

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique urbaine

Présenté par : Haffaressas Nadjette

---

---

**Thème : Alimentation en eau potable de la nouvelle ville  
d'Oued Zénati**

---

---

Sous la direction de : Kherouf Mazouz

---

**Juillet 2019**

---

# Remerciements

---

## Remerciements

Avant tout, je remercie le bon dieu de m'avoir accordé la volanté, le courage et la patience pour l'achèvement de ce travail.

Je remercie mon promoteur Mr.Kherouf Mazouz de m'avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que sa compréhension et ses précieux conseils qui m'ont aidée dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

Sans oublier tous les enseignants du département de Génie Civil et Hydraulique qui ont participé à ma formation pendant cette courte période en Master II pour l'année (2018-2019).

Je remercie aussi les membres de jury de m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail.

# Dédicace

---

## Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous, ceux qui m'ont aidée de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

- A tous les membres de ma petite famille, mon mari Slimane, mon fils A-Raouf et ma fille Mouhdja.
- A ma grande famille : ma mère , mes deux sœurs, mon frère et tous mes neveux et mes nièces .
- A toute la famille de mon mari.
- A mes collègues de travail.
- A tous les étudiants de la promotion 2019 Master II en Hydraulique sans exception.

# Sommaire

---

## SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

### **Chapitre 1: Présentation du projet**

<b>I-1- Présentation de la commune d'Oued Zenati.....</b>	<b>02</b>
I-1-1-Situation Géographique.....	02
I-1-2- La climatologie.....	02
I-1-3- géomorphologie et topographie.....	02
I-1-4- Situation démographique.....	03
<b>I-2- Présentation de l'aire d'étude.....</b>	<b>04</b>
I-2-1-situation géographique.....	04
I-2-2-Nature Juridique.....	04
I-2-3-La pente.....	05
I-2-4-Les contraintes et les servitudes.....	05
I-2-5-L'accessibilité.....	05
I-2-6-Morphologie et topographie.....	05
I-2-7-Géologie régionale.....	05
I-2-8-Climat.....	06
I-2-9- Couvert végétal et forestier.....	07
I-2-10- hydrographie.....	07

### **Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits**

<b>II-1-Introduction.....</b>	<b>09</b>
<b>II-2- Estimation des besoins en eau.....</b>	<b>09</b>
II-2-1- Usage domestique.....	09
II-2-2- Usage public.....	09
<b>II-3- Estimation de la population future.....</b>	<b>09</b>
II-3-1- consommation moyenne journalière.....	10
II-3-2- Consommation domestique.....	10
<b>II-4- Consommation par équipements.....</b>	<b>10</b>

# Sommaire

---

<b>II-5- Variation du débit</b> .....	12
II-5-1- Débit maximal journalier.....	12
II-5-2- débit moyen horaire.....	12
II-5-3- débit maximal horaire.....	13
II-5-4- débit minimal horaire.....	14
<b>II-6- conclusion</b> .....	14

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

<b>III-1-Introduction</b> .....	15
<b>III-2-Définition des réservoirs</b> .....	15
<b>III-3-Rôle des réservoirs</b> .....	15
<b>III-4-Emplacement des réservoirs</b> .....	16
<b>III-5-Capacité des réservoirs</b> .....	16
<b>III-6-Hauteur d'eau dans le réservoir</b> .....	17
<b>III-7-Réserve d'incendie</b> .....	17
<b>III-8-Calculs hydraulique</b> .....	17
<b>III-9-Dimensionnement du réservoir</b> .....	20
III-9-1-détermination du diamètre du réservoir .....	20
III-9-2-détermination de la hauteur d'incendie .....	20
<b>III-10-Conclusion</b> .....	20
<b>III-11-Equipement des réservoirs</b> .....	21
III-11-1-Conduite d'adduction ou d'arrivée.....	21
III-11-2- Conduite de distribution ou de départ.....	21
III-11-3- Conduite de trop-plein.....	22
III-11-4-Conduite de vidange .....	22
III-11-5- Conduite by-pass.....	22
III-11-6- Matérialisation de la réserve d'incendie.....	23

## Chapitre 4 : Adduction

<b>IV-1-Introduction</b> .....	24
<b>IV-2-Choix du tracé</b> .....	24

# Sommaire

---

<b>IV-3-Choix du type des conduites</b> .....	24
<b>IV-4-Description du schéma du tracé</b> .....	25
<b>IV-5-Les équipements du système d'adduction</b> .....	25
<b>IV-6-Etude technico-économique</b> .....	25
IV-6-1-Calculdu diamètre économique .....	25
IV-6-2-Calculde la vitesse .....	26
IV-6-3-Calculdes pertes de charge .....	26
IV-6-3-1-Pertesde charge linéaires .....	26
IV-6-3-2-Pertesde charge singulières .....	26
IV-6-3-3-Pertesde charge totales .....	27
IV-6-4-Déterminationde la puissance absorbée par la pompe .....	27
IV-6-5-Détermination de la hauteur manométrique .....	27
IV-6-6-Energie consommée par la pompe .....	27
IV-6-7-Détermination des Frais d'exploitation .....	27
IV-6-8-Détermination des frais d'amortissement .....	28
<b>IV-7-calculs hydrauliques</b> .....	28
IV-7-1-calcul de la conduite par refoulement .....	28
<b>IV-8-conclusion</b> .....	31

## Chapitre 5: Station de pompage

<b>V-1-Introduction</b> .....	32
<b>V-2-types de pompes</b> .....	32
V-2-1-pompes volumétriques .....	32
V-2-2-pompes centrifuges.....	32
<b>V-3- Paramètres hydrauliques des pompes</b> .....	32
<b>V-4- Choix de type de pompe</b> .....	32
<b>V-5- Point de fonctionnement d'une installation</b> .....	33
V-5-1- Caractéristique de la pompe .....	33
V-5-2- Recherche du point de fonctionnement désiré .....	33
<b>V-6- Calculs hydrauliques</b> .....	33
V-6-1- Détermination du point de fonctionnement .....	33
V-6-2- Choix des pompes.....	36
V-6-3- Point de fonctionnement.....	37

# Sommaire

---

V-7-Conclusion.....	39
---------------------	----

## Chapitre 6: Coup de bélier

VI-1-Introduction.....	40
VI-2-Définition du coup de bélier.....	40
VI-3-Causes du coup de bélier .....	40
VI-4-Conséquences du coup de bélier.....	40
VI-5-Moyens de protection contre le coup de bélier.....	40
VI-5-1-Volant d'inertie .....	41
VI-5-2-Soupape de décharge.....	41
VI-5-3-Réservoirs d'air.....	41
VI-5-4-Cheminée d'équilibre.....	42
VI-6-Principe.....	42
VI-7-Méthode de résolution.....	43
VI-8- Principe de calcul du réservoir d'air.....	43
VI-9- Calculs hydrauliques .....	43
VI-9-1-Données de basse.....	43
VI-9-2- calcul de la dépression et la surpression.....	44
VI-10-Conclusion.....	45

## Chapitre 7: Réseau de distribution

VII-1-Introduction.....	46
VII-2-Le débit.....	46
VII-3-Choix du diamètre.....	46
VII-4-Vitesse d'écoulement.....	46
VII-5- Classification des réseaux.....	46
VII-6- Choix du type de réseau.....	47
VII-7-Calcul du réseau par la méthode de Hardy – cross .....	47
VII-7-1-Principe.....	47
VII-7-2-Conditions d'équilibre.....	47
VII-8-Choix de type de conduite.....	48

# Sommaire

---

<b>VII-9- Dimensionnement du réseau de distribution</b> .....	48
VII-9-1-Le débit spécifique.....	48
VII-9-2- Le débit en route.....	49
VII-9-3- Le débit au nœud.....	49
VII-9-4- Calcul de la conduite d'amenée.....	49
VII-9-4-1- détermination de la perte des charges.....	50
VII-9-4-2- Détermination de la perte de charge totale $\Delta HT$ .....	50
VII-9-4-3- Détermination de la vitesse.....	50
VII-9-5- Détermination de la longueur de chaque tronçon.....	51
<b>VII-10-Application de la méthode de Hardy cross au calcul du réseau maillé</b> .....	56
VII-10-1-Le débit correctif.....	56
VII-10-2-La pression minimale admissible au sol.....	56
VII-10-3- Calcul des cotes piézométriques.....	57
VII-10-4- La pression de service.....	57
<b>VII-11- Calcul du réseau par le logiciel EPANET</b> .....	59
VII-11-1- Introduction .....	59
VII-11-2- Définition.....	59
VII-11-3- Objectif de l'EPANET.....	59
VII-11-4- Conclusion.....	63

## Chapitre 08: la pose et la protection de la conduite

<b>VIII-1- Introduction</b> .....	64
<b>VIII-2- Pose des conduites</b> .....	64
VIII-2-1- Exécution et aménagement de la tranchée.....	64
VIII-2-2- Stabilisation des conduites.....	65
VIII-2-3- Travaux spéciaux.....	65
VIII-2-3-1- Traversée de route.....	65
VIII-2-3-1- Traversée de route.....	65
VIII-2-3-2- Traversées d'oueds.....	66
VIII-2-3-3- Pose en élévation .....	67



## Sommaire

---

VIII-2-3-4- Mise en eau et épreuve.....	67
VIII-2-3-5- La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	67
<b>VIII-3- conclusion.....</b>	<b>67</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>68</b>
<b>Référence bibliographique.....</b>	<b>69</b>

# Listes des tableaux

---

## Listes des tableaux :

**Tableau I-1** : la surface correspondante à chaque catégorie de pente.

**Tableau I-2** : la précipitation pour l'année 2012.

**Tableau I-3** : les températures moyennes pour l'année 2012

**Tableau II-1** : le nombre global des logements et des habitants.

**Tableau II-2** : les consommations moyennes journalières actuelles et futures de la nouvelle ville d'Oued Zenati

**Tableau II-3** : les consommations moyennes par équipement.

**Tableau II-4** : les résultats de calcul des besoins en eau globaux.

**Tableau II-5** : les valeurs de  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre de population

**Tableau II-6** : les valeurs de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre de population

**Tableau III-1**: Répartition théorique des débits de distribution du réseau principal.

**Tableau IV-1**: Annuités pour les différents diamètres

**Tableau IV-2** : pertes de charge et hauteur manométrique totale pour les différents diamètres.

**Tableau IV-3** : puissance et prix d'énergie

**Tableau IV-4** : le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

**Tableau V-1** : Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

**Tableau VI-1** : Valeurs des caractéristiques des conduites de refoulement.

**Tableau VI-2** : les différentes valeurs de K en fonction du matériau.

**Tableau VII-1** : Les longueurs des différents tronçons du réseau de la nouvelle ville.

**Tableau VII-2** : les débits en route et les débits aux nœuds du réseau principal.

**Tableau VII-3** : détermination des diamètres et vitesses.

**Tableau VIII-1** : Les différents matériaux

# Listes des figures et des graphes

---

## Listes des figures :

**Figure I-1** : présentation géographique de la région d'Oued Zenati.

**Figure I-2** : présentation géographique de la région d'étude.

**Figure III-1**: diagramme de remplissage du réservoir.

**Figure III-2** : schéma de la conduite d'adduction ou d'arrivée.

**Figure III-3** : schéma de la Conduite de distribution ou d'arrivée.

**Figure III-4** : schéma de la Conduite de trop-plein.

**Figure III-5** : Schéma trop- plein et vidange

**Figure III-6** : schéma de la Conduite de by-pass.

**Figure III-7** : schéma de la Matérialisation de la réserve d'incendie.

**Figure IV-1** : schéma du tracé

**Figure IV-2** : profil piézométrique de l'adduction par refoulement (station de pompage vers réservoir de la nouvelle ville)

**Figure-V-1** : courbe caractéristique de la pompe (ME 300-500).

**Figure VI-1** : Soupape de sureté, anti-bélier

**Figure VI-2** : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

**Figure VI-3** : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

**Figure VII-1** : répartition initiale des débits.

**Figure VII-2** : répartition finale des débits.

**Figure VIII-1** : Pose de la conduite en tranchée.

**Figure VIII-2** : Butée sur coude horizontal.

**Figure VIII-3** : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.

**Figure VIII-4** : Protection spéciale pour la traversée de route

**Figure VIII-5** : Traversée d'oued

## Listes des graphes :

Courbe de précipitation

Courbe de température

Courbe de remplissage du réservoir

Courbe des points de fonctionnement de l'installation de refoulement

# Liste des symboles

---

## Liste des symboles

A : amortissement annuel.

a : célérité de l'onde (m/s).

B : La valeur du coup de bélier (m).

CR : côte radier (m)

CTN : côte terrain naturel (m)

D : diamètre de la conduite (m)

$D_{\text{BONNIN}}$  ,  $D_{\text{BRESS}}$  : diamètre de la conduite (m).

$D_e$  : Le diamètre extérieur des tuyaux en PEHD (m).

$D_i$  : Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD (m).

e : épaisseur de la conduite (mm)

F : énergie consommée par la pompe (kwh)

Fam : frais d'amortissement (Da).

Fexp : frais d'exploitation (Da).

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

h : la perte de charge créer par le vannage (m).

$H_{\text{MT}}$  : hauteur manométrique total (m).

$H_g$  : hauteur géométrique (m).

$H_{\text{inc}}$  : hauteur d'incendie.

$H_l$  : perte de charge linéaire (m)

$H_p$  : la courbe caractéristique de la pompe.

$H_s$  : perte de charge singulière (m).

$H_{\text{sur}}$  : la surpression maximale (m).

$H_T$  : les pertes de charge totale (m).

i : taux d'intérêt annuel (annuité).

J : perte de charge en mètre par mètre de conduite.

L : longueur de la conduite (m)

$N_i$ : Nombre de consommateurs.

n : nombre d'année d'amortissement.

$Q_c$  : débit concentré dans la conduite (l/s)

## Liste des symboles

---

$Q_n$  : débit au nœud (l/s)

$Q_{\max,j}$  : Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année ( $m^3 / j$ ).

$Q_{\min,j}$  : Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année ( $m^3 / j$ ).

$Q_{\text{moy},h}$  : consommation moyenne horaire ( $m^3 / j$ ).

$Q_{\text{moy},j}$  : Débit de consommation moyenne journalière ( $m^3 / j$ ).

$Q_p$  : Le débit de pointe ( $m^3 / j$ ).

$Q_r$  : débit de route (l/s)

$Q_s$  : débit spécifique (l/s)

$p$  : prix d'un Kwh (Da).

$Q_i$  : Dotation moyenne journalière en l/j.habitant.

$\alpha$  : Taux d'accroissement.

$V$  : vitesse d'écoulement (m/s).

$V_{\text{inc}}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $m^3$ ).

$V_R$  : volume total du réservoir ( $m^3$ )

$\alpha_{\max}$  : coefficient qui dépendu niveau de vie de la population et du confort des bâtiments.

$\beta_{\max}$  : coefficient qui dépend de nombre d'habitants.

$\eta$  : rendement de la pompe (%).

$\theta$  : angle d'inclinaison du papillon

$\lambda$  : le coefficient de perte de charge.

$\xi$  : coefficient d'ouverture de la vanne.

$\rho$  : masse volumique de l'eau.

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

# Introduction générale

---

## Introduction générale:

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. Cela est prouvé par les activités de tous les jours qui nous montrent que sans eau, la vie est pratiquement impossible.

Il faut donc la protéger et la traiter que se soit pour produire une eau propre à la boisson ou à des usages spécifiques industriels ou autres.

De ce fait, nous nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable dont les besoins de la population s'accroissent quantitativement et qualitativement d'un jour à l'autre suite au développement socio-économique de la vie.

Mon travail se portera sur 8 chapitres :

-Je débiterai mon travail par une présentation globale du site qui fera l'objectif du premier chapitre.

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

-le troisième chapitre sera consacré à la détermination de la capacité du réservoir de stockage projetée pour alimenter cette nouvelle ville.

-dans le quatrième chapitre, nous passerons au réseau d'adduction reliant la station de pompage au réservoir projeté de la nouvelle ville (2x5000)m<sup>3</sup>.

-par la suite, le cinquième chapitre englobera la station de pompage.

-le sixième chapitre reposera sur la protection de la conduite d'adduction par refoulement contre le coup de bélier afin d'avoir un réseau résistant et durable.

-le septième chapitre s'intéressera au réseau de distribution. Le calcul du réseau s'effectuera à la main par la méthode de HARDY CROSS et sera vérifié par le logiciel EPANET.

-le huitième chapitre prend en considération la pose et la protection de la conduite.

Enfin, une conclusion générale qui achèvera mon travail.

# Chapitre 1: Présentation du projet

## I-1- Présentation de la commune d'Oued Zenati

### I-1-1-Situation Géographique :

Oued Zenati est parmi les plus grandes communes de la wilaya de Guelma.

