n45	56.7	90	110	-2.4	0.38	0.00209	0.118503
n43-n40	49	327.4	400	-124.96	1.48	0.00565	0.27685
n43-n27	137.5	327.4	400	124.96	1.48	0.00565	0.776875
n44-n33	113.7	90	110	7.7	1.21	0.01874	2.130738
n32-n44	65	90	110	7.7	1.21	0.01874	1.2181
red- Pression 26	-	257.8	315	-73.68	1.41	0.04567	
red- Pression 18	-	257.8	315	102.47	1.96	0.04908	

**Tableau (VI.3) : Vérification détails des nœuds en cas la consommation zéro %**

ID Noeud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Noeud n1	226	32.73	356.2	130.2
Noeud n2	229	0	356.2	127.2
Noeud n3	214.8	31.27	356.2	141.4
Noeud n4	210	0	356.2	146.2
Noeud n5	222	15.12	356.2	134.2
Noeud n6	222.6	0	356.2	133.6
Noeud n7	244	19.07	356.2	112.2
Noeud n8	242.3	0	356.2	113.9
Noeud n9	244.3	28.51	356.21	111.91
Noeud n10	245	0	356.21	111.21
Noeud n12	196	4.5	356.2	160.2
Noeud n13	192.23	4.5	356.2	163.97
Noeud n14	179.6	0	356.2	176.6
Noeud n15	160	0	356.2	196.2
Noeud n16	175	29,51	356.2	181.2
Noeud n17	188	6.9	356.2	168.2
Noeud n18	242	0	356.21	114.21
Noeud n19	237	1.2	356.21	119.21
Noeud n20	278	2.4	356.21	78.21
Noeud n21	187.2	1.2	356.2	169
Noeud n22	200	0	356.2	176.2
Noeud n23	171	8.83	356.2	185.2
Noeud n24	138	11,4	356.2	218.2
Noeud n25	135.35	10.7	356.2	220.85
Noeud n26	251	0	356.21	105.21
Noeud n27	275	6,75	356.21	81.21
Noeud n28	251	0	356.21	105.21
Noeud n29	243.7	0	356.21	112.51

**Tableau (VI.3) : vérification détails des nœuds en cas la consommation zéro % (suite et fin)**

<b>Noeud n30</b>	<b>260</b>	<b>17.9</b>	<b>356.21</b>	<b>96.21</b>
<b>Noeud n31</b>	255	19,65	356.21	101.21
<b>Noeud n32</b>	336	0	356.21	20.21
<b>Noeud n33</b>	342	7.7	356.21	14.21
<b>Noeud n35</b>	284	0	356.21	72.21
<b>Noeud n36</b>	288.3	0	356.21	67.91
<b>Noeud n37</b>	286.3	27.96	356.21	69.91
<b>Noeud n38</b>	264	0	356.21	92.21
<b>Noeud n39</b>	295	11.84	356.21	61.21
<b>Noeud n40</b>	324	0	356.21	32.21
<b>Noeud n57</b>	350	0	356.21	6.21
<b>Noeud 3</b>	248	0	356.2	108.2
<b>Noeud 4</b>	240	0	356.2	116.2
<b>Noeud n51</b>	301.5	20.68	356.21	54.71
<b>Noeud n41</b>	131	0	356.2	225.2
<b>Noeud n50</b>	166	0	356.2	190.2
<b>Noeud n42</b>	203	0	356.21	153.2
<b>Noeud n49</b>	254	0	356.21	102.21
<b>Noeud n47</b>	244	0	356.21	112.21
<b>Noeud n46</b>	277.7	0	356.21	78.51
<b>Noeud n45</b>	271.2	0	356.21	85.01
<b>Noeud n43</b>	311	0	356.21	45.21
<b>Noeud n44</b>	331.3	0	356.21	24.91
<b>Réservoir</b>	356.21	0	356.21	0

Dans le cas où :

- Pression  $P < 160$ m les conduites en PEHD PN 16
- Pression  $160 < P < 200$ m les conduites en PEHD PN 20
- Pression  $200 < P < 250$ m les conduites en PEHD PN 25

On fait la simulation du réseau à consommation zéro pour voir la pression maximale là où le réseau est totalement chargé. Les résultats des calculs obtenus confirment la nécessité de mise en place des réducteurs de pression dans les nœuds( **n24, n25, n41, n51**) il ont dépassé la pression normalisé du PEHD utilisé celle de **PN16** afin de voir une pression acceptable.

*Tableau (VI.4) : Les détails des nœuds*

ID Noeud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Noeud n1	226	32.7	304.85	78.85
Noeud n2	229	0	305.16	76.16
Noeud n3	214.8	31.27	296.52	81.72
Noeud n4	210	0	296.58	86.58
Noeud n5	222	15.12	297.13	75.13
Noeud n6	222.6	0	297.18	74.58
Noeud n7	244	19.07	298.29	54.29
Noeud n8	242.3	0	298.58	56.28
Noeud n9	244.3	28.51	350.61	106.31
Noeud n10	245	0	350.84	105.84
Noeud n12	196	4.5	303.16	107.16
Noeud n13	192.23	4.5	302.35	110.12
Noeud n14	179.6	0	302.35	122.75
Noeud n15	160	0	290.90	130.90
Noeud n16	175	29.51	290.88	115.88
Noeud n17	188	6.9	295.21	107.21
Noeud n18	242	0	248.15	106.15
Noeud n19	237	1.2	349.4	112.40
Noeud n20	278	2.4	350.77	72.77
Noeud n21	187.2	1.2	292.36	105.16
Noeud n22	200	0	303.63	123.63
Noeud n23	171	8.83	297.92	126.92
Noeud n24	138	11.4	294.04	156.04
Noeud n25	135.35	10.7	291.1	155.75

