

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de systeme d'alimentation en eau potable de la ville de Mahelma (w. Alger) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-16

APA Citation ( APA توثيق ):

Boudour, Anis (2016). Etude de systeme d'alimentation en eau potable de la ville de Mahelma (w. Alger)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مباحثات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

Département d'Hydraulique Urbaine

## Mémoire de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Option : Alimentation en eau potable

Thème :

<p><b>Etude du système d'alimentation en eau potable de la ville de Mahelma.W.Alger</b></p>
---

Présenté par l'élève ingénieur :

BOUDOUR Anis

Devant les membres du jury

Nom & Prénom	Grade	Qualité
Mme MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
Mr DERNOUNI Youcef	M.A.A	Membre
Mr HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Membre
Mr BOUNAH Younes	M.A.B	Membre
Mme KAHLERRAS Malika	M.A.A	Promotrice

Département d'Hydraulique Urbaine

## Mémoire de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Option : Alimentation en eau potable

Thème :

<p><b>Etude du système d'alimentation en eau potable de la ville de Mahelma.W.Alger</b></p>
---

Présenté par l'élève ingénieur :

BOUDOUR Anis

Devant les membres du jury

Nom & Prénom	Grade	Qualité
Mme MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
Mr DERNOUNI Youcef	M.A.A	Membre
Mr HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Membre
Mr BOUNAH Younes	M.A.B	Membre
Mme KAHLERRAS Malika	M.A.A	Promotrice

## *Remerciements*

*Je tient avant tout a remercier le bon dieu tout puissant pour m' avoir  
Permis d' accomplir ce modeste travail qui viens couronner de longues  
Années d' études.*

*Ma promotrice Mme KALERRAS.M pour son orientation, ses  
Conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante  
disponibilité dans le but que je réalise à bien ce projet de fin  
d' études.*

*L' ensemble des enseignants qui m' ont suivi durant mon cycle d' étude*

*Mon respect aussi aux membres du jury qui me feront l' honneur  
d' apprécier mon travail.*

*Je tiens aussi à remercier mes amis et le staff de la SEAA qui  
M' ont aidé pendant la réalisation de ce travail.*

*BONDOR Anis*

## *Dédicaces*

*Le bon dieu ma bénis a finaliser ce modeste travail, a cette joyeuses occasions et a travers ce petit coin qui ne va pas suffire a citez tous mes chers, je rends un grand hommage en signe de respect et de reconnaissance envers :*

*Ma mère RABIA Meriem*

*Mon père BONDOUR Ali*

*Mes deux sœurs Nadia et Sihem et mes deux frères Nassim et Amine, et les deux petites Milina et Nihel. Ainsi que toute la famille BONDOUR et RABIA*

*Je tiens aussi à remercier mes ami et le staff de la SEAAAL et toute personne ayant contribué de près ou de loin a la réussite de mon cursus depuis l'école primaire car c'est grâce a eux que je suis arrivé a ce niveau.*

*BONDOUR Anis*

الموضوع المقترح هو جزء من برنامج التزويد بالمياه الصالحة للشرب المعتمد من طرف شركة المياه و التطهير لولاية الجزائر سيال. تقوم على تعزيز إمدادات المياه لشبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من مركب الري بالساحل .

بعد تقديم منطقة الدراسة و تقدير احتياجات منطقة الدراسة من الماء الشروب لغاية المدى البعيد 2045. نقوم بحساب العجز الواجب تغطيته لضمان التزويد بكمية المياه اللازمة.

أنبوب التزويد يعمل بطريقة الصّرف. أما اختيار المسلك فيتم على أساس ضمان الشروط التقنية الأقل تكلفة. بحيث تكون القناة الجديدة محادية للقديمة.

ترفع المياه بواسطة محطة ضخ جديدة نقوم بدراستها و دراسة إعداداتها و سعتها و حساب أبعادها. نقوم بتشبيد هذه المحطة على مستوى مركب الري بالساحل.

نقوم بعد ذلك بتحديد شروط حسن التسيير و الاستغلال لمحطة الضخ. كما نعمل على حساب ضغط توزيع أنابيب شبكة التوزيع عن طريق محاكاة طريقة عملها خلال 24 سا.

## Résumé

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'AEP agréé par la SEAAL. Portant sur le renforcement d'approvisionnement du complexe hydraulique « SAHEL », il s'agit du réseau d'adduction existant pour les communes MAHELMA et RAHMANIA.

Après avoir présenter notre région d'étude et estimer les besoins en eau de l'agglomération a l'horizon d'étude 2045. Nous calculerons le déficit a combler pour assurée la quantité nécessaire de l'eau a consommée.