Elle est située sur l'axe de la route nationale (RN20) c'est un grand centre urbain entre de grandes villes de l'EST :

- La ville de Guelma à l'EST sur une distance de 42 km.
- La ville de Constantine à l'OUEST sur une distance de 70 km.



Figure I-1 : présentation géographique de la région d'Oued Zenati

Elle est limitée par les communes suivantes :

Au nord : la commune de RAS EL AGBA.

Au sud : la commune de TAMLOUKA.

A l'EST : les communes de SALA OUA ANNOUNA et AIN MAKHLOUF.

A l'OUEST : la commune d'AIN REGGADA.

### I-1-2- La climatologie :

La commune est caractérisée par un climat méditerranéen correspondant à deux saisons. Une humide et une autre sèche. Les vents dominants de la région sont : les vents nord-ouest en hiver et les vents du Siroco provenant du sud en été avec une moyenne de précipitation de 500 mm/an et une température qui varie entre 4°C et 16°C en hiver et entre 28°C-40°C en été.

### I-1-3- géomorphologie et topographie :

# Chapitre 1: Présentation du projet

---

Le relief de la commune d'Oued Zenati varie selon le topographie de l'espace. On distingue les collines et les piémonts qui occupent un total de 10700 ha environ 75% de la superficie communale totale.

Cette occupation concerne le nord-est, le nord-ouest du territoire communal. Ainsi que la zone du mont « EL ANCEL » (1148 m) au sud-est (notre site d'étude). Le reste du territoire communal est constitué des terrains de moyenne et faible déclivité notamment au sud et à l'ouest de la commune à savoir la région de AIN TRAB, SIDI ABID et KIFANE EL LAASSEL.

## - Pentes et déclivités :

Selon la carte topographique, le centre et le sud de la commune présente de faibles pentes (3%) surtout aux abords d'OUED ZENATI et le bassin de TAMLOUKA pour atteindre le taux de (25%) au sud-est et au nord-est.

Les zones de forte déclivité dépassent les 25% constituent au total (4%) de la superficie de territoire communal ce qui est relativement négligeable

## I-1-4- Situation démographique :

La population constitue une dimension première à la conception et à la prise d'initiatives dans le cadre de tout programme de développement, en effet, elle est à la croisée de toutes les questions territoriales du fait de l'intérêt majeur, que représente la satisfaction de ses besoins et l'amélioration de son cadre de vie.

-la période entre (1966-1998) a été marquée par : une augmentation substantielle de la population au niveau de l'agglomération chef-lieu.

-la régression de la population rurale entre (1987-1998) au profit de la population urbaine à cause de la promotion de nouvelles agglomérations en plus de l'exode rural qu'avait connue presque tout le pays en cette période.

-évolution de la population (1988-2008) : durant 10 ans l'évolution de la population par dispersion avait connu une augmentation du taux d'accroissement au niveau des agglomérations (AS) par rapport à l'ACL de l'ordre 2.02. [1]



# Chapitre 1: Présentation du projet

---

## I-2- Présentation de l'aire d'étude

### I-2-1-situation géographique :

L'aire d'étude se situe dans la partie Nord-Est de la commune à 3 km de l'ACL d'Oued Zenati, sur la route nationale N°=81 qui mène vers Ain Makhlouf et qui s'étend sur une surface de 128 ha.

Elle est une partie de la zone d'extension de la ville d'Oued Zenati dans sa partie Nord-Est.

L'aire s'inscrit dans le périmètre d'urbanisation défini par le PDAU intercommunal de OZ.

Le plan d'occupation du sol Djebel el Ancel est un site vierge dans sa totalité.

On remarque quelques habitats individuels éparpillés de type rural.

Djebel el Ancel est un site rocheux avec quelques terrains agricoles, il contient une décharge publique qu'il faut la déplacer selon l'orientation du PDAU Oued Zenati.

L'aire d'étude est traversée par la route nationale N°=81. [1]



Figure I-2 : présentation géographique de la région d'étude

### I-2-2-Nature Juridique :

Les terrains sont des terrains non cadastrés (sous le cadastre d'Oued Zenati)

# Chapitre 1: Présentation du projet

---

## I-2-3-La pente :

Le terrain d'étude est un terrain accidenté d'une pente qui varie entre (0-25%).

## I-2-4-Les contraintes et les servitudes :

L'aire d'étude est un terrain vierge qui contient plusieurs obstacles :

- une décharge publique.
- plusieurs chàabats.

## I-2-5-L'accessibilité :

Djebel el Ancel est accessible par la route nationale N°=81 qui traverse le terrain d'étude au milieu.

## I-2-6-Morphologie et topographie :

Afin de mieux connaître la topographie du groupement de l'aire d'étude, on a établi trois classes :

- La classe de (8-16%) : couvre presque la totalité de la superficie du site dans le Nord Nord-Est, Nord-ouest, Sud-Ouest.
  - La classe de (18-25%) : les pentes moyennes, assez bien représentées dans la zone d'étude, situées au sud, Sud-Est.
  - La classe plus de 25% : pentes abruptes, peu représentées se trouvent aux terrains rocheux.
- [1]

Le tableau suivant nous donne la surface correspondante à chaque catégorie de pente :

Pente (%)	Superficie (ha)	Pourcentage (%)
8-16	107.55	84
18-25	14.3	11.17
Plus de 25	6.1	4.76

**Tableau I-1** : la surface correspondante à chaque catégorie de pente.

## I-2-7-Géologie régionale

D'après la carte géographique 1/50000 de Guelma, la commune d'Oued Zenati est située dans la cadre des formations géologiques homogènes récentes dans les roches sédimentaires.

Les formations géologiques existantes sont :

# Chapitre 1: Présentation du projet

- Alluvions récentes des fonds des vallées.
- Quaternaires.

## I-2-8-Climat :

Le climat est divisé en deux cadres climatiques.

-Climat de l'Atlas tellien qui caractérise la partie Nord, un climat humide froid et hivers pluvieux et été sec.

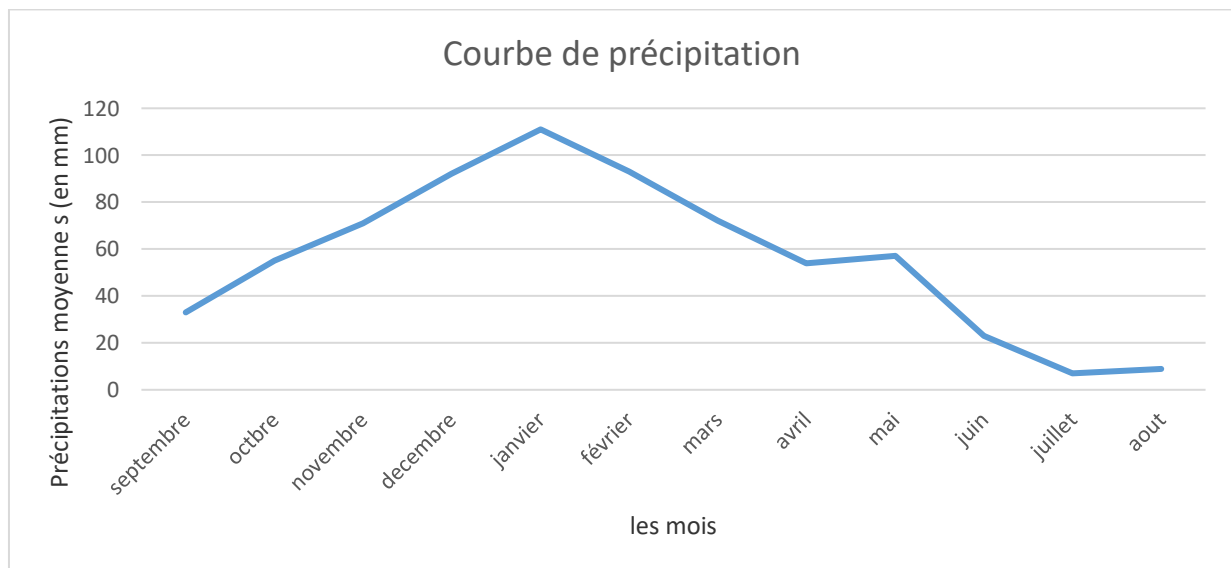
-Le deuxième est le cadre des hautes plaines, est caractérisé par hiver froid pluvieux et été chaud sec.

La quantité de pluie est estimée à 450 mm/an, et la température moyenne est estimée à 16.2°C (station de Guelma) et dans la région subhumide la précipitation dépasse 500 mm/an.

[1]

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	août	Année
1/mm	33	55	71	92	111	93	72	54	57	23	07	09	677

Tableau I-2 : la précipitation pour l'année 2012.



D'après le tableau ci-dessus et la courbe de précipitation, on remarque que la période des pluies s'étend de la mi-novembre à début de mai, parmi les 677mm qui précipitent dans la région, 550mm précipitent au cours de cette période.

- ❖ Période froide :

# Chapitre 1: Présentation du projet

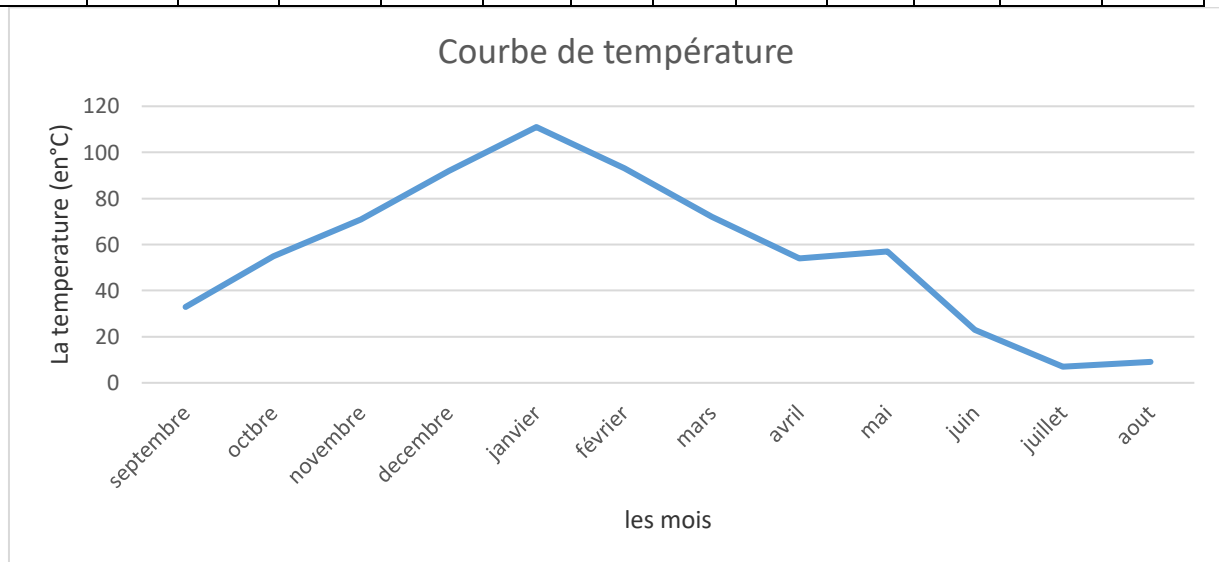
Et s'étend de la mi-novembre à mi-avril, où la température atteint une moyenne mensuelle minimum en janvier de 9.3°C et parfois jusqu'à 4 degrés, il est également ponctué.

❖ Période chaude :

Et s'étend de la mi-mai à la mi-septembre, où la température maximale au mois d'août à 26.6°C, la moyenne de mois pourrait atteindre plus de 35°C, et c'est toujours au mois d'août.

**Tableau I-3 : les températures moyennes pour l'année 2012**

mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	jll	aou	Sep	oct	nov	Dec
°c	9.30	10.10	12.20	14.40	18	24	25	26.6	24	19	14.40	10.60



❖ Humidité :

Le degré de l'humidité dans l'hiver est 60%, et ensuite commencer à diminuer jusqu'à ce qu'il atteigne l'été à 46% dans le mois d'août.

❖ Le vent :

La région d'Oued Zenati est exposée à l'effet du vent, en particulier le Nord-Ouest, où la fréquence annuelle et une fréquence maximale pendant mois d'avril de 28.40%.

## I-2-9- Couvert végétal et forestier :

La végétation forestière est faible dans la commune d'Oued Zenati, selon la nature agricole des terrains, où il n'existe que des petits espaces au niveau de Djebel Ansel (forêt préservé) qui constituée des arbres de pins et d'eucalyptus.

## I-2-10- hydrographie :

Les conditions climatiques, et la nature géologique et morphologique de la commune permettent d'apparence des eaux superficielles, il Ya de nombreux chaabats qui constituent

# Chapitre 1: Présentation du projet

---

le bassin d'Oued Zenati ce dernier est un gouffre, il est permanent au niveau de la commune et la traverse de l'Ouest-Nord.

-Le terrain de l'aire d'étude est également traversé par plusieurs chaabats (des cours d'eaux à sec temporairement).

## Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits

---

### II-1-Introduction :

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de la commune d'Oued Zenati. Ce chapitre consiste à estimer les besoins en eau et les variations du débit qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

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

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

#### II-2-1- Usage domestique :

Il s'agit de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène. [2]

#### II-2-2- Usage public :

Cet usage concerne un certain nombre d'activités telles que :

Les équipements collectifs notamment les écoles, les centres administratifs, Les équipements commerciaux etc. [2]

### II-3- Estimation de la population future :

Pour établir la prévision d'évolution de la population, on a utilisé la méthode de la croissance géométrique qui peut être exprimée par la formule ci-dessous :

$$P=P_0*(1+\alpha)^n \quad (II-1)$$

Avec :

- P : population à l'horizon d'étude (2044);
- P<sub>0</sub>: population actuelle (2019);
- $\alpha$ : taux d'accroissement démographique moyen;
- n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (25 ans).
- Le taux d'accroissement de l'aire d'étude est de 3%.

L'aire d'étude s'étale sur une superficie 128 ha, cette surface peut accueillir un nombre total de type d'habitats individuels et collectifs avec un taux d'occupation de 6 per/logements.

Elle est divisée en 3 zones :

Z1 : zone d'habitat individuel : nombre d'habitat projeté est 900 logements.

Z2 : zone d'habitat collectif 01 : nombre d'habitat projeté est 4680 logements.

## Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits

Z3 : zone d'habitat collectif 02 : nombre d'habitat projeté est 5117 logements. [1]

Le tableau suivant présente le nombre global des logements et des habitants :

**Tableau II-1** : le nombre global des logements et des habitants.

	nombre de logements	Nombre d'habitat
Zone I	900	5400
Zone II	4680	28080
Zone III	5117	30702
Total	10697	64182

### II-3-1- consommation moyenne journalière :

$$Q_{moyj} = \frac{Q_i \times N_i}{1000} \quad (II-2)$$

Avec :

- $Q_{moyj}$  : la consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ].

- $Q_i$  : dotation journalière [ $l/j/h$ ].

- $N_i$  : nombre d'habitants.

### II-3-2- Consommation domestique :

Pour 2019 on a prévu une dotation de 160 L/J/Hab. Et à l'horizon 2044, on va prévoir une dotation de 180L/J/Hab.

Le tableau suivant nous donnera les consommations moyennes journalières actuelles et futures de la nouvelle ville d'Oued Zenati.

**Tableau II-2** : les consommations moyennes journalières actuelles et futures de la nouvelle ville d'Oued Zenati.

horizon	Nombre d'habitant	dotation	Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )
2019	64182	160 L/J/Hab	10269.12
2044	134382	180 L/J/Hab	24188.76

### II-4- Consommation par équipements :

Les consommations moyennes par équipements sont données dans le tableau suivant :

## Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits

Tableau II-3 : les consommations moyennes par équipement.

Type d'équipement	Désignation	Unité	Quantité	Dotation [l/j]	Consommation moyenne journalière [m <sup>3</sup> /j]
<b>Administratifs</b>	APC	Employé	100	5	0.50
	Sûreté	Agent	45	10	0.45
	PTT	Employé	25	10	0.25
	Protection civile	Agent	15	10	0.15
	Gare routière	Agent	15	10	0.15
	Bloc administratif	Employé	40	5	0.20
<b>T o t a l a d m i n i s t r a t i f</b>					<b>1.70</b>
<b>Scolaires</b>	01 Crèche	Enfant	200	5	1
	03 écoles primaires	Elève	1200	10	12
	02 CEM	Elève	1500	10	15
	01 lycée	Elève	1000	10	10
	01 pôle universitaire	étudiant	5000	10	50
<b>T o t a l s c o l a i r e</b>					<b>88</b>
<b>Socioculturels</b>	01 mosquée + Ecole coranique	Fidèle	500	10	5
	01 Maison de jeunes	Jeune	200	5	0.5
	01 Stade+ piscine	Jeune	100	20	4
	01 Parc d'attraction	m <sup>2</sup>	50246.64	5	251.23
<b>T o t a l s o c i o c u l t u r e l</b>					<b>260.73</b>
<b>Commerciaux</b>	01 Centre commercial	m <sup>2</sup>	10529.50	5	52.65
	01 Station multiservice	m <sup>2</sup>	16731	5	83.66
	<b>T o t a l c o m m e r c i a l</b>				
<b>Consommation totale</b>					<b>486.74 m<sup>3</sup>/j</b>

Les résultats de calcul des besoins en eaux globaux (domestiques, publics) sont donnés dans le Tableau récapitulatif ci-dessous :



## Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits

**Tableau II-4** : les résultats de calcul des besoins en eau globaux.

Type de besoin	Consommation moyenne journalière [m <sup>3</sup> /j]
Besoins domestiques	24188.76
Besoins Administratifs	1.70
Besoins Scolaires	88
Besoins Socioculturels	260.73
Besoins Commerciaux	136.31
<b>Total</b>	<b>24675.50</b>

Nous remarquons que la Consommation moyenne journalière de la nouvelle ville pour l'horizon 2044 s'élève à **24675.50 m<sup>3</sup>/J** soit **285.60 l/s**.