**Tableau (VI.4) : Les détails des nœuds (suite et fin)**

<b>Noeud n26</b>	<b>251</b>	<b>0</b>	<b>352.07</b>	<b>101.07</b>
<b>Noeud n27</b>	275	6.75	353.40	78.40
<b>Noeud n28</b>	251	0	350.39	99.39
<b>Noeud n29</b>	243.7	0	349.11	105.41
<b>Noeud n30</b>	260	17.9	350.56	90.56
<b>Noeud n31</b>	255	19.65	350.39	95.39
<b>Noeud n32</b>	336	0	355	19
<b>Noeud n33</b>	342	7,7	351.65	9.65
<b>Noeud n35</b>	284	0	351.55	76.55
<b>Noeud n36</b>	288.3	0	351.84	63.45
<b>Noeud n37</b>	286.3	27.96	352.15	65.85
<b>Noeud n38</b>	264	0	350.97	86.97
<b>Noeud n39</b>	295	11.84	352.72	57.72
<b>Noeud n40</b>	324	0	354.45	30.45
<b>Noeud n57</b>	350	0	355.98	5.98
<b>Noeud 3</b>	248	0	306.4	58.4
<b>Noeud 4</b>	240	0	299.08	59.08
<b>Noeud n51</b>	301.5	20.68	352.85	51.35
<b>Noeud n41</b>	131	0	391.05	160.05
<b>Noeud n50</b>	166	0	291.96	125.96
<b>Noeud n42</b>	203	0	304.87	101.87
<b>Noeud n49</b>	254	0	350.16	96.16
<b>Noeud n47</b>	244	0	348.72	104.72
<b>Noeud n46</b>	277.7	0	352.05	74.35
<b>Noeud n45</b>	271.2	0	350.89	79.69
<b>Noeud n43</b>	311	0	354.17	43.17
<b>Noeud n44</b>	331.3	0	353.78	22.48
<b>Réservoir</b>	356.21	0	356.21	0

D'après les résultats des calculs hydrauliques nous avons constaté que les conditions d'écoulement sont en général favorables, les pressions des nœuds sont élevées dans quelques tronçons à cause de la nature du terrain. A cet effet, il est fortement d'utiliser des réducteurs de pressions bien dimensionnés afin d'atteindre les pressions normales dans notre réseaux.

Les pressions dans les nœuds n33 et n57 sont trop faible inferieure à la pression nécessaire  $p_n=35.60+h$ .

Tableau (VI.5) : l'état des arcs du réseau

ID Arc	Longueur en m	Diamètre (Int) en mm	Débit en l/s	Vitesse en m/s
Tuyau p1	66.69	204.6	32.73	1
Tuyau p2	14.01	204.6	31.27	0.95
Tuyau p3	16.81	163.6	15.12	0.72
Tuyau p4	55.93	163.6	19.07	0.91
Tuyau p5	20.71	163.6	28.51	1.36
Tuyau p7	174.8	102.2	4.5	0.55
Tuyau p8	106.4	102.2	0	0
Tuyau p9	37.26	90	7.39	1.16
Tuyau p10	376	163.6	35.45	1.69
Tuyau p11	237.7	204.6	50.7	1.54
Tuyau p12	102.1	291.6	81.97	1.23
Tuyau p13	160	347	97.09	1.03
Tuyau p17	148.4	73.6	1.46	0.34
Tuyau p18	342	90	7.46	1.17
Tuyau p19	224.6	163.6	23.66	1.13
Tuyau p20	284.2	163.6	14.83	0.71
Tuyau p21	255.5	130.8	3.41	0.25
Tuyau p22	302	90	7.39	1.16
Tuyau p26	146.7	204.6	48.94	1.49
Tuyau p27	39,31	130.8	20.43	1.52
Tuyau p28	266	163.6	24.16	1.15
Tuyau p29	135.1	204.6	53.82	1.64
Tuyau p30	157.2	130.8	3.73	0.28
Tuyau p32	148	163.6	29.66	1.41
Tuyau p34	222.7	200	7.65	0.24
Tuyau p36	50.38	257.8	70.94	1.36
Tuyau p37	286.4	257.8	29.18	0.56
Tuyau p38	252.9	257.8	75.25	1.44
Tuyau 2	180	204.6	53.6	1.63
Tuyau 3	161.2	409.2	174.57	1.33
Tuyau p16	233	327.4	120.97	1.44
Tuyau 5	364.5	257.8	68.35	1.31
Tuyau 7	100	130.8	9	0.67
Tuyau 8	265	204.6	32,66	0.99
Tuyau 9	119.7	90	6.9	1.08
Tuyau 10	139	163.6	21.63	1.03
Tuyau 11	137	204.6	49.31	1.5
Tuyau 6	264	409.2	182.22	1.39
Tuyau 13	157	204.6	41.76	1.27