La conduite d'adduction fonctionne en refoulement, le choix du tracée ce fait du point de vue technico-économique en parallèle avec la conduite existante, en utilisant la nouvelle approche des frais d'exploitation et d'investissement pour la dimensionner, et les eaux sont relevées par la nouvelle station de pompage a construire dans le site du complexe hydraulique « SAHEL », nous étudierons les pompes et les dimensions nécessaire pour cette station.

Nous établirons les méthodologies de bonne gestion et d'exploitation de la station de pompage, ainsi que le calcul des pressions de service dans le réseau de distribution par une simulation de la manière de fonctionnement du réseau durant la journée.

## Abstract

The proposed thème is part of project of drinking water supply (DWS) approved by SEAAL on strengthening supply of complex hydraulic « SAHEL » this is to strengthen the existing supply network of commons MAHELMA and RAHMANIA.

After presenting our study area and estimate water needs of the city by the year 2045, we calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed.

The chosen conduit is seen from a technical and economic point of view in parallel with the existing pipe by using the new approach of operating costs and investments to the size and the water are identified by the new pumping station to be built at the site of hydraulic complex « SAHEL », we study the pump and the dimensions required for this station.

We will establish the good management methodologies and operation of the pumping station, and the calculation of operating pressure in the distribution network by simulating the way of network operation during the day.

# Sommaire

---

## Table des Matières

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

I.0- Introduction .....	1
I.1- Situation géographique de la zone d'étude .....	1
I.2- Population actuelle .....	2
I.3- Situation topographique .....	2
I.4- Situation climatologique .....	2
I.4.1- Climat .....	2
I.4.2- température .....	3
I.4.3- Humidité .....	3
I.4.4- pluviométrie.....	3
I.4.5- Les vents .....	3
I.4.6- Sol .....	4
I.4.7- sismicité .....	4
I.5 - Urbanisme .....	4
I.6- Conclusion .....	5

### Chapitre II : Etat actuel du système d'alimentation en eau

II.0- Introduction .....	6
II.1- la ressource en eau .....	6
II.1.1- Les barrages ou retenues collinaire .....	6
II.1.2- Dessalement .....	6
II.1.3 - Les eaux souterraines .....	7
II.1.4- Rivière .....	7
II.2- diagnostic du système de pompage .....	7
II.2.1- La station de pompage du complexe hydraulique du SAHEL .....	7
II.2.2- La station de pompage de renforcement .....	8

## Sommaire

---

<b>II.3- Diagnostic des réservoirs .....</b>	<b>8</b>
<b>II.3.1- Les 3 réservoirs du complexe hydraulique du SAHEL .....</b>	<b>8</b>
<b>II.3.2- Le château d'eau Mahelma .....</b>	<b>9</b>
<b>II.4- Diagnostic de la partie adduction du système d'alimentation .....</b>	<b>10</b>
<b>II.5- Diagnostic du réseau de distribution .....</b>	<b>12</b>
<b>II.5.1- Les différents types de réseau de distribution .....</b>	<b>12</b>
<b>II.5.2- Canalisations formant le réseau de distribution .....</b>	<b>14</b>
<b>II.5.3- description du fonctionnement du réseau de distribution .....</b>	<b>15</b>
<b>II.6- Le type de système d'alimentation en eau .....</b>	<b>16</b>
<b>II.6.1- système de distribution à réservoir en tête .....</b>	<b>16</b>
<b>II.6.2- système de distribution a contre réservoir .....</b>	<b>17</b>
<b>II.7- conclusion .....</b>	<b>18</b>

### Chapitre III : Evaluation des besoins en eau

<b>III.0- Introduction .....</b>	<b>19</b>
<b>III.1- évaluation de la population .....</b>	<b>19</b>
<b>III.2- Catégorie des besoins .....</b>	<b>20</b>
<b>III.3- estimation des besoins en eau .....</b>	<b>21</b>
<b>III.4- détermination de la consommation moyenne journalière .....</b>	<b>21</b>
<b>III.5- détermination des besoins pour l'état actuel de notre agglomération .....</b>	<b>21</b>
<b>III.5.1- calcul des besoins pour l'état actuel de notre agglomération .....</b>	<b>21</b>
<b>a. Besoins domestique .....</b>	<b>21</b>
<b>b. Besoins scolaires .....</b>	<b>22</b>
<b>c. Besoins sanitaires .....</b>	<b>22</b>
<b>d. Besoins administratifs .....</b>	<b>23</b>
<b>e. Besoins socio culturels .....</b>	<b>24</b>
<b>f. Besoins commerciaux .....</b>	<b>24</b>
<b>III.5.2- récapitulation des besoins en eau de l'agglomération .....</b>	<b>25</b>
<b>III.6- Détermination de la consommation maximale et minimale journalière .....</b>	<b>26</b>