### II-5- Variation du débit :

#### II-5-1- Débit maximal journalier :

La consommation maximale journalière est la majoration de la consommation moyenne journalière par un coefficient  $K_j$  défini ci-dessous.

-coefficient d'irrégularité journalière  $K_j$  :

$$K_j = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy}j}} \quad (\text{II-3})$$

Avec :

- $Q_{\max j}$  : consommation maximale journalière [m<sup>3</sup>/j]

- $Q_{\text{moy}j}$  : consommation moyenne journalière [m<sup>3</sup>/j]

- $K_j$  : coefficient d'irrégularité journalière compris entre (1,10 et 1,30)

Dans notre cas on prendra  $K_j = 1,26$ .

$$\begin{aligned} Q_{\max j} &= Q_{\text{moy}j} \times K_j \\ &= 24675.5 \times 1.26 \end{aligned}$$

$$Q_{\max j} = 31091.13 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\text{Soit : } Q_{\max j} = 359.85 \text{ l/s}.$$

#### II-5-2- débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$\begin{aligned} Q_{\text{moy, h}} &= Q_{\max, j} / 24. \\ &= 31091.13 / 24 = 1295.46 \text{ m}^3/\text{h}. \end{aligned} \quad (\text{II-4})$$

## Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits

### II-5-3- débit maximal horaire :

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$ .

-Coefficient d'irrégularité horaire  $K_h$  :

$$K_h = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \quad (II-5)$$

Avec :

- $Q_{max,h}$  : consommation maximale horaire [ $m^3/h$ ].

- $Q_{moy,h}$  : consommation moyenne horaire [ $m^3/h$ ].

- $K_h$  : coefficient d'irrégularité horaire.

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (II-6)$$

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

Avec ;

- $\alpha_{max}$  : coefficient dépendant du niveau de confort et des équipements sanitaires de la population.  $\alpha_{max}$  varie entre (1,20 et 1,40). Dans notre cas on prendra  $\alpha_{max} = 1,30$ .

- $\beta_{max}$  est un coefficient qui dépend du nombre de population.

Nombre d'habitant \ Coefficient	1000	2500	6000	10000	20000	50000	100000	300000	1000000
$\beta_{max}$	2.00	1.60	1.40	1.30	1.30	1.15	1.10	1.03	1.00

Tableau II-5 : les valeurs de  $\beta_{max}$  en fonction du nombre de population

Notre population pour l'horizon 2044 est estimée à 134382 habitants, on prendra  $\beta_{max} = 1,10$ .

D'où  $K_h = 1,30 \times 1,10 = 1,43$ .  $\rightarrow Q_{max,h} = 1295.46 \times 1.43 = 1852.42 \text{ m}^3/h$ .

$Q_{max,h} = 1852.42 \text{ m}^3/h$ . Soit  $Q_{max,h} = 514.56 \text{ l/s}$ .

- coefficient de pointe horaire  $K_p$  :

$$K_p = K_h \times K_j = 1.43 \times 1.26 = 1.80$$

Donc  $K_p = 1.80$

## Chapitre 2 : Estimation des besoins et variation des débits

### II-5-4- débit minimal horaire :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il peut être exprimé par la formule suivante :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (II-8)$$

Avec :

-  $\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0.5$ .

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

Nombre d'habitant \ Coefficient	1000	2500	6000	10000	20000	50000	100000	300000	1000000
$\beta_{\min}$	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.60	0.70	0.83	1.00

Tableau II-6 : les valeurs de  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre de population

**Remarque :** Il faut signaler que c'est avec le débit maximal journalier (31091.13 m<sup>3</sup>/j soit 360 l/s) que sera dimensionnée la conduite d'adduction du réservoir ainsi qu'au choix des pompes, mais par contre le dimensionnement du réseau de distribution doit être fait avec le débit de pointe horaire (1852.42 m<sup>3</sup>/h soit 514.56 l/s); et ceci pour que l'installation puisse satisfaire le débit demandé à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale.

### II-6- conclusion :

Au titre de ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude, nous avons trouvé un débit de 1852.42 m<sup>3</sup>/j soit 514.56 l/s pour les besoins futurs.

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

---

### III-1-Introduction:

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable de la localité en question, ce réseau comporte plusieurs éléments, à savoir, une station de pompage, une conduite de refoulement et de distribution, un ouvrage de stockage et un ouvrage de protection.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer l'ouvrages de stockage nécessaire pour le réseau étudié.

### III-2-Définition des réservoirs :

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserve d'eau soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

Les réservoirs doivent être conçus et réalisés avec des matériaux assurant leur stabilité et leur durabilité, tout en protégeant la qualité de l'eau qu'ils contiennent. [3]

Selon les matériaux de construction des réservoirs, on peut classer les réservoirs en :

- Réservoirs métalliques.
- Réservoirs en maçonnerie.
- Réservoirs en béton armé. [3]

Selon le site d'implantation ou selon les conditions topographiques, on peut les classer en :

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs posés sur le sol.
- Réservoirs surélevés (château d'eau). [3]

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés sont préférables à ceux surélevés car ils présentent les avantages suivants :

- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée. [3]

### III-3-Rôle des réservoirs :

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples:

- **Fonctions techniques :**

- Régulation du débit ;
- Sécurité d'approvisionnement.

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

---

- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.
- Réacteur principal au traitement.

- **Fonctions économiques :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de protection.
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie. [3]

### III-4-Emplacement des réservoirs :

Le choix du site du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression aux points d'alimentation

D'autres critères influent aussi sur le choix de l'emplacement du réservoir à savoir :

- Fournir aux abonnés une pression suffisante au moment des pointes
- La cote du radier doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique exigée dans le réseau.
- Eviter d'avoir des pressions trop importantes sur les points les plus bas du réseau.

### III-5-Capacité des réservoirs :

La détermination du volume des réservoirs se fait à partir des données sur la répartition de réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée.

On admet pour la répartition de la consommation des coefficients horaires (qui dépendent du nombre d'habitant considéré), ayant trouvé les excès et les insuffisances d'eau durant une journée, on fait la somme algébrique de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé), et on ajoute à cette somme la valeur de la réserve d'incendie pour trouver le volume du réservoir. [2]

Soit :

$$V_R = \left| \Delta V_{\max}^+ \right| + \left| \Delta V_{\max}^- \right| + V_{inc} \quad (\text{III-1})$$

Avec :  $V_R$  = Volume du réservoir : [m<sup>3</sup>]

$\left| \Delta V_{\max}^+ \right|$  = La plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé) : [m<sup>3</sup>]

$\left| \Delta V_{\max}^- \right|$  = La plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé) : [m<sup>3</sup>]

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

---

$V_{inc}$  = La réserve d'incendie: [m<sup>3</sup>]

### III-6-Hauteur d'eau dans le réservoir :

La dépense de construction du réservoir varie avec l'épaisseur de la tranche d'eau, cette épaisseur est en général de l'ordre de 3, 6 ou 8m.

### III-7-Réserve d'incendie :

Il est impératif de prendre des dispositions afin d'éviter le passage de la réserve d'incendie dans le réseau de distribution en service normal. La réserve d'incendie est calculée à partir du débit d'incendie maximal et sa durée. Pour notre cas, on prendra un débit de 60m<sup>3</sup>/h pendant une durée de 02 (deux) heures ; soit 120m<sup>3</sup>. [2]

### III-8-Calculs hydraulique :

La détermination de la capacité des réservoirs se diverse d'une zone à une autre, et ça dépend des caractéristiques de la zone à alimenter. Elle est déterminée sur la base d'une répartition théorique des débits de distribution. (voir tableau III-1 )

Pour le dimensionnement de notre réservoir on considère le débit maximal journalier  $Q_{maxj} = 31091.13$  m<sup>3</sup>/j.

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

**Tableau III-1:** Répartition théorique des débits de distribution du réseau principal.

Horaire	Estimation de répartition $a_h$ [%]	Volume [m <sup>3</sup> ]		Volume cumulé [m <sup>3</sup> ]		Différence [m <sup>3</sup> ]	
		Apport $\frac{Q_{\max j}}{24}$	Consommé $\frac{Q_{\max j}}{100} \times a_h$	Apport	consommé	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0 – 1	1	1300	310.91	1300	310.91	989.09	
1 – 2	1	1300	310.91	2600	621.82	1978.18	
2 – 3	1	1300	310.91	3900	932.73	2967.27	
3 – 4	1	1300	310.91	5200	1243.64	3956.36	
4 – 5	2	1300	621.82	6500	1865.46	4634.60	
5 – 6	3	1300	932.73	7800	2798.19	<u>5001.81</u>	
6 – 7	5	1300	1554.56	9100	4352.75	4747.25	
7 – 8	6.5	1300	2020.92	10400	6373.67	4026.33	
8 – 9	6.5	1300	2020.92	11700	8394.59	3305.41	
9 – 10	5.5	1300	1710.01	13000	10104.60	2895.40	
10 – 11	4.5	1300	1399.10	14300	11503.70	2796.3	
11 – 12	5.5	1300	1710.01	15600	13213.71	2386.29	
12 – 13	7	1300	2176.64	16900	15390.35	1509.65	
13 – 14	7	1300	2176.64	18200	17566.99	633.01	
14 – 15	5.5	1300	1710.01	19500	19277	223	
15 – 16	4.5	1300	1399.10	20800	20676.10	123.9	
16 – 17	5	1300	1554.55	22100	22230.65		-130.65
17 – 18	6.5	1300	2020.92	23400	24251.57		-851.57
18 – 19	6.5	1300	2020.92	24700	26272.49		-1578.49
19 – 20	5	1300	1554.55	26000	27827.04		-1827.04
20 – 21	4.5	1300	1399.10	27300	29226.14		<u>-1926.14</u>
21 – 22	3	1300	932.73	28600	30158.87		-1558.87
22 – 23	2	1300	621.82	29900	30780.69		-880.69
23 – 24	1	1300	310.91	31200	31091.13		00
$\Sigma$	100%						

# Chapitre 3 : Réservoir de stockage

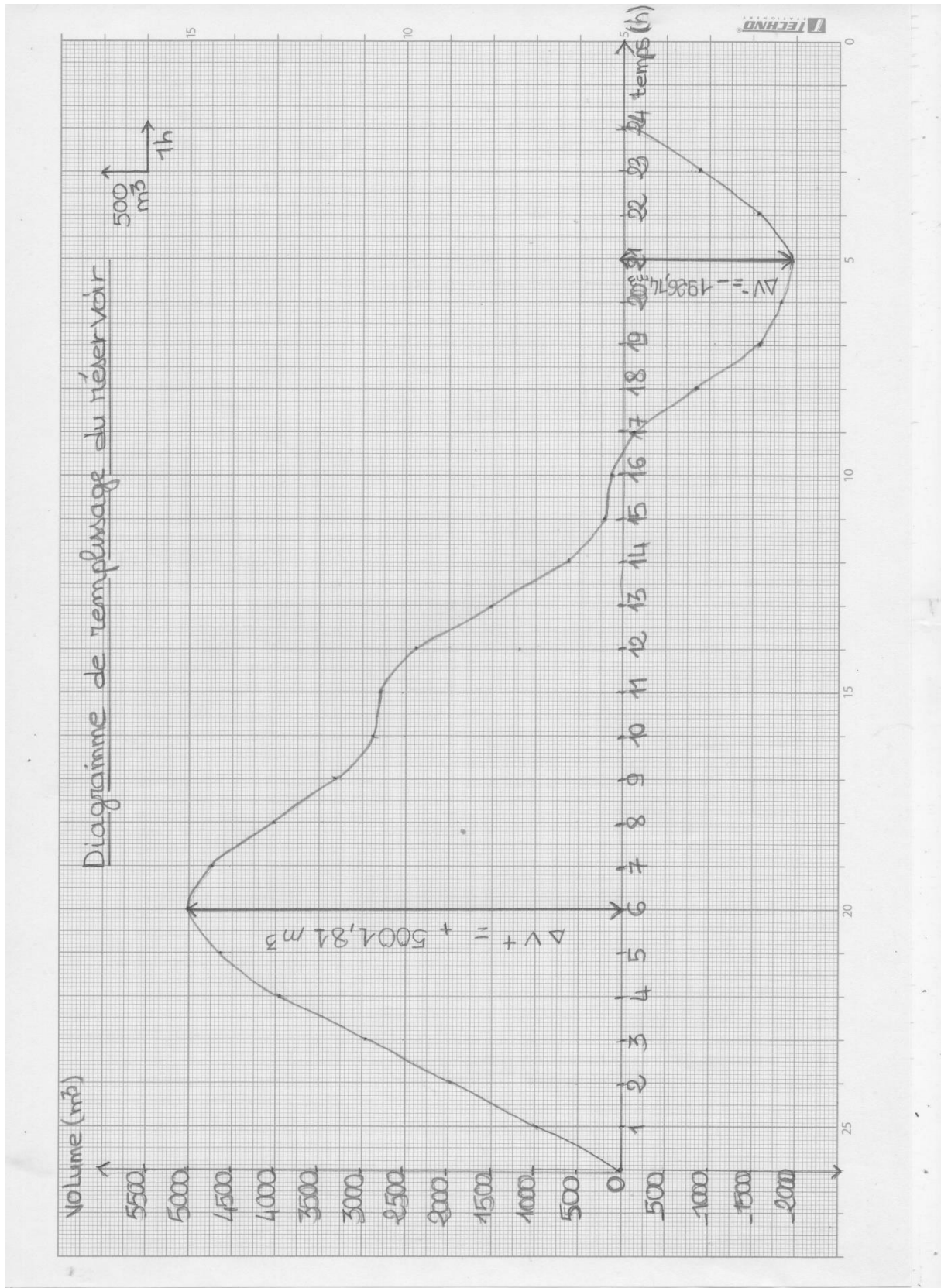


Figure III-1



## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

---

Le volume du réservoir est égal :

$$V_R = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{inc}$$

Avec:

$$|\Delta V_{\max}^+| = 5001.81 \text{ m}^3$$

$$|\Delta V_{\max}^-| = 1926.14 \text{ m}^3$$

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

Soit:  $V_R = 5001.81 + 1926.14 + 120 = 7047.95 \text{ m}^3$

$$V_R = 7047.95 \text{ m}^3$$

On optera pour des réservoirs  $2 \times 5000 \text{ m}^3$ ; soit une capacité totale de  $10000 \text{ m}^3$ .

### III-9-Dimensionnement du réservoir :

#### III-9-1- détermination du diamètre du réservoir :

$$S = \pi D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{4S / \pi}$$

ET on a:

$$V_R = S \times H_e \rightarrow S = V_R / H_e$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4V_R}{\pi \cdot H_e}}$$

On prend :

$$H_e = 5.20 \text{ m} \rightarrow D = \sqrt{4 \times 5000 / \pi \times 5.20} = 34.99 \text{ m}$$

$$D \approx 35 \text{ m}$$

#### III-9-2- détermination de la hauteur d'incendie :

$$V_{inc} = S \times H_{inc} \rightarrow H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi D^2} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 35^2} = 0.1247 \text{ m}$$

$$H_{inc} = 12.47 \text{ cm.}$$

### III-10-Conclusion :

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à projeter deux réservoirs jumelés  $2 \times 5000 \text{ m}^3$  pour le long terme.

Après avoir fait le dimensionnement final du réservoir, nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui véhicule l'eau de la station de pompage vers le réservoir de notre étude.