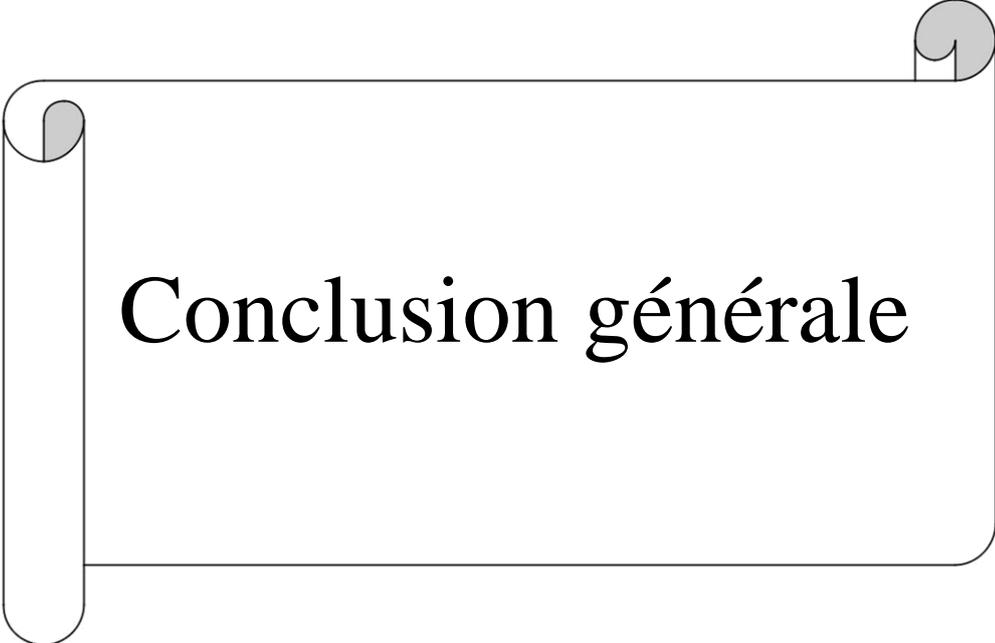
**Tableau (VI.5) : l'état des arcs du réseau (suite et fin)**

<b>Tuyau 12</b>	<b>20</b>	<b>515.6</b>	<b>335.28</b>	<b>1.61</b>
<b>Tuyau p15</b>	261.5	327.4	114.32	1.36
<b>Tuyau 17</b>	301	257.8	62.35	1.19
<b>Tuyau p14</b>	181.1	257.8	65.39	1.25
<b>Tuyau 19</b>	38.67	347	116,16	1.23
<b>Tuyau 21</b>	442.5	327.4	153.06	1.82
<b>Tuyau 22</b>	134.6	327.4	132.39	1.57
<b>Vanne v1</b>	Sans Valeur	257.8	65.39	1.25
<b>Vanne v2</b>	Sans Valeur	347	116.16	1,23

D'après l'analyse des résultats des calculs hydrauliques, nous remarquons que les conditions d'écoulement sont favorables, les vitesses d'écoulement sont acceptables dans la fourchette hydraulique adopté dans les réseaux de distribution.

### **VI.9. Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons porté le réseau sur le logiciel Epanet pour faire une simulation et ainsi vérifier les pressions et les vitesses. Suite aux résultats obtenus nous avons optimisé notre réseau en termes de dimension pour satisfaire toutes les conditions.



# Conclusion générale

## Conclusion générale

Notre étude a englobée tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Durant notre étude nous nous sommes intéressés au coté technico-économique afin d'assurer une bonne conception et réalisation du projet. Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour une population de toute la zone d'étude qui est de **65766** habitants.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **9865 m<sup>3</sup>/j** soit **114 l/s** ; sont bien satisfaits par rapport au débit journalier fournit par les ressources existantes (12 forages) dans la zone d'étude, qui est de

**15618.19 m<sup>3</sup>/j**, soit de **180 l/s**.

La nature du relief exige l'implantation d'un réservoir au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire, et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompages.

Afin de transférer la quantité d'eau nécessaire vers la zone d'étude, nous avons projeté deux station de reprise **SP1** , **SP2** d'une capacité de **1000 m<sup>3</sup>** et **2000 m<sup>3</sup>** respectivement et un réservoir final destiné a la distribution gravitaire d'une capacité de stockage de **5000 m<sup>3</sup>**.

Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour Polyéthylène Haute Densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente, comparativement aux autres matériaux.