### III-11-Equipement des réservoirs :

#### III-11-1-Conduite d'adduction ou d'arrivée :

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure ci-dessous :

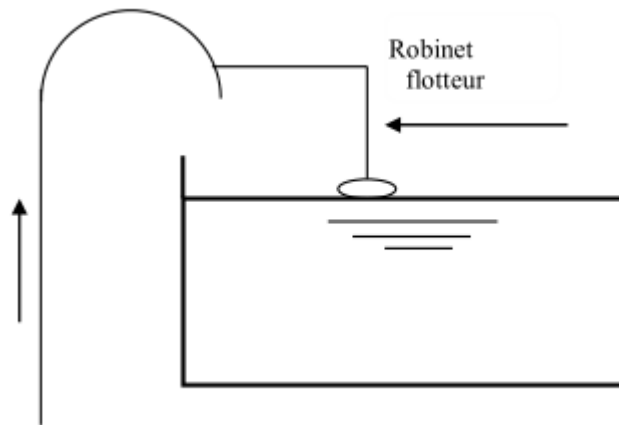


Figure III-2 : schéma de la conduite d'adduction ou d'arrivée.

#### III-11-2- Conduite de distribution ou de départ :

Le départ de la distribution sera disposé à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, cette conduite sera placée à quelque 20 centimètres au-dessus du fond pour éviter l'entraînement des dépôts. L'orifice du départ est muni d'une crépine pour empêcher la pénétration des matières en suspension.

Le schéma de distribution ou de départ est représenté dans la figure ci-dessous :

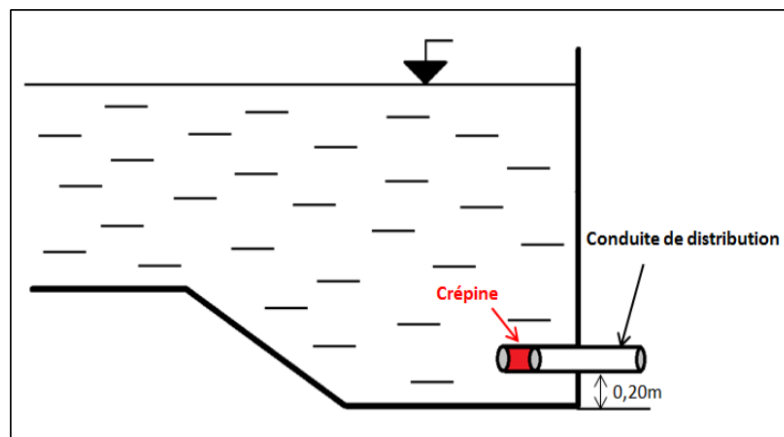


Figure III-3 : Conduite de distribution.

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

### III-11-3- Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure suivante :

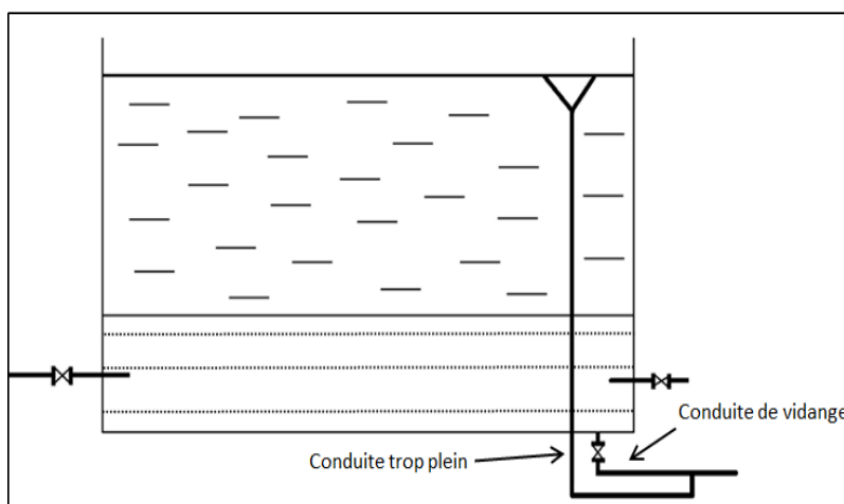


Figure III-4 : Conduite de trop-plein.

### III-11-4- Conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa répartition. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière.

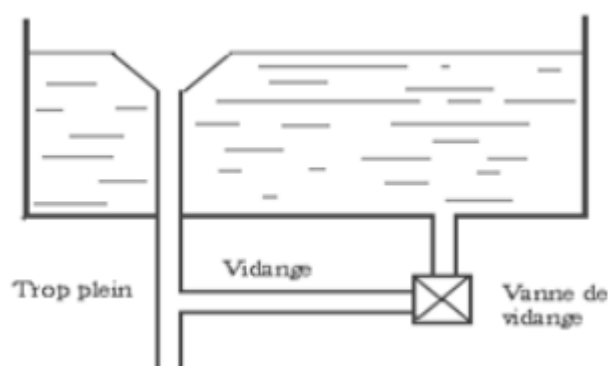


Figure III-5 : Schéma trop-plein et vidange

### III-11-5- Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution.

## Chapitre 3 : Réservoir de stockage

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure ci-après.

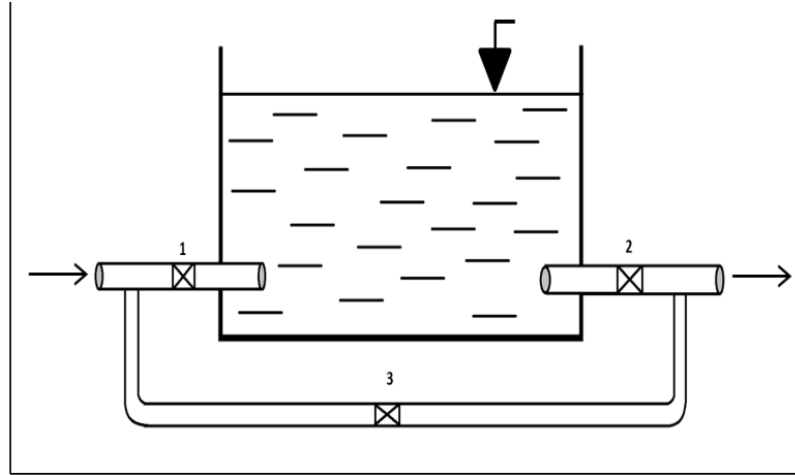


Figure III-6 : Conduite de by-pass.

### III-11-6- Matérialisation de la réserve d'incendie :

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies). Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (III-6) et qui fonctionne de la manière suivante :

-En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.

-En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (III-6) :

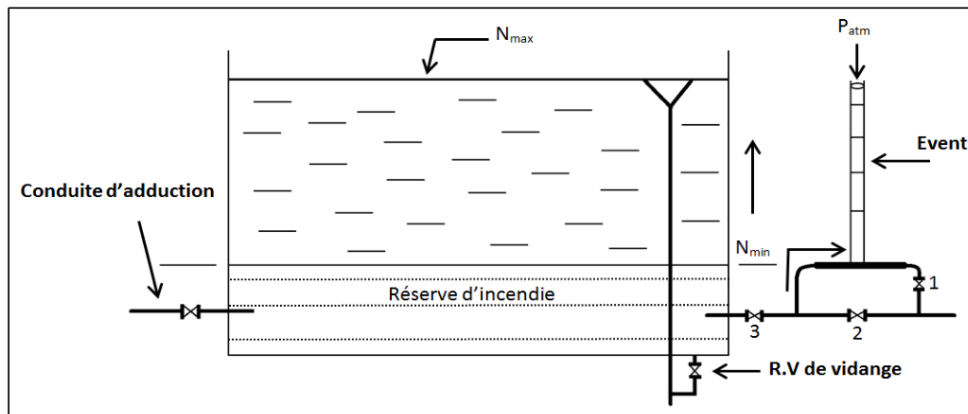


Figure III-7 : Matérialisation de la réserve d'incendie.

## Chapitre 4 : Adduction

---

### IV-1-Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région. Il existe trois types d'adduction :

-Adduction gravitaire : On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression.

-Adduction par refoulement : dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes. [3]

-Adduction mixte : c'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain.

### IV-2-Choix du tracé :

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

-Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;

-Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;

-Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;

-Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées. [3]

### IV-3-Choix du type des conduites :

Le choix du type de canalisation destinée à l'adduction d'eau des différentes agglomérations de la présente étude est porté sur le PEHD, pour les raisons suivantes :

- Une longue vie ;

- Très grandes charges mécaniques admissibles ;

- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;

- Déviation angulaire des tubes ;

- Montage simple. [3]

## Chapitre 4 : Adduction

### IV-4-Description du schéma du tracé :



Figure IV-1

### IV-5-Les équipements du système d'adduction :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants:

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retour ;
- Crépine.

### IV-6-Etude technico-économique :

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

#### IV-6-1-Calcul du diamètre économique :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m /s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme est déterminée par les deux formules suivantes :

La formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (IV-1)$$

## Chapitre 4 : Adduction

---

La formule de BRESS :

$$D_2 = 1.2 \sqrt{Q} \quad (IV-2)$$

$D_{1,2}$  : Diamètre de la conduite en mètre ;

-Q : Débit véhiculé en  $m^3/s$ .

### IV-6-2-Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante:

$$V = 4 \times Q / \pi \times D_n^2 \quad (IV-3)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;

- Q : débit transitant dans la conduite en ( $m^3 / s$ ) ;

-  $D_n$  : diamètre normalisé de la conduite en (m).

### IV-6-3-Calcul des pertes de charge :

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires ;

- Les pertes de charge singulières.

#### IV-6-3-1-Pertes de charge linéaires :

Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBBACH :

$$H_L = J \times L = \lambda \times L \times V^2 / 2 \times g \times D_n \quad (IV-4)$$

Avec :

-J : perte de charge linéaire (m/ml) ;

-L : longueur de la conduite (ml) ;

-  $\lambda$  : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par deux formules.

#### IV-6-3-2-Pertes de charge singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets, etc.

Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires :

$$H_s = 0.1 * H_L \quad (IV-5)$$

## Chapitre 4 : Adduction

---

### IV-6-3-3-Pertes de charge totales :

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

$$H_t = 1.10 * H_1 = 1.1 * J * L \quad (IV-6)$$

### IV-6-4-Détermination de la puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (IV-7)$$

Avec :

- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe (%) ;
- $H_{mt}$  : Hauteur manométrique de la pompe (m).

### IV-6-5-Détermination de la hauteur manométrique :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (IV-8)$$

### IV-6-6-Energie consommée par la pompe :

Elle est fixée par la formule suivante:

$$E = p \times t_p \times 365 \quad (IV-9)$$

Avec :

- $t_p$  : Nombre d'heures de pompage (24 h pour les forages, 20 h pour la station pompage) ;
- $P$  : Puissance de pompage en (KW, h).
- $E$  : énergie consommée (kW/an).

### IV-6-7-Détermination des Frais d'exploitation :

D'après les tarifs obtenus auprès de SONELGAZ-GUELMA, le cout du KWh est de 42 DA.

D'où le cout de l'énergie consommé par la pompe sera :

$$F_{exp} = E \times e'. \quad (IV-10)$$

Avec:



## Chapitre 4 : Adduction

---

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

- e' : Prix de l'unité de l'énergie.

### IV-6-8-Détermination des frais d'amortissement :

Le prix de la conduite sera amorti sur 50 ans avec un taux de 8% soit :  $i=8\%$  et  $n=50$  ans.  
L'annuité d'amortissement est déterminée par :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-11)$$

$$A=0.08174$$

### IV-7- calculs hydrauliques :

#### IV-7-1- calcul de la conduite par refoulement :

Station de pompage → réservoir projeté

- Station de pompage d'Oued Zenati :

-cote de terrain naturel 709 m.

-cote de radier 708 m.

- Réservoir projeté :

-cote du terrain naturel 871 m.

-cote de radier 870 m.

- Débit à canaliser :  $Q_{\max j} : 31091.31 \text{ m}^3/j=359.89 \text{ l/s}=0.360 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Longueur de la conduite :  $L=4578\text{m}$
- La hauteur géométrique :  $H_g=167.20$
- Le rendement de la pompe :  $\eta=$

La valeur approchée du diamètre économique est donnée par :

$$D=K\sqrt{Q}$$

On prend  $K=1.2$

$$D=1.2\sqrt{0.360}=0.720 \text{ m}$$

Comme 0.720 n'est pas un diamètre normalisé, voyons si l'on peut adapter les diamètres 0.630, 0.710 ou 0.800.

Les frais d'amortissement :

## Chapitre 4 : Adduction

**Tableau IV-1:** Annuités pour les différents diamètres

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix totale de la conduite (DA)	Annuité (DA)
630	6000	4578	27468000.00	2245234.32
710	7000	4578	32046000.00	2619440.04
800	8000	4578	36624000.00	2993645.75

### -Les frais d'exploitation :

Pour trouver les frais d'exploitation, il faut d'abord chercher les pertes de charge (les tables de COOLEBROOK) afin de calculer la hauteur monométrique totale (HMT) pour les différents diamètres.

**Tableau IV-2 :** pertes de charge et hauteur manométrique totale pour les différents diamètres.

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Perte de charge unitaire (m/m)	Perte de charge linéaire $\Delta H_L$ (m)	Perte de charge singulière ( $\Delta H_s = 15\% \Delta H_L$ ) (m)	Perte de charge total $\Delta H_T$ (m)	Hauteur géométrique $H_g$ (m)	Hauteur manométrique totale $H_{MT} = \Delta H_T + H_g$ (m)
630	1.16	360	0.001960	8.97288	0.89728	9.87016	167.20	177.07
710	0.91	360	0.0012997	5.950	0.595	6.545	167.20	173.75
800	0.72	360	0.000540	2.47212	0.2472	2.71933	167.20	169.92

# Chapitre 4 : Adduction

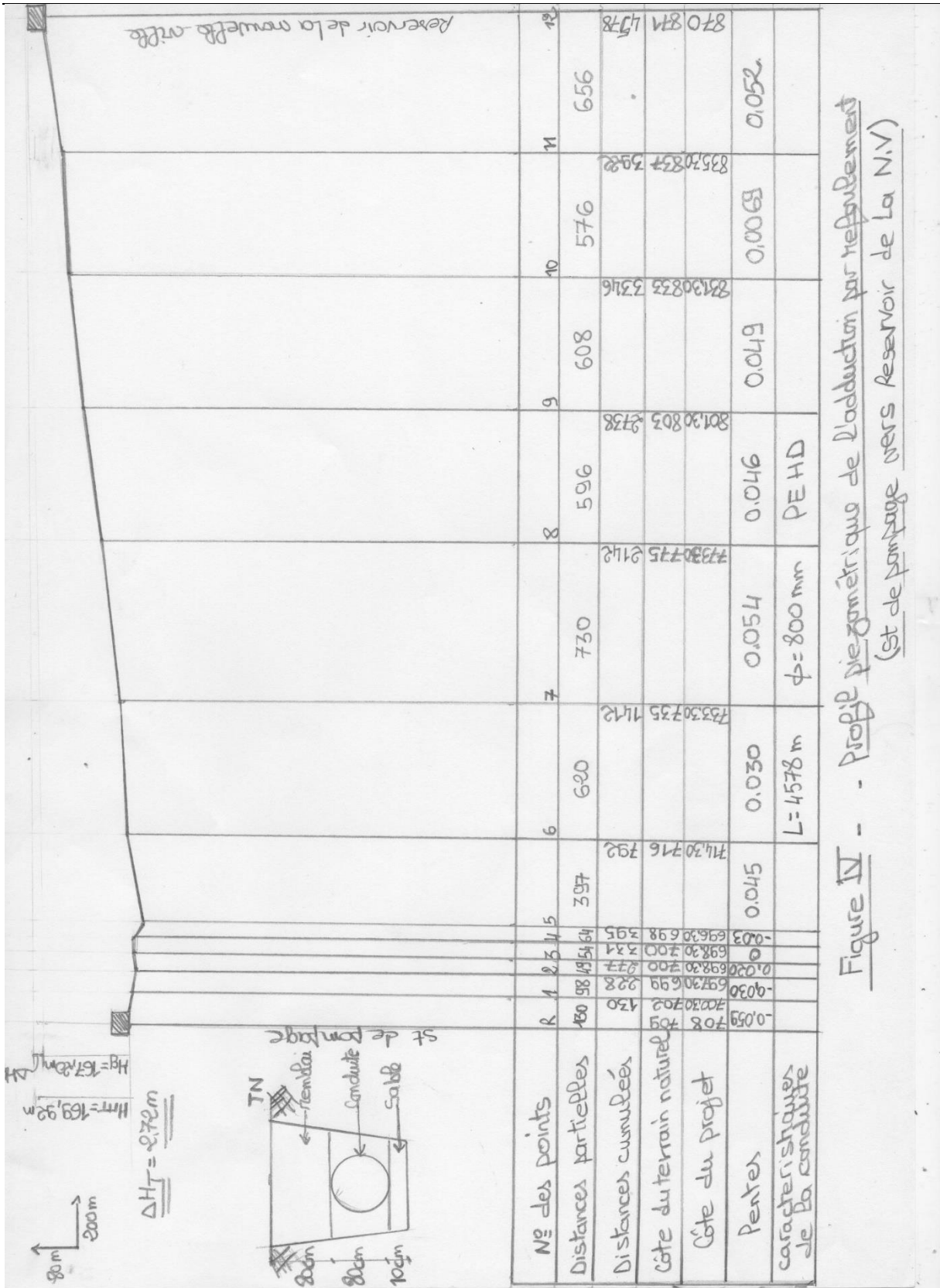


Figure IV-2

## Chapitre 4 : Adduction

Tableau IV-3 : puissance et prix d'énergie

Diamètre (mm)	Puissance [KW]	Energie [KWh]	Prix unitaire de l'énergie (DA/KWh)	Prix de l'énergie (DA)
630	749.35	6564306	42	275700852
710	735.30	6441228	42	270531576
800	719.10	6299316	42	264571272

Tableau IV-4 : le bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	630	710	800
Amortissement (DA)	2245234.32	2619440.04	2993645.76
Exploitation (DA)	275700852	270531576	264571272
<b>Totaux (DA)</b>	277946086.32	273151016.04	<b><u>267564917.8</u></b>

### IV-8- conclusion :

On constate d'après les résultats ci-dessus que le diamètre économique de l'adduction par refoulement est le DN = 800 mm

Dans le prochain chapitre, on choisira le type de pompe qui répond aux différentes conditions de refoulement.

### V-1-Introduction:

Dans l'adduction par refoulement et Pour assurer l'élévation des fluides de la cote du départ (captage, station de pompage) vers la cote d'arrivée des eaux (en général un réservoir), il faut fournir à la colonne d'eau une énergie supplémentaire par l'intermédiaire d'une pompe. [4]

### V-2-types de pompes:

De par leur principe de fonctionnement, il existe deux types de pompe :

#### V-2-1-pompes volumétriques :

Dans ces pompes, l'écoulement du liquide est produit par la variation de volume d'une ou plusieurs capacités qui, alternativement, aspirent et refoulent le liquide. Des soupapes actionnées par la pression du liquide, assurent souvent au progression dans la direction choisie.

Les pompes volumétriques procurent en général une très forte pression et un faible débit. Ces caractéristiques ne correspondent pas aux besoins l'adduction d'eau. [4]

#### V-2-2-pompes centrifuges:

Dans le domaine de l'hydraulique, on utilise presque exclusivement des pompes centrifuges. La pompe centrifuge est une machine rotative qui pompe un liquide en le forçant au travers d'une roue à aube ou d'une hélice appelée impulseur (souvent nommée improprement turbine). Par l'effet de la rotation de l'impulseur, le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis accéléré radialement, et enfin refoulé tangentielllement. [4]

### V-3- Paramètres hydrauliques des pompes :

Le fonctionnement d'une pompe est caractérisé par :

- Le débit (Q)
- La hauteur créée par la pompe ( $H_{MT}$ )
- La hauteur d'aspiration ( $H_a$ )
- La puissance (P)
- Le rendement ( $\eta$ ) [4]

### V-4- Choix de type de pompe :

Le choix de la pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

- **Le débit** : le débit que la pompe est appelée à refouler.
- **La hauteur manométrique totale ( $H_{MT}$ )** : c'est la hauteur à laquelle la pompe devra parvenir l'eau.
- **Le rendement** : il est préférable que la pompe fonctionne dans la zone de rendement maximal afin d'éviter les pertes d'énergie.

Dans le cas de notre projet, on choisira les pompes centrifuges vu les avantages qu'elles présentent.

En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques ont les avantages suivants :

## Chapitre 5: Station de pompage

---

- ✓ Légères
- ✓ Peu coûteuses
- ✓ Disponibles sur le marché national
- ✓ Peu encombrants
- ✓ D'un très bon rendement [2]

### V-5- Point de fonctionnement d'une installation :

Le point de fonctionnement d'une installation, c'est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite.

#### V-5-1- Caractéristique de la pompe :

Si on présente la charge nécessaire en fonction du débit on aura :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T \quad (IV-8)$$

Avec :

$H_{MT}$  : la hauteur manométrique totale [m].

$H_g$  : la hauteur géométrique [m].

$\Delta H_T$  : la perte de charge totale [m].

Or les pertes de charges sont en fonction de la vitesse au carré, donc du débit au carré.

Alors : 
$$H_{MT} = H_g + \alpha (Q)^2 \quad (V-1)$$

#### V-5-2- Recherche du point de fonctionnement désiré :

La détermination de ce point est basée sur des considérations techniques et économiques ; les caractéristiques de la conduite ayant été déterminées, on trace la courbe qui représente les variations des pertes de charges totales en fonctions du débit. Le point de fonctionnement (p) qui représente l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe ne coïncide pas généralement avec le débit désiré. Pour remédier à ce problème on envisage différentes méthodes :

- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné : le débit à relever sera donc supérieur à celui désiré.
- Accepter les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement : augmentation de la consommation d'énergie.
- Rogner la roue afin de faire passer les caractéristiques (Q, H) par le point désiré : baisse du rendement de la pompe.
- Concevoir une pompe semblable susceptible de répondre aux besoins c'est-à-dire le débit, la vitesse et la hauteur nécessaire. [2]

### V-6- Calculs hydrauliques :

#### V-6-1- Détermination du point de fonctionnement :

Nous avons une station de pompage :

En premier lieu on tracera la courbe caractéristique de la conduite et puis celle de la pompe.

## Chapitre 5: Station de pompage

---

-Refoulement : station de pompage-réservoir (nouvelle ville)

Données de base :

$$L = 4578 \text{ m}$$

$$H_{MT} = 169.92 \text{ m}$$

$$H_g = 167.20 \text{ m}$$

$$Q_{app} = 1295.46 \text{ m}^3/\text{h} = 0.360 \text{ m}^3/\text{s}.$$

On a:

$$H_{MT} = H_g + \alpha(Q)^2 \Rightarrow \alpha = \frac{H_{MT} - H_g}{Q^2}$$

$$\alpha = \frac{169.92 - 167.20}{0.360^2}$$

D'où :

$$\alpha = 20.99$$

## Chapitre 5: Station de pompage

**Tableau V-1 : Résultats de calcul pour la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.**

Q [m <sup>3</sup> /h]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Φ [mm]	$\Delta H_T = \alpha (Q)^2$ [m]	H <sub>g</sub> [m]	H <sub>MT</sub> = H <sub>g</sub> + $\Delta H_T$ [m]
00	00	800	00	167.20	167.20
100	0.027	800	0.015	167.20	167.22
200	0.055	800	0.063	167.20	167.26
300	0.083	800	0.145	167.20	167.34
400	0.111	800	0.258	167.20	167.46
500	0.138	800	0.400	167.20	167.60
600	0.166	800	0.578	167.20	167.79
700	0.194	800	0.790	167.20	167.99
800	0.222	800	1.034	167.20	168.23
900	0.250	800	1.312	167.20	168.51
1000	0.277	800	1.611	167.20	168.81
1100	0.305	800	1.953	167.20	169.15
1200	0.333	800	2.328	167.20	169.53
1300	0.361	800	2.735	167.20	169.94
1400	0.388	800	3.160	167.20	170.36
1500	0.416	800	3.632	167.20	170.83
1600	0.444	800	4.138	167.20	171.34
1700	0.472	800	4.676	167.20	171.88
1800	0.500	800	5.248	167.20	172.45
1900	0.527	800	5.830	167.20	173.03
2000	0.555	800	6.465	167.20	173.67
2100	0.583	800	7.134	167.20	174.33



## Chapitre 5: Station de pompage

### V-6-2- Choix des pompes :

Après avoir déterminé les caractéristiques de la conduite de refoulement, on utilise le catalogue des pompes « JEUMONT-SCHNEIDER » afin de choisir le type et le nombre de pompes qu'il faut pour notre station de pompage.

D'où on déterminera le point de fonctionnement résultant de l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite avec la courbe caractéristique de la pompe.

Ainsi, on compare les débits et les  $H_{MT}$  donnés et on décidera de retenir ou de charger de pompe.

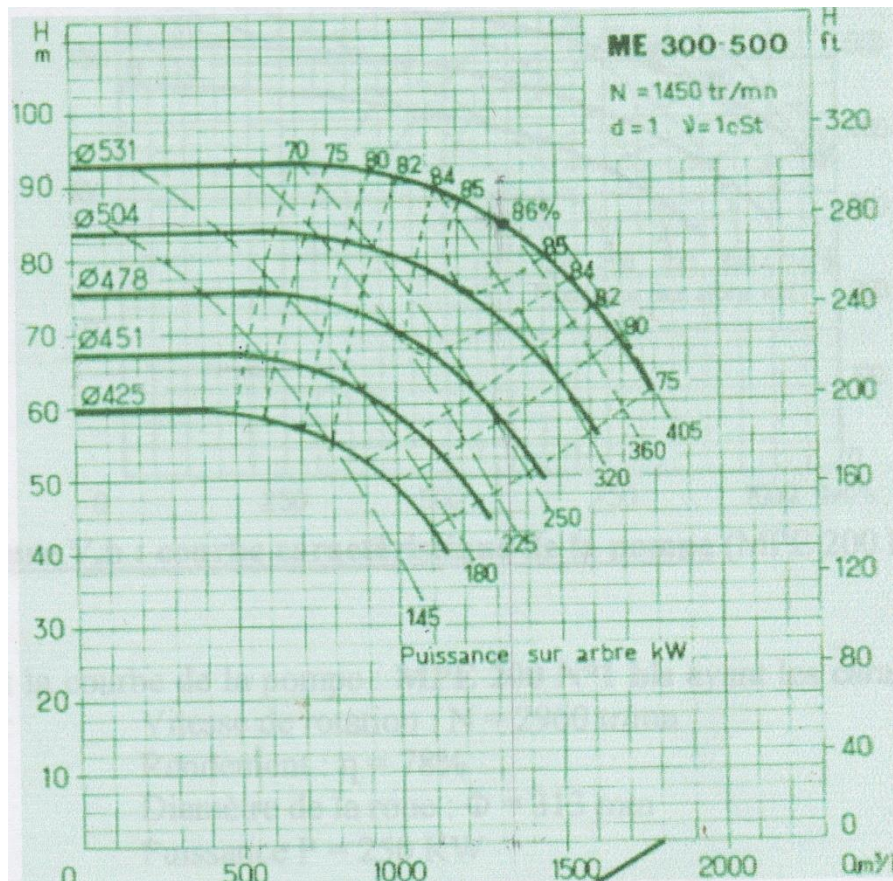


Figure-V-1 : courbe caractéristique de la pompe (ME 300-500).

Dans notre cas, il nous faut deux pompes en série et une en secours.

On choisit la courbe de pompe ME.300-500 ayant les caractéristiques suivantes :

-vitesse de rotation :  $N = 1450 \text{ tr/mn}$

-rendement : 86%

-diamètre de la roue :  $\Phi = 531 \text{ mm}$

-puissance :  $P = 360 \text{ KW}$

-le débit total à refouler est de :  $1295.46 \text{ m}^3/\text{h}$

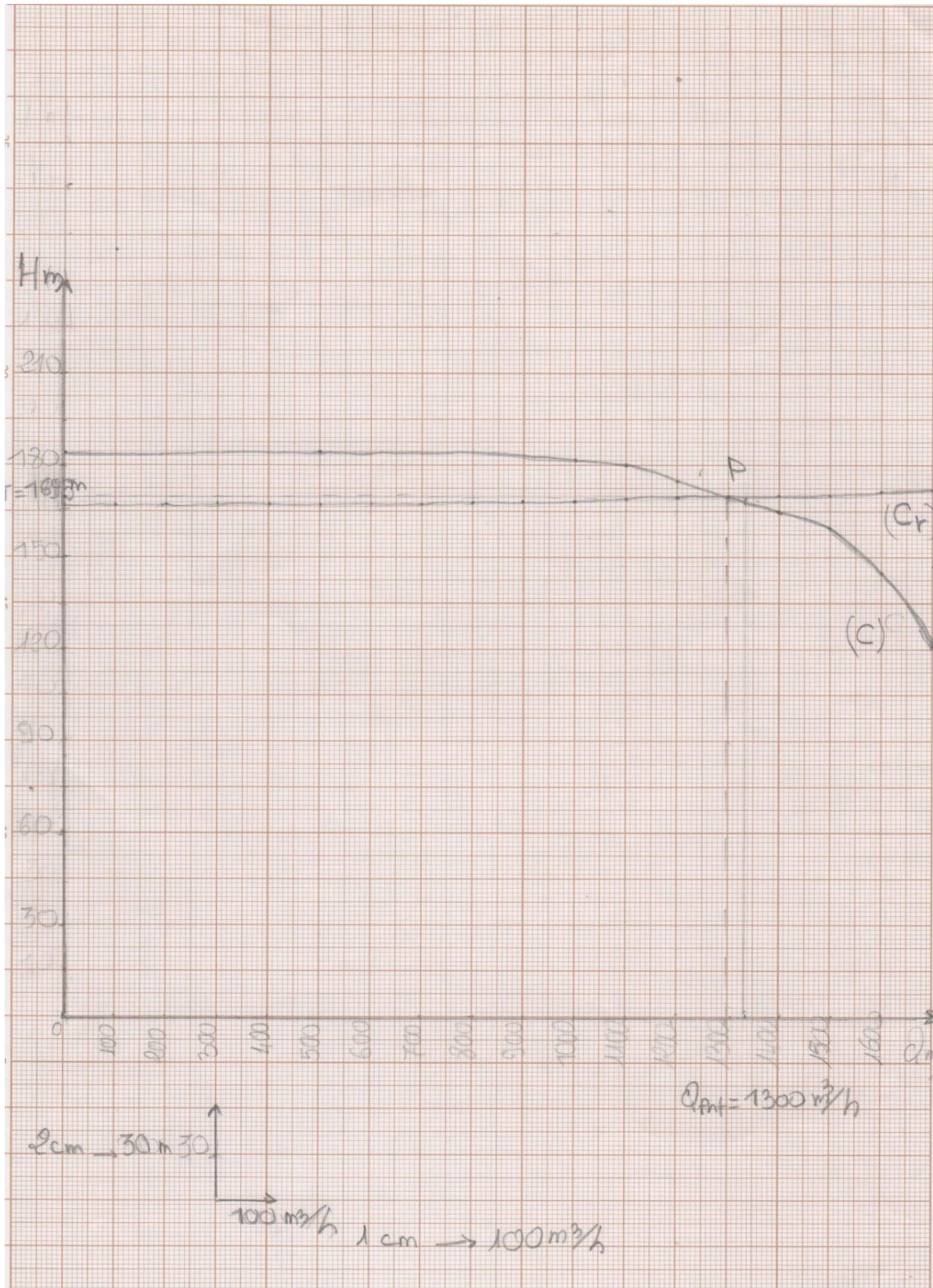
-la hauteur manométrique totale : 85m

### **V-6-3- Point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement de l'installation de refoulement (station vers réservoir nouvelle ville) est représenté sur (la figure V-2).



# Chapitre 5: Station de pompage



### V-7- Conclusion :

Pour cette installation, on a choisi deux pompes en série dans le but d'avoir un fonctionnement optimal de réseau d'adduction et le point de fonctionnement nous a donné des valeurs du débit ( $Q_{\text{pnt}}=1300 \text{ m}^3/\text{h}$ ) et de la hauteur ( $H_{\text{MT}}=169.95 \text{ m}$ ), ces valeurs étant très proches de nos valeurs désirées qu'on pourrait bien s'en passer de tout réglage éventuel.

### VI-1-Introduction :

Il est très important d'étudier les moyens de protection de la conduite pour limiter les effets des flexions longitudinales, des efforts d'ovalisations, l'agressivité des sols et les surpressions et dépressions puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux.