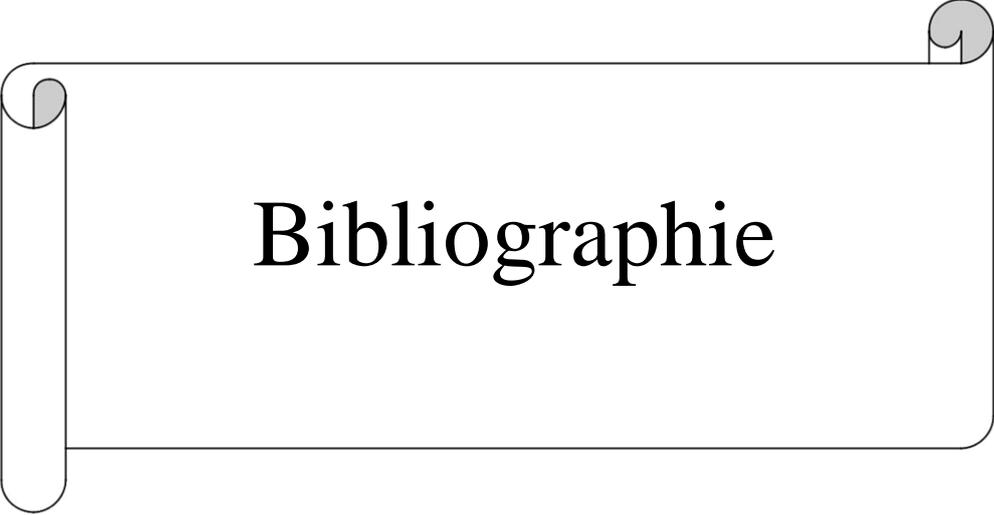
Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres de 400 mm en PEHD pour les deux tronçons

Le choix des pompes est effectué par la détermination du point de fonctionnement où l'énergie est la plus économique. Ce choix a été porté sur une pompe à axe horizontal multicellulaire, et il a été réalisé par le catalogue numérique de CAPRARI.

Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène apparait dans deux tronçons, **(SP1 SP2) et (SP2 R1)**, avec une surpression supérieure à la pression maximale du service de la conduite. Afin d'éviter les différentes dégradations dues à ce phénomène (éclatement ou aplatissement), nous avons préconisé des réservoirs d'air de **4 m<sup>3</sup>** et **6 m<sup>3</sup>**.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable pour le pole urbain de Saf-Saf eu calculant les débits aux nœuds et de tronçon ainsi que les différents pressions adéquates et les pertes de charge en utilisant le logiciel EPANET.





**Bibliographie**

## **Bibliographie**

[1] : Agence nationale des ressource hydraulique de la wilaya de Blida (**ANRH**).

[2] : Direction des ressource en eau de la wilaya de Blida (**DRE**).

[3] : Service technique de la commune de Meftah .

[4] : Données sur le projet, **BETH** Taher M Birkhadem ,Alger.

[5] : **DJOUDER, L ., et TAGUEMOUT, L.** : « Réaménagement et extension du système d'alimentation en eau potable de la commune de tizi Rached , Wilaya de Tizi Ouzou ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, juillet 2017.

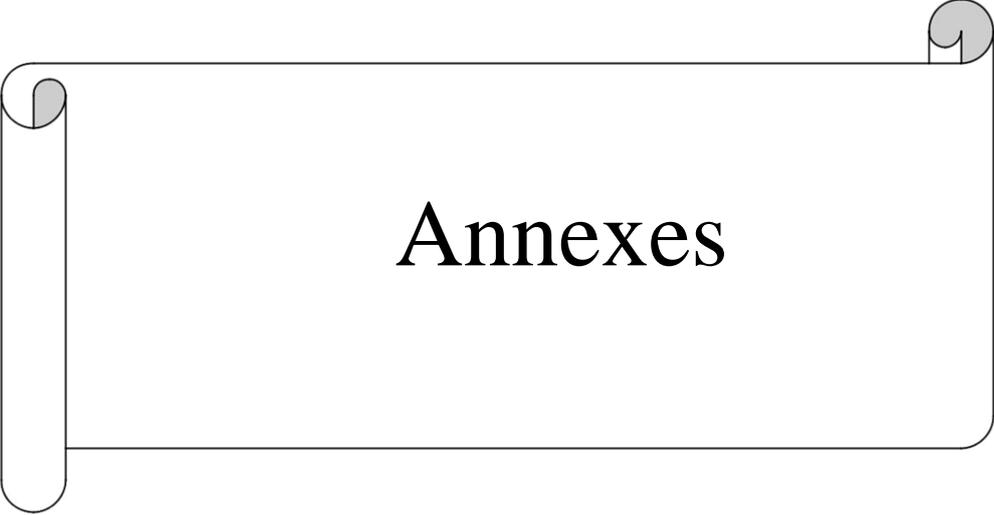
[6] : **ZEMMOUR, S., et SAIDI, L.,** « Alimentation en eau potable de la partie basse de la ville d'akbou ( **Adduction et Distribution**), Wilaya de Bejaia ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, juin 2014.

[7] : **GOUDJIL, S., SADELLI, H.,** « Alimentation en eau potable de M'Nair II, Heddada , Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa ( W. Souk Ahras) ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, juin 2017.

[8] : **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[9] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1977.