On doit donc tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

### VI-2-Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements. [3]

### VI-3-Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

-Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;

-Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction. [3]

### VI-4-Conséquences du coup de bélier :

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

-Déboitement des conduites ;

-Détérioration des joints ;

-Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;

-Détérioration des revêtements intérieurs ;

-Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression. [3]

### VI-5-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 :

### VI-5-1-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.

### VI-5-2-Soupape de décharge :

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

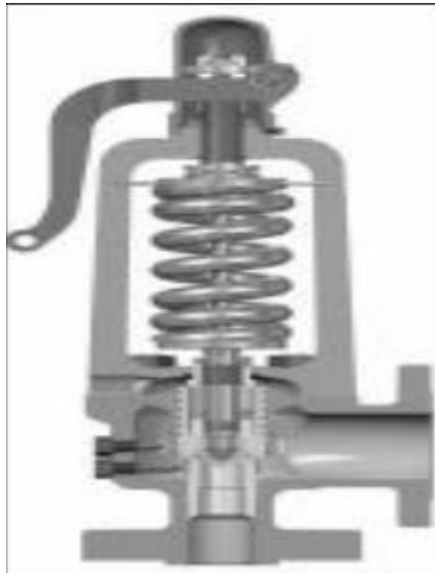


Figure VI-1 : Soupape de sureté, anti-bélier

### VI-5-3-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.

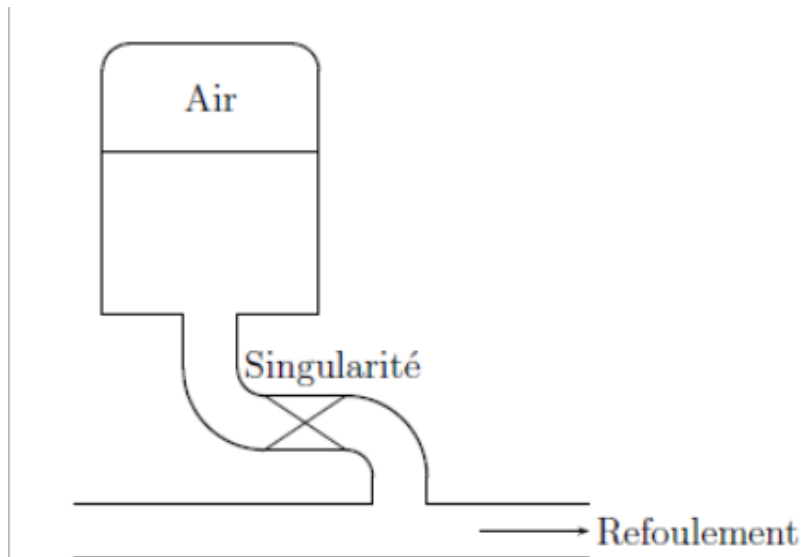


Figure VI-2 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

### VI-5-4-Cheminée d'équilibre :

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP. [3]

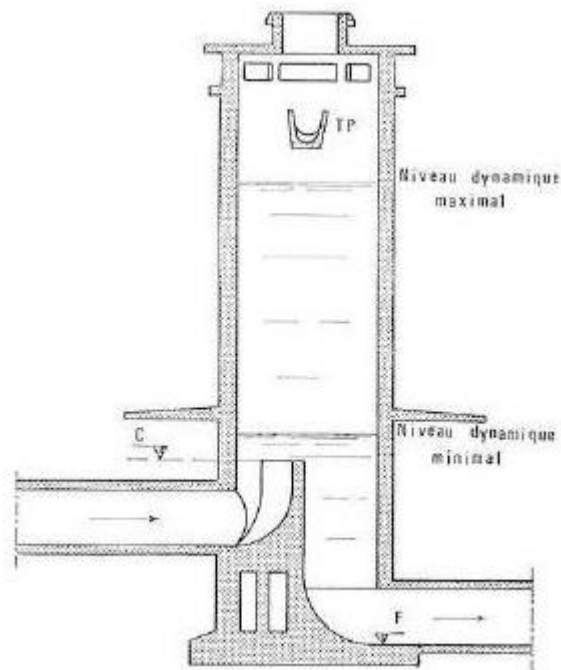


Figure VI-3 : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

### VI-6-Principe :

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

## Chapitre 6: Coup de bélier

Cette capacité contient de l'eau et de l'air, en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air dans la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement qui est disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions. [6]

### VI-7-Méthode de résolution :

La méthode de BERGERON est actuellement la meilleure, elle nécessite quelques tâtonnements mais la précision est bonne. [6]

### VI-8- Principe de calcul du réservoir d'air :

Le calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximale dans la conduite de refoulement après avoir fixé au préalable le volume  $V_0$  d'air en régime normal et les caractéristiques du dispositif d'étranglement. Si le premier essai n'est pas concluant (valeurs inadmissibles de la surpression ou de la dépression ou les deux à la fois), les calculs seront alors recommencés avec des nouvelles caractéristiques du réservoir ou de l'étranglement ou les deux à la fois. [2]

### VI-9- Calculs hydrauliques :

#### VI-9-1-Données de basse :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement pour chaque tronçon considéré sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : Valeurs des caractéristiques des conduites de refoulement.

Caractéristiques de la conduite	
Longueur L [m]	4578
Débit Q [m <sup>3</sup> /s]	0.360
Hauteur géométrique : H <sub>g</sub> [m]	167.20
Vitesse d'écoulement : V [m/s]	0.72



## Chapitre 6: Coup de bélier

Diamètre de la conduite : $\Phi$ [m]	0.800
Section de la conduite : $S$ [m <sup>2</sup> ]	0.502
Epaisseur de la conduite : $e$ [m]	0.088
Rugosité de la conduite : $K$ [m]	$D < 200\text{mm} \rightarrow K = 10^{-2} = 0.01\text{mm}$ $D > 200\text{mm} \rightarrow K = 5 \times 10^{-2} = 0.05\text{mm}$

### VI-9-2- calcul de la dépression et la surpression :

-La célérité des ondes  $a$  est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}}$$

Avec :

$a$  : célérité de l'onde choc [m/s]

$K$  : coefficient qui dépend du matériau.

$D$  : Diamètre de la conduite [m]

$e$  : Epaisseur de la conduite [m]

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 \times \frac{0,800}{0,088}}} = 349,39 \text{ m/s}$$

**Tableau VI-2** : les différentes valeurs de  $K$  en fonction du matériau.

matériau	fer	acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante de ciment	PVC	PHED	PEBD
$K$	0.5	0.5	1.0	0.59	5	4	33	83	5000

- L'intervalle de temps d'un aller – retour sera :

$$\Theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 4578}{349,39} = 26,20 \text{ s}$$

- La valeur maximale du coup de Bélier est donnée par :

## Chapitre 6: Coup de bélier

---

$$B = \frac{a \times V_0}{g} = \frac{349.39 \times 0.72}{9.81} = 25.64 \text{ m}$$

La surpression maximale sera :

$$H_{\max} = H_g + B = 167.20 + 25.64$$

$$H_{\max} = 192.84 \text{ m} = 19.28 \text{ bars} < 20 \text{ bars.}$$

La dépression maximale sera :

$$H_d = H_g - B = 167.20 - 25.64$$

$$H_d = 141.56 \text{ m} = 14.15 \text{ bars} < 20 \text{ bars.}$$

### VI-10-Conclusion :

La surpression est de l'ordre de 19.28 bars, notre conduite en PEHD est à pression nominale PN20 bars, donc il n'y a pas de coup de bélier (inutile d'installer un anti-bélier).

### VII-1-Introduction:

La distribution de l'eau à partir du réservoir sera assurée par un réseau de canalisation sur lequel des branchements sont piqués en vue de l'alimentation en eau des abonnés.

Les canalisations doivent avoir un diamètre convenable pour pouvoir assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec les hauteurs des immeubles.

Les conduites constituant le réseau de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte notamment du débit de pointe.

### VII-2-Le débit :

Pour le dimensionnement du réseau de distribution, nous allons tenir compte du débit de pointe puisque les conduites sont appelées à transiter les plus forts débits instantanés.

### VII-3-Choix du diamètre :

Connaissant au préalable les débits repartis dans les conduites, on peut déterminer le diamètre correspondant à chaque tronçon du réseau d'après les valeurs limites des débits et des vitesses.

### VII-4-Vitesse d'écoulement :

Au départ on se donne une vitesse arbitraire de 1m/s pour trouver le diamètre, ensuite après vérification on détermine la valeur réelle de la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite.

Toute fois les vitesses d'écoulement dans le réseau de distribution resteront comprises entre 0,5 et 1,5m/s afin d'éviter les dépôts et l'érosion dans les conduites.

### VII-5- Classification des réseaux :

Les réseaux de distributions sont principalement de deux (02) types :

- Le réseau ramifié.

- Le réseau maillé.

- Le réseau ramifié présente l'avantage d'être économique mais il manque de souplesse et de sécurité. Dans ce type de réseau les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Une rupture (accident) sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés situés en aval.

- Le réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduite formant des boucles fermées (mailles). Contrairement au réseau ramifié, le réseau maillé permet une alimentation en retour ; une simple manœuvre de vanne isole le tronçon accidenté et l'alimentation des autres abonnés se poursuit. Le réseau maillé est certes coûteux mais il est très fiable et offre plus de sécurité. [2]

## VII-6- Choix du type de réseau :

Etant donné les avantages qu'il offre, le réseau maillé est plus préférable pour notre projet.

Dans ce qui suit, nous allons calculer le réseau principal de la nouvelle ville par deux (02) méthodes :

-LA METHODE DE « HARDY CROSS ».

-LE CALCUL PAR LE LOGICIEL « EPANET ».

## VII-7-Calcul du réseau par la méthode de Hardy – cross :

### VII-7-1-Principe :

Cette méthode de calcul par itération consiste à répartir les grandeurs arbitrairement et de vérifier les conditions d'équilibre ou de continuité. Si ces conditions ne sont pas satisfaites, on modifie la répartition selon des lois permettant de réduire le déséquilibre, on répète le cycle correctif jusqu'à ce que les conditions d'équilibre ou de continuité soient satisfaites. [6]

### VII-7-2-Conditions d'équilibre :

En effet, la méthode de Hardy Cross repose sur deux (02) lois appelées lois de Kirchhoff.

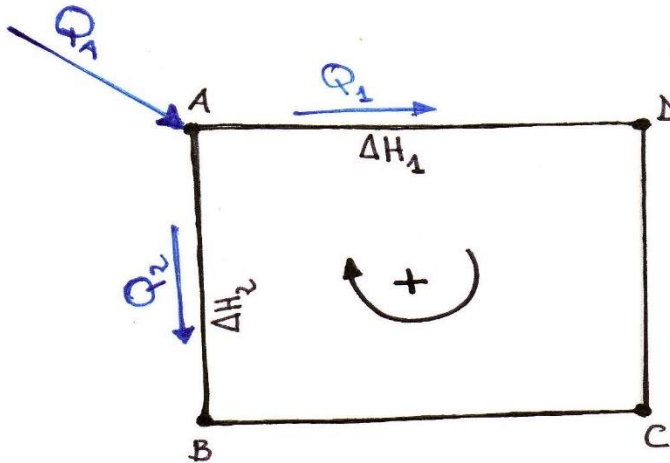
-Loi des nœuds (1ere loi de Kirchhoff) :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent.

-Loi des mailles (2eme loi de Kirchhoff) :

Le long d'un parcours orienté et fermé (maille), la somme algébrique des pertes de charges est nulle. [6]

Exemple : soit le système suivant :



-Loi des nœuds :  $Q_A = Q_1 + Q_2$

-Loi des mailles :  $\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$  [2]

### VII-8-Choix de type de conduite :

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.

### VII-9- Dimensionnement du réseau de distribution :

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles

#### VII-9-1-Le débit spécifique:

Le débit spécifique est calculé par la formule suivante :

$$Q_{SP} = \frac{Q_P + Q_{inc}}{\sum L_i} \quad (VII-1)$$

## Chapitre 7: Réseau de distribution

---

Avec :

$Q_{SP}$  : débit spécifique [l/s/m].

$Q_P$  : débit de pointe.

$Q_{inc}$  : débit d'incendie.

$\Sigma L_i$  : somme des longueurs de tous les tronçons du réseau.

### VII-9-2- Le débit en route :

Le débit en route c'est le débit uniformément reparti sur le parcours du réseau. Le débit en route de chaque tronçon se calcule comme étant le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon considéré.

Soit :  $Q_{ri} = Q_{SP} \times L_i$  (VII-2)

Avec :

$Q_{SP}$  : débit spécifique [l/s/m].

$Q_{ri}$  : débit en route du tronçon considéré [l/s].

$L_i$  : longueur du tronçon considéré [m].

### VII-9-3- Le débit au nœud :

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante :

$$Q_n = \frac{\sum Q_r}{2} \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

$Q_n$  : débit au nœud considéré [l/s].

$\Sigma Q_r$  : somme des débits qui arrivent à ce nœud [l/s].

### VII-9-4- Calcul de la conduite d'amenée :

La conduite d'amenée du réservoir (2×5000) vers le réseau de distribution

-débit a canaliser = 531.56 l/s

-longueur de la conduite = 764 m

La valeur approchée du diamètre convenable est donnée par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{0.531} = 0.728 \text{ m}$$

$$0.710 \text{ m} < 0.728 \text{ m} < 0.800 \text{ m}$$

On prend DN= 800 mm.

## Chapitre 7: Réseau de distribution

---

### VII-9-4-1- détermination de la perte des charges :

On utilise les tables de COLE BROOK :  $K=2 \times 10^{-3}$  (conduite neuve)

$$Q_1 = 531.56 \text{ l/s} \rightarrow J_1$$

$$Q_2 = 552.92 \text{ l/s} \rightarrow J_2 = 0.001910 \text{ m/m}$$

En utilisant la relation d'interpolation :

$$\frac{J_1}{J_2} = \left( \frac{Q_1}{Q_2} \right)^2 \quad (\text{VII-4})$$

$$J_1 = J_2 \times \left( \frac{Q_1}{Q_2} \right)^2 = 0.001910 \times \left( \frac{531.56}{552.921} \right)^2$$

$$J_1 = 0.001765 \text{ m/m}$$

### VII-9-4-2- Détermination de la perte de charge totale $\Delta H_T$ :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$$\Delta H_S = 0.10 \Delta H_L \text{ (10\% PEHD)}$$

$$\Delta H_T = 1.10 \Delta H_L \quad (\text{IV-6})$$

$$\Delta H_L = J_1 \times L = 0.001765 \times 764 \rightarrow \Delta H_L = 1.348 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 1.10 \times 1.35 = 1.485 \rightarrow \Delta H_T = 1.49 \text{ m}$$

### VII-9-4-3- Détermination de la vitesse :

$$0.5 \text{ m/s} < V < 1.5 \text{ m/s}$$

$$\text{On a: } Q = V \times S \rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.531}{3.14 \times (0.800)^2}$$

$$V = 1.05 \text{ m/s} \rightarrow \text{vitesse raisonnable}$$

## Chapitre 7: Réseau de distribution

---

### VII-9-5- Détermination de la longueur de chaque tronçon:

Tableau VII-1 : Les longueurs des différents tronçons du réseau de la nouvelle ville

Tronçons	Longueurs (5m)
R-1	764
1-2	900
2-3	920
3-4	310
4-5	190
5-6	220
6-7	240
7-8	410
8-9	180
9-10	208
10-11	470
11-12	140
12-13	290
13-14	120
14-15	470
15-16	150
16-17	190
17-1	234
1-18	450
4-18	204
1-11	170
4-10	284
<b>TOTAL</b>	<b>6750</b>

La longueur totale de tous les tronçons est égale à : 6750 m (sans compter la longueur R-1)

Notons que le débit de pointe :  $Q_p=1852.42 \text{ m}^3/\text{h}$ , soit :  $Q_p=514.56 \text{ l/s}$



## Chapitre 7: Réseau de distribution

---

On a :

$$Q_{SP} = \frac{Q_P + Q_{inc}}{\sum L_i}$$

$$Q_{sp}=0.07875 \text{ l/s/m}$$

-Le débit uniformément repartit dans tous le réseau est égal à :

$$Q_{route} = Q_P + Q_{inc} = 514.56 \text{ l/s} + 17 \text{ l/s}$$

$$Q_{route} = 531.56 \text{ l/s.}$$

-le débit aux nœuds est égal à :

$$Q_n = \frac{\sum Q_r}{2}$$

-le débit en route  $Q_r$  :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i$$

## Chapitre 7: Réseau de distribution

**Tableau VII-2 : les débits en route et les débits aux nœuds du réseau principal.**

nœuds	tronçons	Longueurs(m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	Débit en route (l/s)	Débit au nœud (l/s)
1	1-2	900	0.07875	70.875	69.06
	1-18	450	0.07875	35.437	
	1-11	170	0.07875	13.387	
	1-17	234	0.07875	18.427	
2	2-1	900	0.07875	70.875	71.66
	2-3	920	0.07875	72.450	
3	3-2	920	0.07875	72.450	48.43
	3-4	310	0.07875	24.412	
4	4-3	310	0.07875	24.412	38.90
	4-5	190	0.07875	14.962	
	4-10	284	0.07875	22.365	
	4-18	204	0.07875	16.065	
5	5-4	190	0.07875	14.962	16.14
	5-6	220	0.07875	17.325	
6	6-5	220	0.07875	17.325	18.11
	6-7	240	0.07875	18.90	
7	7-6	240	0.07875	18.90	25.59
	7-8	410	0.07875	32.287	
8	8-7	410	0.07875	32.287	23.23
	8-9	180	0.07875	14.175	
9	9-8	180	0.07875	14.175	15.28
	9-10	208	0.07875	16.380	
10	10-9	208	0.07875	16.380	37.88
	10-11	470	0.07875	37.012	
	10-4	284	0.07875	22.365	
11	11-10	470	0.07875	37.012	30.71
	11-12	140	0.07875	11.025	
	11-1	170	0.07875	13.387	
12	12-11	140	0.07875	11.025	16.93
	12-13	290	0.07875	22.837	
13	13-12	290	0.07875	22.837	16.14
	13-14	120	0.07875	9.45	
14	14-13	120	0.07875	9.45	23.23
	14-15	470	0.07875	37.012	
15	15-14	470	0.07875	37.012	24.41
	15-16	150	0.07875	11.812	
16	16-15	150	0.07875	11.812	13.39
	16-17	190	0.07875	14.962	
17	17-16	190	0.07875	14.962	16.35
	17-1	234	0.07875	17.732	
18	18-1	450	0.07875	35.437	25.75
	18-4	204	0.07875	16.065	