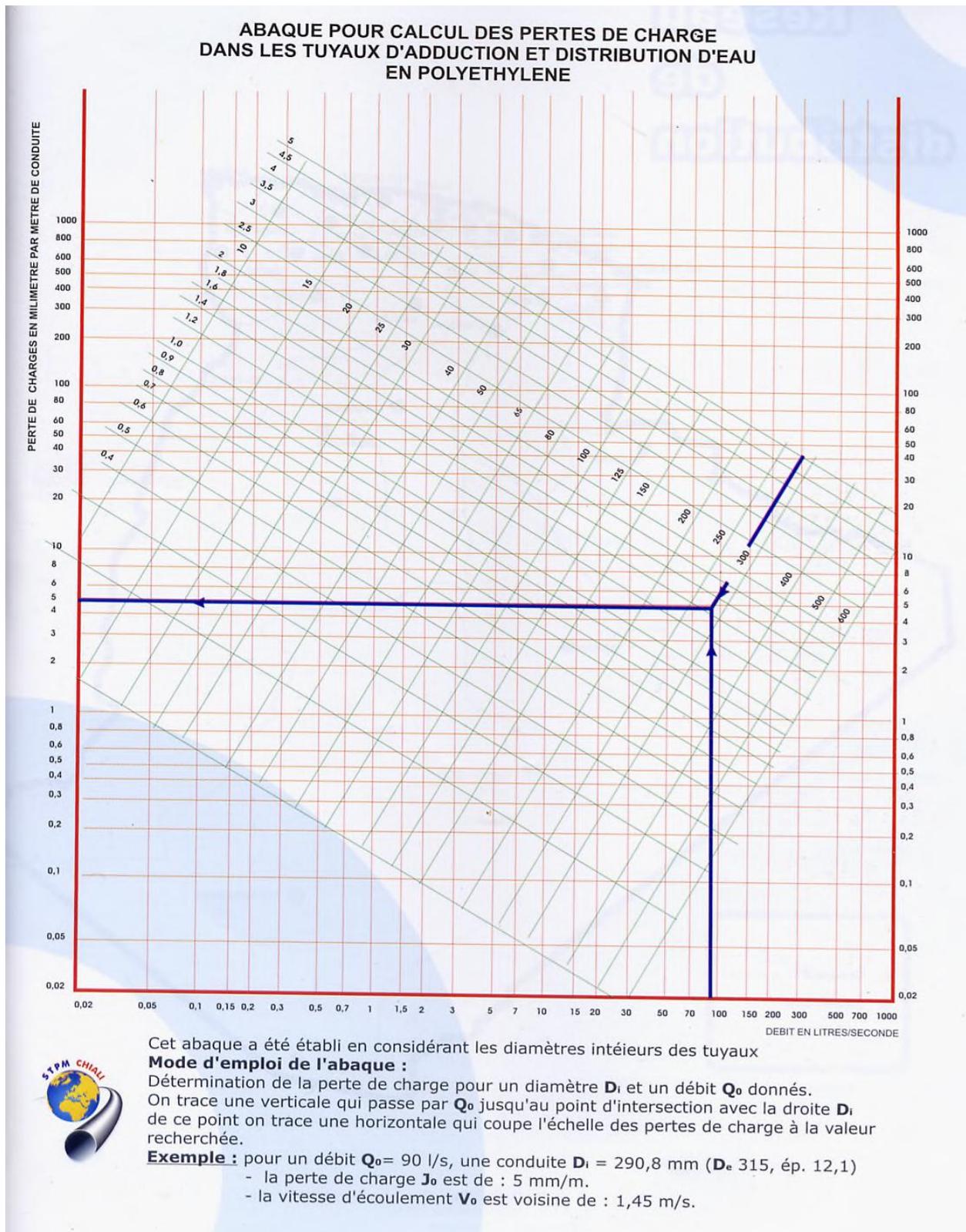
[10] : **LABORDE, J.P.** : « Eléments d'Hydraulique générale ». Edition 2000.