## Chapitre 7: Réseau de distribution

**Tableau VII-3 : détermination des diamètres et vitesses.**

<b>TRONCONS</b>	<b>LONGUEURS</b> [m]	<b>Q<sub>r</sub></b> [l/s]	<b>DIAMETRE</b> <b>NOMINAL</b> [mm]	<b>VITESSE</b> [m/s]
1-2	900	250	<b>564 ≈ 630</b>	<b>0.80</b>
2-3	920	178.34	<b>477 ≈ 500</b>	<b>0.91</b>
3-4	310	129.91	<b>407 ≈ 500</b>	<b>0.66</b>
4-5	190	120.50	<b>392 ≈ 400</b>	<b>0.96</b>
5-6	220	104.36	<b>365 ≈ 400</b>	<b>0.83</b>
6-7	240	86.25	<b>331 ≈ 400</b>	<b>0.69</b>
7-8	410	60.65	<b>278 ≈ 315</b>	<b>0.78</b>
8-9	180	37.42	<b>218 ≈ 250</b>	<b>0.76</b>
9-10	208	22.14	<b>168 ≈ 200</b>	<b>0.71</b>
10-11	470	11.42	<b>121 ≈ 125</b>	<b>0.93</b>
11-12	140	51.08	<b>255 ≈ 315</b>	<b>0.66</b>
12-13	290	34.15	<b>208 ≈ 250</b>	<b>0.70</b>
13-14	120	18.01	<b>151 ≈ 160</b>	<b>0.90</b>
14-15	470	5.58	<b>84.31 ≈ 90</b>	<b>0.88</b>
15-16	150	29.99	<b>195 ≈ 200</b>	<b>0.96</b>
16-17	190	43.38	<b>235 ≈ 250</b>	<b>0.88</b>
17-1	234	59.73	<b>276 ≈ 315</b>	<b>0.77</b>
1-18	450	82.40	<b>324 ≈ 400</b>	<b>0.66</b>
4-18	204	56.65	<b>269 ≈ 315</b>	<b>0.73</b>
1-11	170	70.37	<b>299 ≈ 315</b>	<b>0.90</b>
4-10	284	27.16	<b>186 ≈ 200</b>	<b>0.85</b>

# Chapitre 7: Réseau de distribution

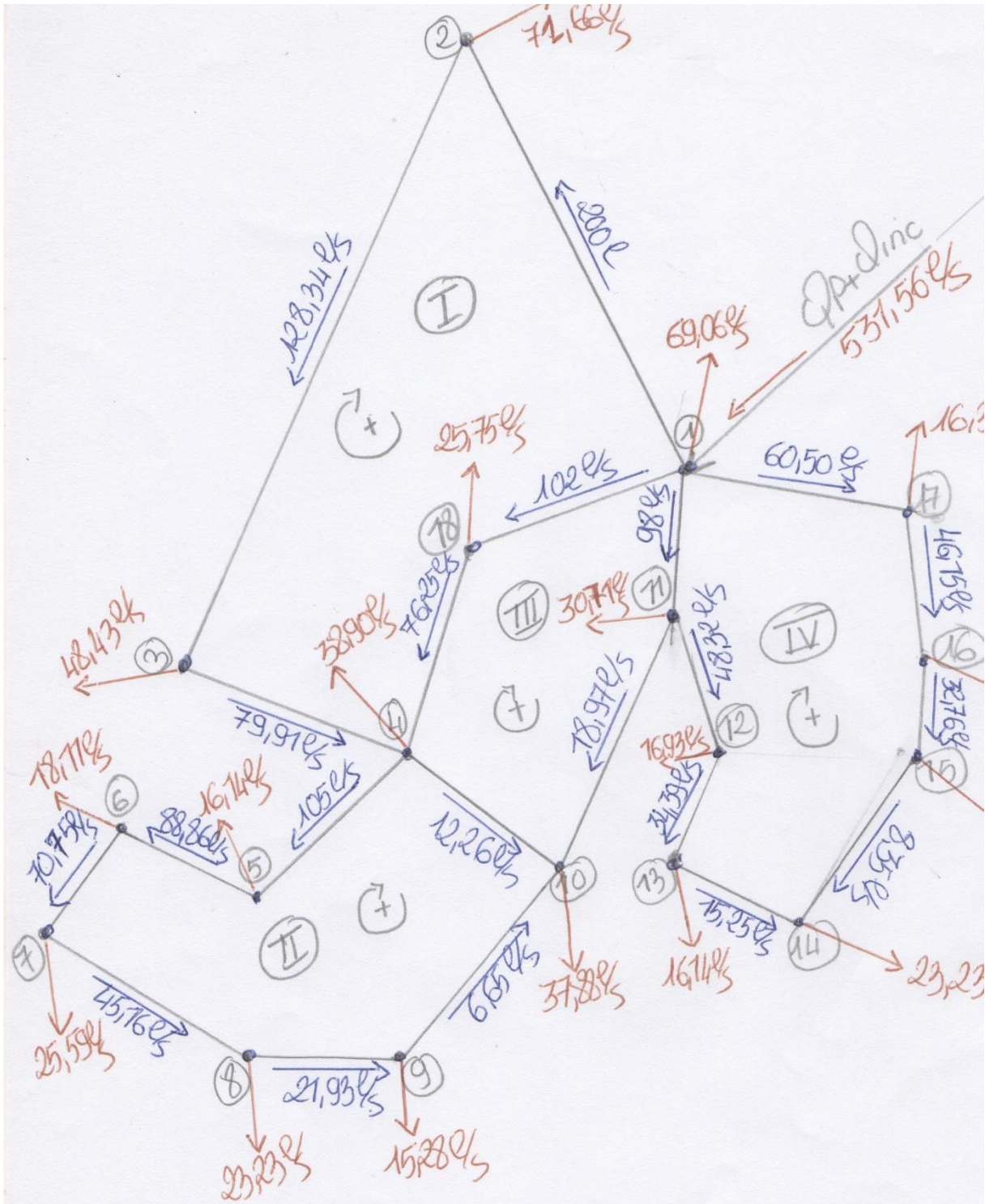


Figure VII-1 : répartition initiale des débits

### VII-10-Application de la méthode de Hardy cross au calcul du réseau maillé :

On se propose un sens d'écoulement arbitraire pour chaque maille et une répartition des débits vérifiant la 1ere loi de Kirchhoff (loi des nœuds). On dimensionne les conduites sur la base de ce premier choix. Mais généralement on constate que la 2eme loi de Kirchhoff (loi des mailles) n'est pas vérifiée à la première répartition des débits.

Pour cela, on procède à des corrections par itération (approximation successive) jusqu'à l'obtention d'une répartition finale vérifiant les deux (02) lois; ce qui donne automatiquement le débit exact qui circule dans chaque conduite du réseau, le sens et la vitesse d'écoulement dans cette conduite. [2]

#### VII-10-1-Le débit correctif :

Le débit correctif est donné par la formule suivante :

$$\Delta Q_i = \frac{-\sum \Delta H_i}{2\sum \left(\frac{\Delta H_i}{Q_i}\right)} \quad (\text{VII-5})$$

Avec :

$\Delta Q_i$  : correction apportée [l/s].

$Q_i$  : débit du tronçon considéré [l/s].

$\Delta H_i$  : perte de charge linéaire du tronçon considéré [m].

Les corrections à apporter à une maille contiguë sont de deux (02) types :

- Correction propre à la maille portée avec son propre signe.
- Correction de la maille adjacente portée avec le signe contraire.

Les approximations sont effectuées jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q_i$  soient considérées comme nulles et cela quand  $\Delta Q_i$  sera inférieure à 0,4 l/s, et la somme algébrique de perte de charge pour une maille soit inférieure à 0,5m en valeur absolue. [2]

#### VII-10-2-La pression minimale admissible au sol :

Pour assurer une bonne distribution en n'importe quel point du réseau, il faut que la pression soit suffisante.

En effet la pression de service doit être déterminé en tenant compte du nombre d'étage des immeubles.

La pression minimale admissible est déterminée par :  $H_{\min} = 3n + 10$

## Chapitre 7: Réseau de distribution

---

Avec :

$H_{\min}$ : pression minimale admissible au sol [m].

n : nombre d'étage.

10 : pression au niveau du Rez-de-chaussée [m].

3 : la hauteur d'un étage [m].

$$H_{\min}=3\times 5+10=25 \text{ m.}$$

### VII-10-3- Calcul des cotes piézométriques :

On calcule la cote piézométrique au point le plus défavorable connaissant la pression minimale, puis on détermine les cotes piézométriques des points suivants soit en ajoutant, soit en retranchant en tenant compte du sens d'écoulement. [2]

### VII-10-4- La pression de service :

La pression de service est déterminée par :  $H_{\text{ser}} = C_p - \text{CTN}$ .

Avec :

$H_{\text{ser}}$ : pression de service [m].

$C_p$ : cote piézométrique [m].

CTN : cote du terrain naturel [m].

## Chapitre 7: Réseau de distribution

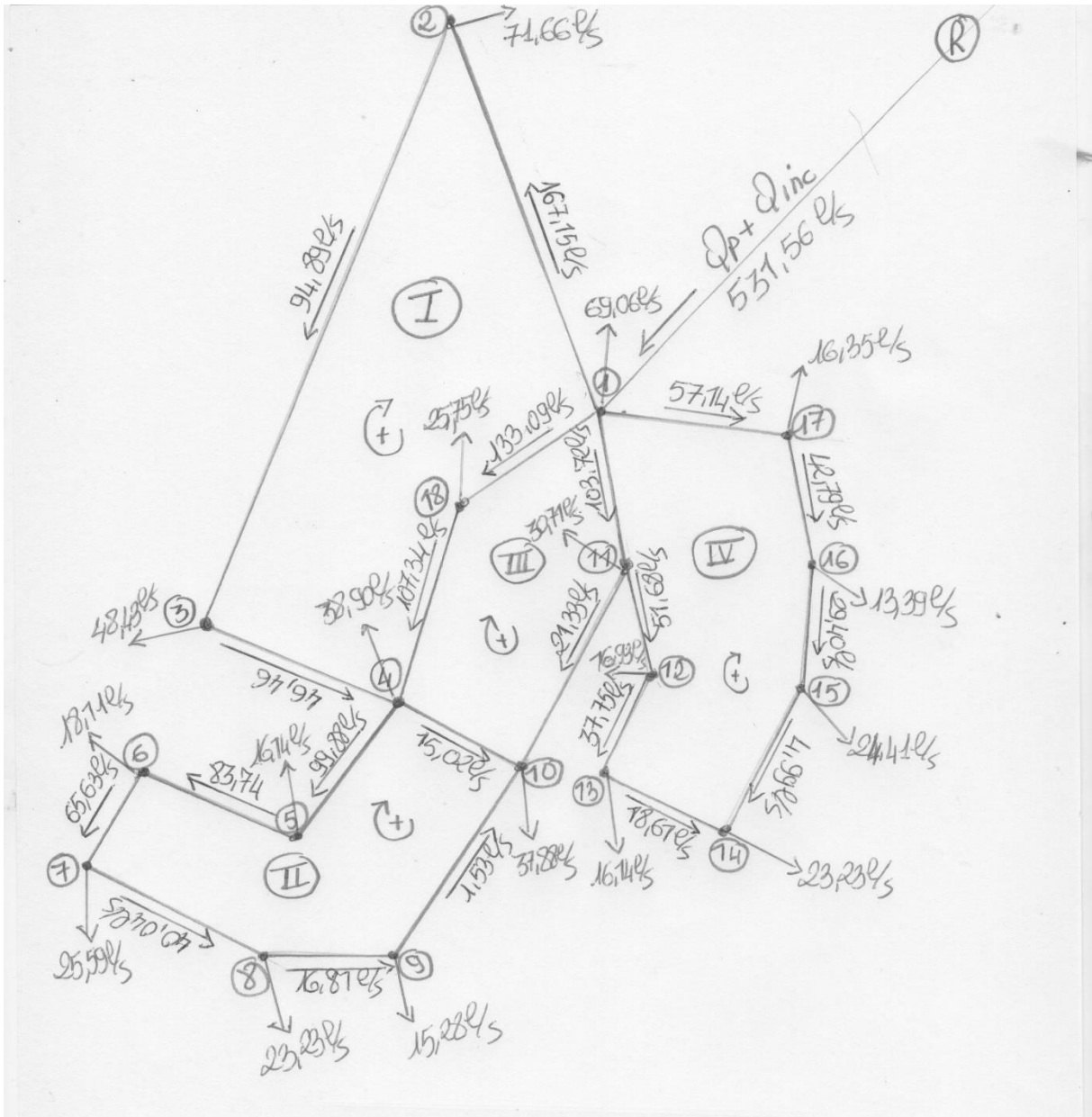


Figure VII-2 : répartition finale des débits.

### VII-11- Calcul du réseau par le logiciel EPANET :

#### VII-11-1- Introduction :

Le logiciel détermine les tâches qui peuvent être effectuées par l'ordinateur, ordonne son fonctionnement et lui procure ainsi son utilité fonctionnelle , l'Epanet en est un, parmi d'autres .

#### VII-11-2- Définition :

EPANET est un logiciel développé par l'agence en charge de l'environnement aux Etats Unis **(U.S ENVIROMENTAL PROTECTION AGENCY-EPA)**.

C'est un logiciel de la simulation du comportement qualitatif et hydraulique de l'eau dans les réseaux sous pression. EPANET est distribué gratuitement par l'E.P.A depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier.

Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

#### VII-11-3- Objectif de l'EPANET :

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

Ayant au préalable les données de base de notre réseau (longueur de chaque tronçon, diamètre, les altitudes et le débit de chaque nœud) voir tableau VIII.4.

On se propose d'utiliser le logiciel EPANET pour simuler le comportement du réseau principal de la nouvelle ville d'Oued Zenati.