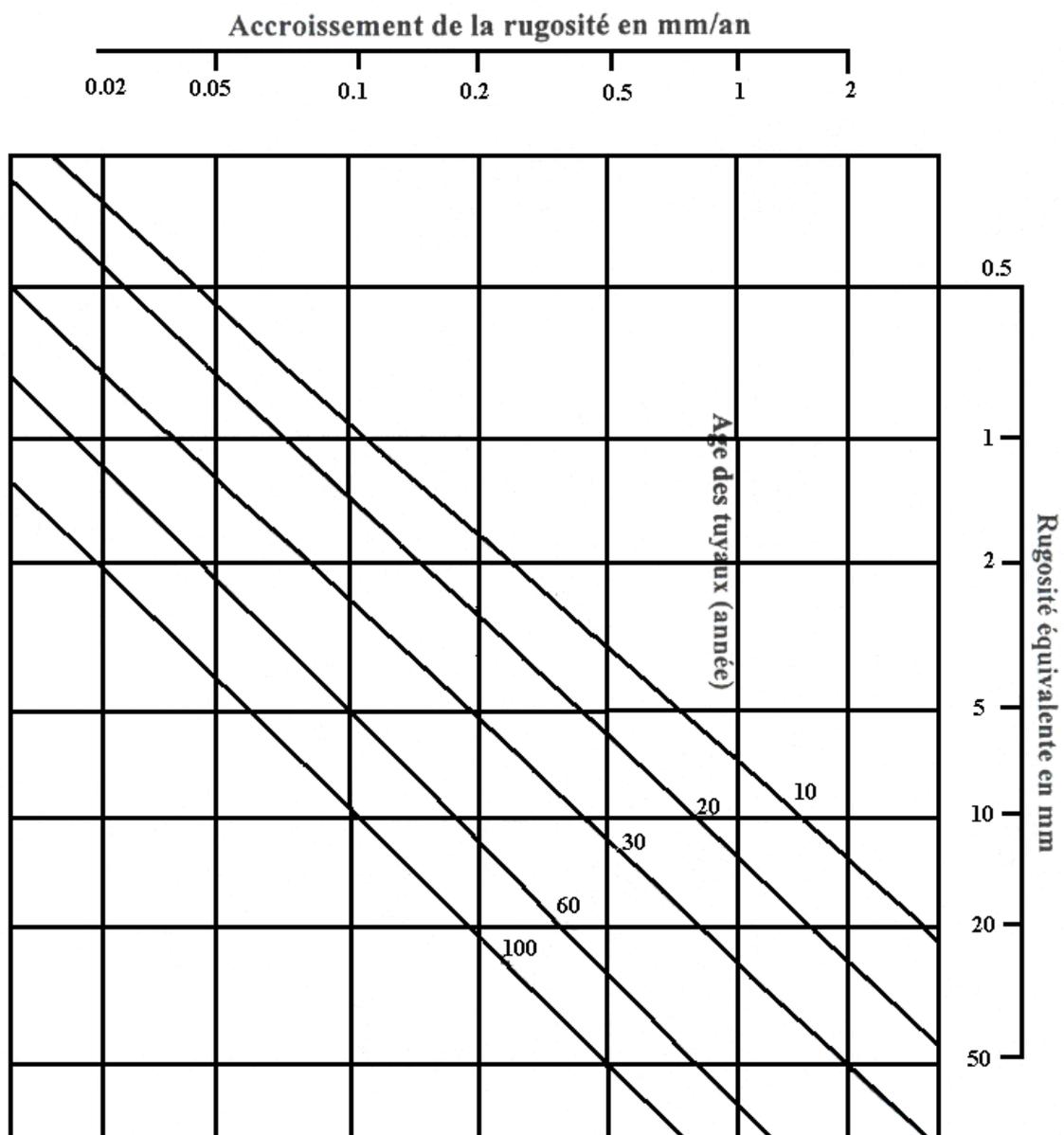
**Annexes**

Annexe (1)

Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



Annexe (2)



Abaque de PETER LAMONT

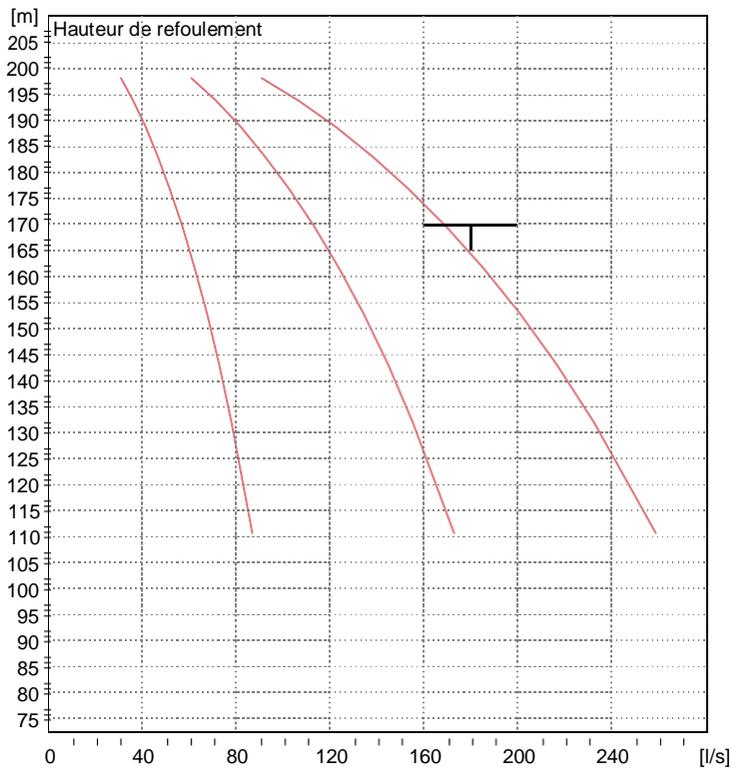
« Donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge »

**Annexe (3)***Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 16*

<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20



<b>PM 125/ 3 F</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	180 l/s
Hauteur de refoulement	170 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	56,9 l/s
Hauteur de refoulement	170 m
Puissance absorbée	127 kW
Rendement	74,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	209 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	331 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/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1770 kg

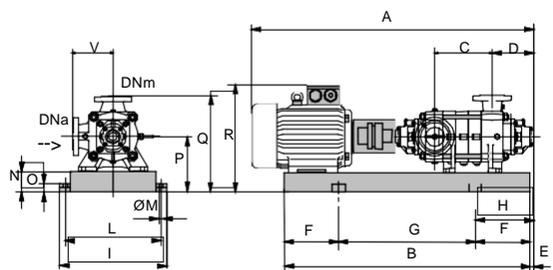


**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2

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

- Dimensions mm**  
 A = 2480  
 B = 1880  
 C = 345  
 D = 337  
 DNa = 150/PN8-25  
 DNm = DN 125 (UNI PN40)

- E = 181  
 F = 300  
 G = 1280  
 H = 481  
 I = 760  
 L = 710  
 M = 22  
 N = 160  
 O = 50  
 P = 475  
 Q = 795  
 R = 982  
 V = 320



<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 <b>28.06.2019</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------



**PM 125/ 2 B**

**Caractéristiques requises**

Débit	120 l/s
Hauteur de refoulement	179 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

**Caractéristiques de la pompe**

Débit	69,1 l/s
Hauteur de refoulement	180 m
Puissance absorbée	161 kW
Rendement	76,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	224 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)

**Caractéristiques moteur**

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	331 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**Limites opérationnelles**

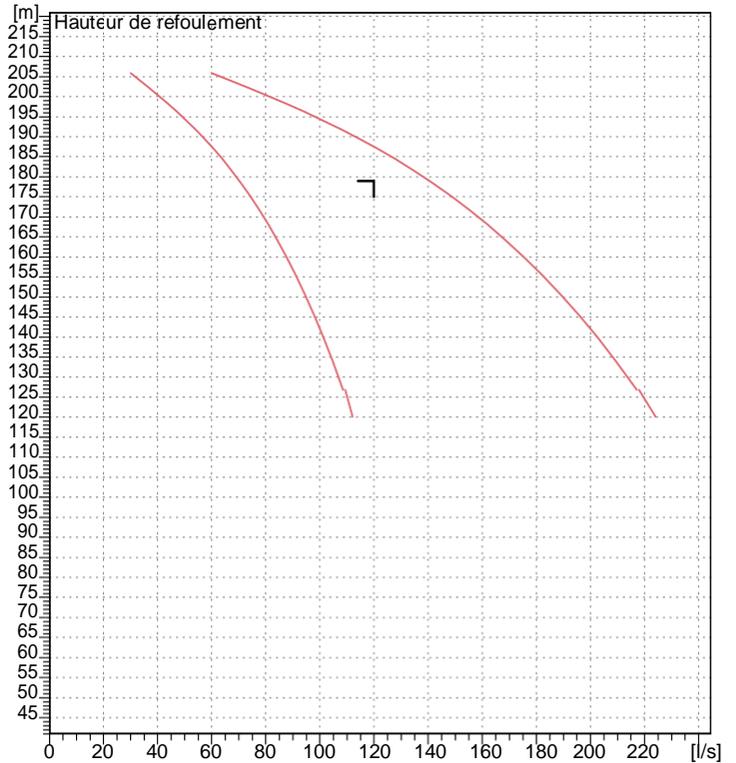
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	522 kW

**Caractéristiques générales**

Poids	1720 kg
-------	---------

**Matériaux**

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



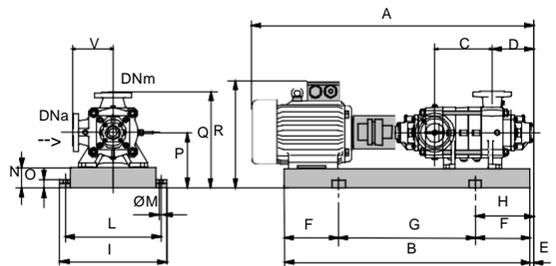
**Caractéristiques de fonctionnement**

ISO 9906 GRADE 2

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

**Dimensions mm**

- A = 2380
- B = 1780
- C = 245
- D = 337
- DNa = 150/PN8-25
- DNm = DN 125 (UNI PN40)
- E = 181
- F = 300
- G = 1180
- H = 481
- I = 760
- L = 710
- M = 22
- N = 160
- O = 50
- P = 475
- Q = 795
- R = 982
- V = 320