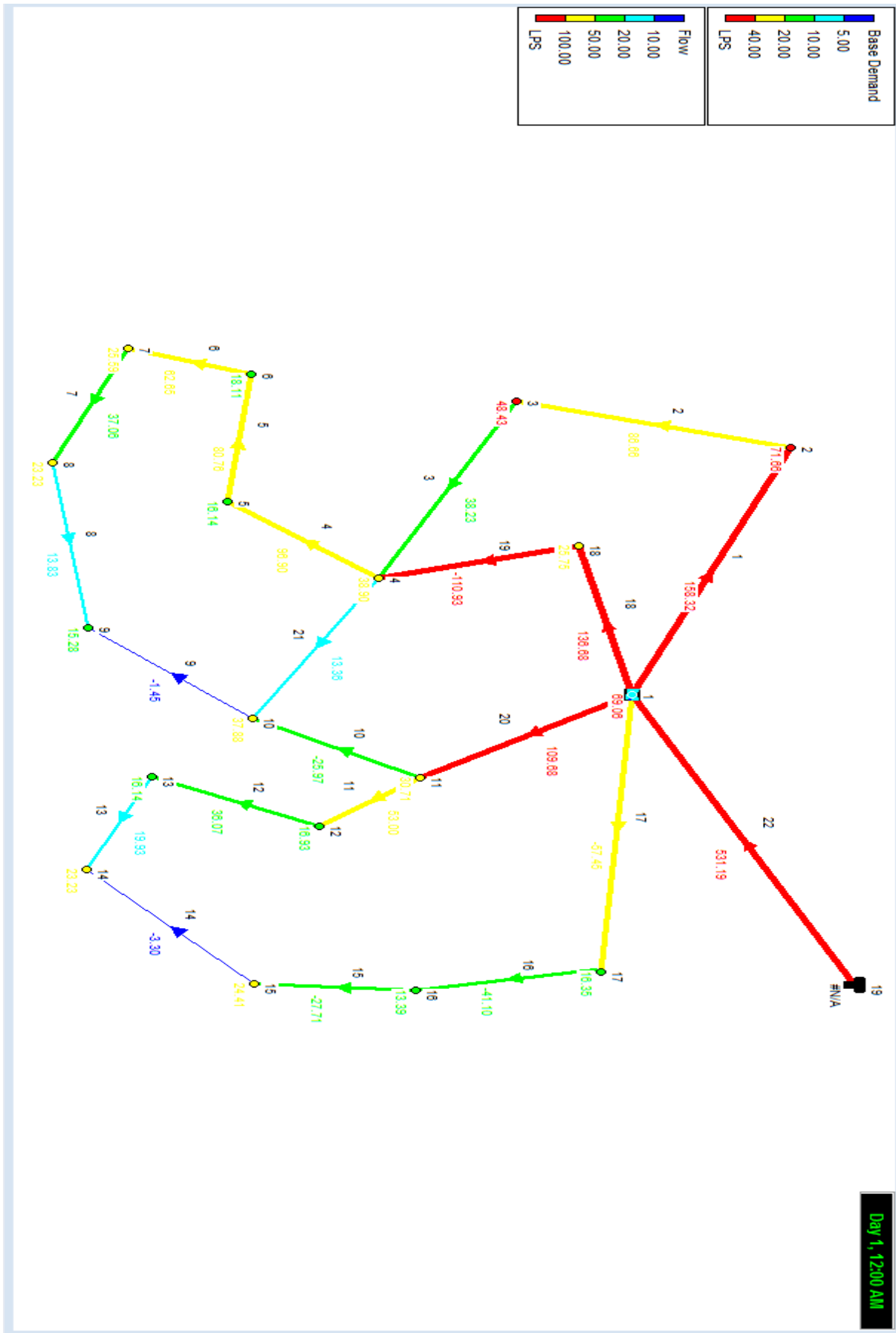
## Chapitre 7: Réseau de distribution

**Tableau VII-4** : les données de base du réseau principal de la nouvelle ville d'Oued Zenati

<b>NOEUDS</b>	<b>DEBIT AU NOEUD [l/s]</b>	<b>ALTITUDE [m]</b>	<b>TRONCONS</b>	<b>LONGUEURS [m]</b>	<b>DIAMETRE [mm]</b>
<b>RESERVOIR</b>		<b>870</b>	R – 1	764	800
<b>1</b>	<b>69.06</b>	<b>850</b>	1-2	900	500
<b>2</b>	<b>71.66</b>	<b>780</b>	2-3	920	400
<b>3</b>	<b>48.43</b>	<b>790</b>	3-4	310	315
<b>4</b>	<b>38.90</b>	<b>800</b>	4-5	190	315
<b>5</b>	<b>16.14</b>	<b>830</b>	5-6	220	315
<b>6</b>	<b>18.11</b>	<b>825</b>	6-7	240	315
<b>7</b>	<b>25.59</b>	<b>820</b>	7-8	410	250
<b>8</b>	<b>23.23</b>	<b>820</b>	8-9	180	200
<b>9</b>	<b>15.28</b>	<b>825</b>	9-10	208	90
<b>10</b>	<b>37.88</b>	<b>825</b>	10-11	470	160
<b>11</b>	<b>30.71</b>	<b>840</b>	11-12	140	250
<b>12</b>	<b>16.93</b>	<b>835</b>	12-13	290	200
<b>13</b>	<b>16.14</b>	<b>830</b>	13-14	120	160
<b>14</b>	<b>23.23</b>	<b>825</b>	14-15	470	90
<b>15</b>	<b>24.41</b>	<b>835</b>	15-16	150	200
<b>16</b>	<b>13.39</b>	<b>840</b>	16-17	190	250
<b>17</b>	<b>16.35</b>	<b>845</b>	17-1	234	250
<b>18</b>	<b>25.75</b>	<b>810</b>	1-18	450	400
			4-18	204	315
			1-11	170	315
			4-10	284	125

# Chapitre 7: Réseau de distribution

La simulation faite par le Logiciel EPANET est la suivante :



## Chapitre 7: Réseau de distribution

Les tableaux suivants donnent les résultats de simulation de notre réseau par le logiciel EPANET.

**Tableau VII-5 : État des Noeuds du Réseau**

<b>ID NOEUD</b>	<b>DEMANDE LPS</b>	<b>CHARGE M</b>	<b>PRESSION M</b>
Noeud 1	69.06	871.33	21.33
Noeud 2	71.66	870.50	90.50
Noeud 3	48.43	869.67	79.67
Noeud 4	38.90	869.47	69.47
Noeud 5	16.14	868.80	38.80
Noeud 6	18.11	868.24	43.24
Noeud 7	25.59	867.86	47.86
Noeud 8	23.23	867.09	47.09
Noeud 9	15.28	866.92	41.92
Noeud 10	37.88	867.08	42.08
Noeud 11	30.71	870.58	30.58
Noeud 12	16.93	870.07	35.07
Noeud 13	16.14	868.55	38.55
Noeud 14	23.23	867.92	42.92
Noeud 15	24.41	869.44	34.44
Noeud 16	13.39	869.93	29.93
Noeud 17	16.35	870.36	25.36
Noeud 18	25.75	870.40	60.40
Réservoir 19	-531.56	872.00	2.00

## Chapitre 7: Réseau de distribution

**Tableau VII-6 : État des Arcs du Réseau**

ID ARC	LONGUEUR [M]	DIAMETRE [MM]	DEBIT LPS	VITESSE [M/S]	PERT.CHARGE UNIT. [M/KM]	FACTEUR FRICTION	ÉTAT
Tuyau 1	900	500	158.32	0.81	0.92	0.014	ouvert
Tuyau 2	920	400	86.66	0.69	0.90	0.015	ouvert
Tuyau 3	310	315	38.23	0.49	0.65	0.017	ouvert
Tuyau 4	190	315	96.90	1.24	3.54	0.014	ouvert
Tuyau 5	220	315	80.76	1.04	2.53	0.015	ouvert
Tuyau 6	240	315	62.65	0.80	1.59	0.015	ouvert
Tuyau 7	410	250	37.06	0.76	1.87	0.016	ouvert
Tuyau 8	180	200	13.83	0.44	0.92	0.019	ouvert
Tuyau 9	208	90	-1.45	0.23	0.76	0.026	ouvert
Tuyau 10	470	160	-25.97	1.29	8.53	0.016	ouvert
Tuyau 11	140	250	53.00	1.08	3.60	0.015	ouvert
Tuyau 12	290	200	36.07	1.15	5.26	0.016	ouvert
Tuyau 13	120	160	19.93	0.99	5.27	0.017	ouvert
Tuyau 14	470	90	-3.30	0.52	3.25	0.021	ouvert
Tuyau 15	150	200	-27.71	0.88	3.25	0.016	ouvert
Tuyau 16	190	250	-41.10	0.84	2.26	0.016	ouvert
Tuyau 17	234	250	-57.45	1.17	4.17	0.015	ouvert
Tuyau 18	450	400	136.68	1.09	2.08	0.014	ouvert
Tuyau 19	204	315	-110.93	1.42	4.54	0.014	ouvert
Tuyau 20	170	315	109.68	1.41	4.45	0.014	ouvert
Tuyau 21	284	125	13.36	1.09	8.41	0.017	ouvert
Tuyau 22	764	800	531.19	1.06	0.87	0.012	ouvert

### VII-11-4- Conclusion:

La simulation par le logiciel Epanet a donné des valeurs de la pression aux nœuds dans le même ordre de grandeur que celles calculées manuellement par la méthode de Hardy Cross.

## Chapitre 08: la pose et la protection de la conduite

### VIII-1- Introduction :

Une canalisation a pour rôle de transporter un débit souhaiter en résistant aux éventuelles comme : la surpression, la dépression, le poids de l'eau, celui du terrain ainsi que les charges roulantes.

### VIII-2- Pose des conduites :

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite. [10]

#### VIII-2-1- Exécution et aménagement de la tranchée :

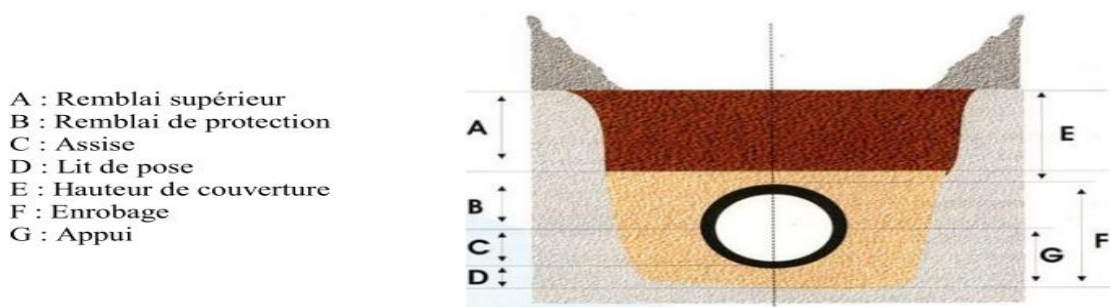
Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure VIII-1, Tableau VIII-1) :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;

- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion. [10]

Figure VIII-1 : Pose de la conduite en tranchée.



# Chapitre 08: la pose et la protection de la conduite

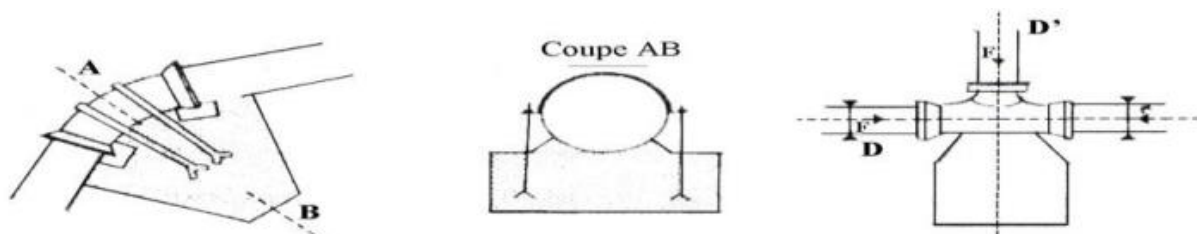
**Tableau VIII-1 : Les différents matériaux**

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

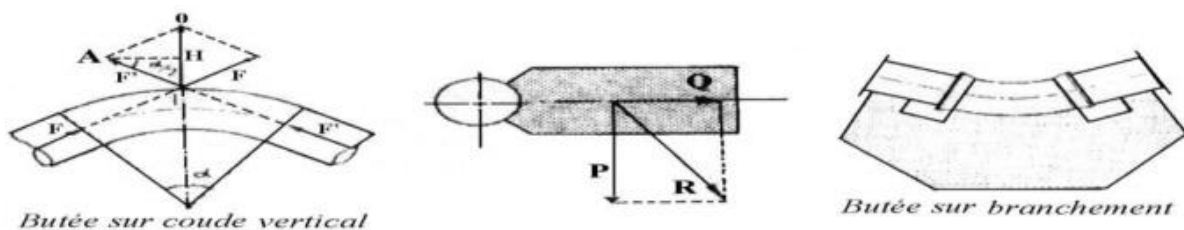
## VIII-2-2- Stabilisation des conduites :

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

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône. [10]



**Figure VIII-2 : Butée sur coude horizontal.**



**Figure VIII-3 : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.**

## VIII-2-3- Travaux spéciaux :

### VIII-2-3-1- Traversée de route :

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. [10]

## Chapitre 08: la pose et la protection de la conduite

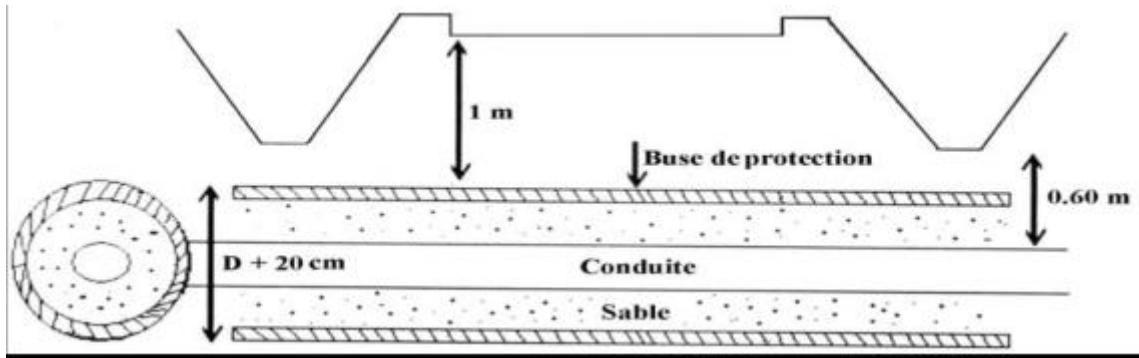


Figure VIII-4 : Protection spéciale pour la traversée de route

### VIII-2-3-2- Traversées d'oueds :

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

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

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

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier. [10]

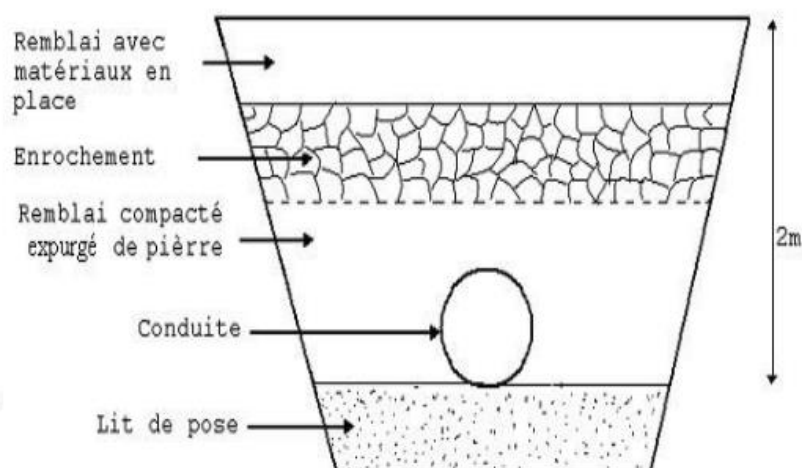


Figure VIII-5 : Traversée d'oued

## Chapitre 08: la pose et la protection de la conduite

---

### VIII-2-3-3- Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un. [10]

### VIII-2-3-4- Mise en eau et épreuve :

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa. La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la « Pression Maximale de fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs ».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 Mpa à l'aide d'une vanne de purge. L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur. [10]

### VIII-2-3-5- La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

### VIII-3- conclusion :

Dans ce présent chapitre, on a présenté les normes, les techniques et les ouvrages concernant la pose de la conduite et les moyens de sa protection afin qu'elle puisse résister pour longtemps.



### Conclusion générale:

L'alimentation en eau potable pour une agglomération en générale, repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages .

Pour ce qui est du projet de fin d'étude concernant l'AEP de la Nouvelle Ville d'Oued Zenati, il est réalisé à l'horizon 2044 où la population atteindra 134382 habitants .

Après estimation des besoins futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 31091,13 m<sup>3</sup>/j soit 360 l/s .

Vu le nombre de la population, la consommation moyenne journalière :  $Q_{moyj} = 24675,50$  m<sup>3</sup>/j Soit 285,60 l/s

La consommation maximale journalière :  $Q_{maxj} = 31091,13$  m<sup>3</sup>/j soit 360 l/s.

La consommation moyenne horaire :  $Q_{moyh} = 1295,46$  m<sup>3</sup>/h

La consommation maximale horaire :  $Q_{maxh} = 1852,42$  m<sup>3</sup>/h soit 514,56 l/s .

Le calcul nous a conduit à projeter deux réservoirs jumelés (2×5000)m<sup>3</sup> .

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi le diamètre le plus économique D= 800 mm avec une vitesse acceptable.

La nature de la conduite est en PEHD.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du catalogue (JEUMONT-SCHNEIDER).

Dans le but de la protection de la conduite de refoulement du phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos, les résultats de calcul ont montré que notre installation n'a pas besoin d'un anti-bélier .

Lors de l'étude du réseau de distribution, le réseau maillé est pris comme mode de distribution avec des conduites en PEHD . Il a été simulé à l'aide du logiciel EPANET .

Enfin on a donné un petit aperçu sur les moyens de pose de protection de la conduite.

J'ai achevé mon travail par un chapitre englobant les moyens de pose et de protection de la conduite.

Enfin, je souhaite que mon modeste travail atteigne son importance dans le domaine de l'AEP et servira de référence pour tout chercheur.

## Référence bibliographique

---

### Référence bibliographique

[1] : POS de Oued Zenati

[2] : Djebri Issa Barka « 2006 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable de la ville de Bouchegouf à partir des forages d'Oued-el Maiz (Guelma) »

[3] : Goudjil Sarah – Sadelli Hayette « 2017 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable des localités M'NAIR I, M'NAIR II, HEDDADA, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM ET KOUDIET EL ASSA (W. SOUK AHRAS) »

[4] : Kherouf Mazouz « 1998-1999 », cours d'adduction et distribution des eaux dispersé aux étudiants de 3<sup>ème</sup> année ingénieur option sciences et technologie de l'ingénieur université d'Annaba

[5] : Amel Assous «2009 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable de la commune d'Oued Fragha.

[6] : A. Dupont « 1974 » : hydraulique urbaine

[7] : J. Bonnin « 1977 » : hydraulique urbaine

[8] : Jeumont Schneider : catalogue N°2 (pompe du surface)

[9] : Groupe Chiali : catalogue.

[10] : BELAIDI Bilal, AZIZI Abdelkader « 2016 », mémoire de fin d'étude « ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'AFIR (W) DE BOUMERDES ».