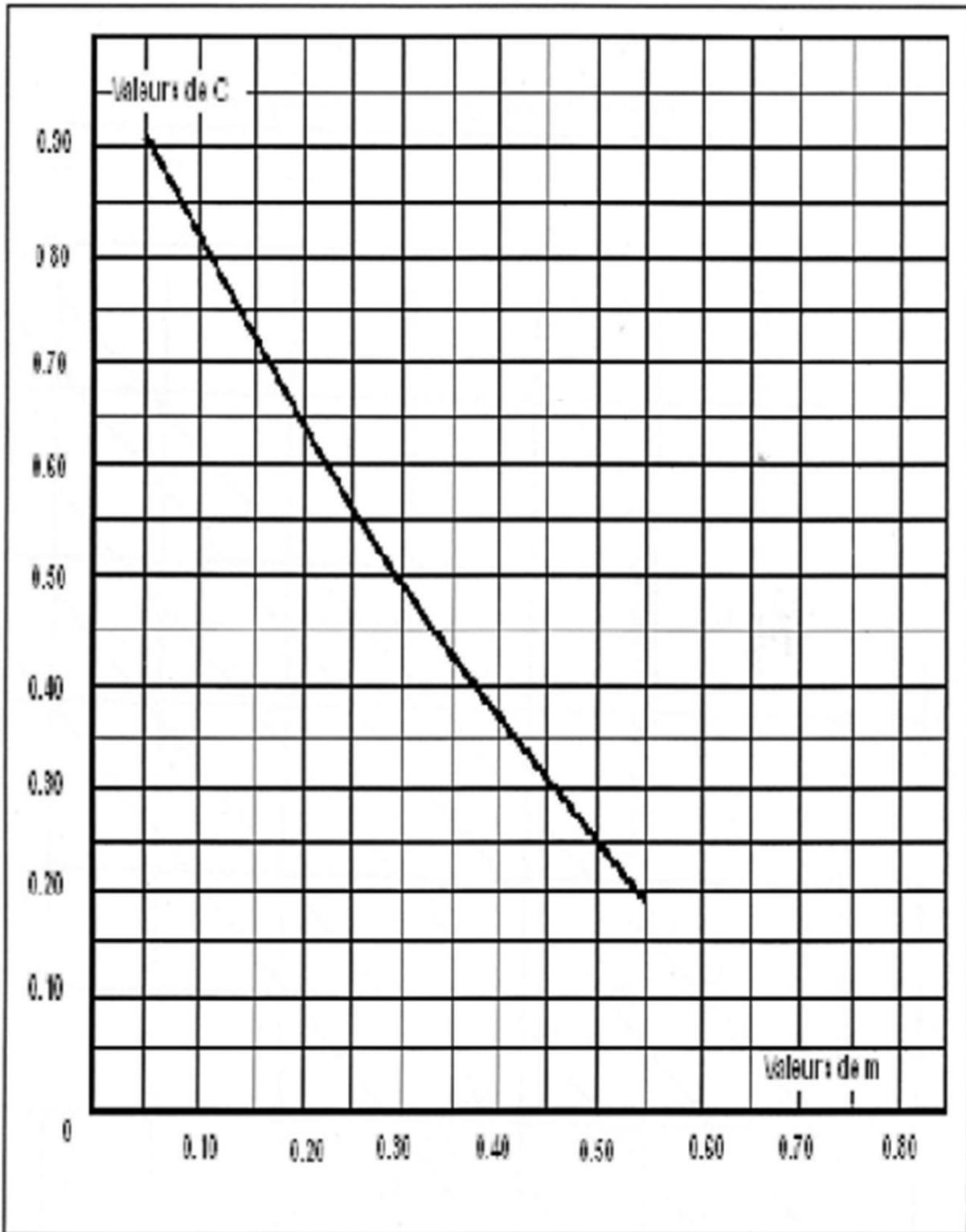


Notes:

Date <b>28.06.2019</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (6)

L'abaque du coefficient de pert de charge



## ETUDE D'ADDUCTION ET DE DISTRIBUTION DU NOUVEAU POLE URBAIN SAF-SAF COMMUNE DE MEFTAH WILAYA DE BLIDA

### الملخص

القطب العمراني الجديد صفصاف يقع على بعد 4 كم من بلدية مفتاح (البلدية) يتسع إلى 65765 شخص، نريد ربط هذا القطب بالماء الصالح للشرب، تم انشاء محطتين للضخ (SP1 و SP2) لايصال الماء إلى المنطقة العمرانية لصفصاف و قمنا أيضا بالتحقيق من سعة الخزانات و اقترحنا بعض التعزيزات مع النظر في احتياجات كل المنطقة، هذا بأخذ بعين الاعتبار تطور المنطقة. درسنا كذلك المضخات المناسبة لمشروعنا. درسنا أيضا الأنابيب مع التحقيق من أقطارها باحترام الجانب الاقتصادي. ثم التحقق كذلك من حدوث ظاهرة المطرقة المائية. كما درسنا في الأخير شبكة توزيع المياه لقطب صفصاف.

الكلمات المفتاحية: امدادات المياه الصالحة للشرب، الخزانات، شبكة الأنابيب، المضخات، المطرقة المائية و التوزيع.

### Résumé :

Le nouveau pole urbain de Saf-Saf situé à 4 km de la commune de Meftah est une nouvelle agglomération de 65766 habitants qu'on veut l'alimenter en eau potable. Nous avons préconisé la réalisation de deux stations de reprise (SR1 et SR2) qui comporte deux stations de pompage (SP1 et SP2) et deux réservoirs. Par ailleurs nous avons procédé à la vérification des capacités des réservoirs et suggéré pour certains leur renforcement, tenant compte des besoins de l'agglomération, lesquels ont été soigneusement estimés en fonction de l'évaluation de la population et des équipements projetés. Les conduites ont été dimensionnées de façon à retenir le diamètre le plus économique. On a procédé aussi à la vérification d'apparition du phénomène de coup de bélier. Nous avons aussi choisie des pompes adéquates avec notre projet. La distribution du pole de Saf-Saf a été étudié et dimensionné à l'effet de fonctionner en heure de pointe plus incendie avec pression et débits suffisants.

**Mot clés :** AEP ; Forage ; Station de pompage ; Pompe ; Coup de bélier ; Distribution

### Summary :

The new urban pole of Saf-Saf located 4 km from the town of Meftah is a new agglomeration of 65766 inhabitants that we want to feed it with drinking water. We recommended the realization of two recovery station (SR1 SR2) which has two pumping stations (SP1 SP2) and two tanks, the first pumping station pushes to the second and the latter pushes to the final tank (R1) and it occupies the distribution of the new pole Saf-Saf. In addition we proceeded to the verification of the capacities of the tanks and suggested for certain their reinforcement, taking into account the needs of the agglomeration, which were carefully estimated according to the evaluation of the population and the projected equipments. The pipes were sized to retain the most economical diameter. We also proceed to the verification of the appearance of the phenomenon of water hammer. We also chose adequate pumps with our project. Saf-Saf's pole distribution was designed and sized to operate at peak time plus fire with sufficient pressure and flows.

**Key words:** (drinking water supply); Drilling ; Pumping station ; Pump ; Water hammer; Distribution