## Sommaire

---

III.6.1- Consommation maximale journalière.....	26
III.6.2- Consommation minimale journalière.....	26
III.7- étude de variation des débits horaire .....	27
III.7.1. Consommation maximale horaire .....	27
III.7.2. Consommation minimale horaire .....	28
III.8- variation du débit horaire .....	30
III .8.1- Variations du débit horaire pour la commune de Mahelma .....	30
III .8.1-Variation du débit horaire pour la commune Rahmania .....	32
III.9- Estimation des besoins en eau pour l’horizon 2045 .....	33
III.10- Détermination des débits journaliers .....	35
III.11- Détermination des débits horaires .....	35
III.12- Variation horaire du débit pour la commune Mahelma.....	36
III.13- Variation horaire du débit pour la commune Rahmania .....	37
III.14- Conclusion .....	40

### Chapitre IV : Etude d’adduction

IV.0- Introduction .....	41
IV.1- Les différents types d’adductions .....	41
IV.1.1- adduction gravitaire .....	42
IV.1.2- adduction par refoulement .....	42
IV.1.3- adduction mixte .....	43
IV.2- les différents types d’écoulement .....	43
IV.2.1- écoulement à surface libre .....	43
IV.2.2- écoulement en charge .....	43
IV.3- étude des variantes .....	43
IV.3.1- principe du choix du tracée .....	44
IV.3.2- variantes proposé .....	44

## Sommaire

---

IV.3.3- choix de la variante .....	46
IV.4- choix des matériaux des conduites .....	47
IV.4.1- tuyaux en acier .....	47
IV.4.2- tuyaux en béton .....	48
a- Tuyaux en béton armé .....	49
b- Tuyaux en béton non armé .....	49
IV.4.3- tuyaux en amiante-ciment .....	49
IV.4.4- tuyaux en matière thermoplastique .....	49
a - Tuyau en polychlorure de vinyle non plastifié .....	50
b- Tuyau en polyéthylène basse densité .....	50
c- Tuyau en polyéthylène haute densité .....	50
IV.5- calcul hydraulique .....	51
IV.5.1- méthode de calcul .....	53
A- méthode de calcul de diamètre .....	54
Méthode de calcul de la hauteur manométrique totale.....	54
C- méthode de calcul des frais d'exploitation de la canalisation d'adduction.....	54
i. Puissance de pompage .....	54
ii. Energie consommée par le pompage.....	54
iii. Dépenses annuels de l'énergie .....	54
iv. Amortissement annuel .....	55
D-dimensionnement de l'adduction.....	56
i. Calcul des frais d'exploitation et d'investissement de la 1 ère variante.....	56
ii. Calcul des frais d'exploitation et d'investissement de la 2 ème variante .....	61
IV.6- Conclusion .....	64

## Chapitre IV : Etude du pompage

V.1- Introduction .....	65
V.2- une pompe .....	65
V.3- couplage des pompes .....	65

## Sommaire

---

V.4- critères de choix du type de pompe .....	65
V.5- choix du nombre de pompes .....	66
V.6- Courbes caractéristique des pompes .....	66
V.7- Point de fonctionnement d'une pompe .....	68
V.7.1- Courbe caractéristique de la conduite .....	68
V.7.2- Modes de réglage .....	70
V.8- Description de la pompe PM150/5 <sup>E</sup> .....	72
V.9- Critères de choix du moteur électrique .....	73
V.10- Etude de la cavitation .....	75
V.11- Conduite d'aspiration .....	77
V.12- Conduite de refoulement .....	78
V.13- Rendement de la station de pompage .....	78
V.14- Bâtiment de la station de pompage .....	79
V.14.1- Type des bâtiments des stations de pompage.....	79
V.14.2- Construction du bâtiment .....	79
V.14.3- Choix du type de bâtiment .....	79
V.14.4- Partie supérieur du bâtiment .....	80
V.14.5- Dimensionnement du bâtiment .....	81
V.15- conclusion .....	83

## Chapitre VI : Etude du réservoir

VI.0- Introduction .....	84
VI.1- types de réservoirs .....	84
VI -2. Déterminer le type d'un réservoir .....	85
VI.3- choix du site d'implantation du réservoir .....	86
VI.4- équipements des réservoirs .....	86

## Sommaire

---

VI.4.1- équipements hydraulique .....	86
VI.4.2- équipements de nettoyage .....	88
VI.5- capacité des réservoirs .....	88
VI.6- Hygiène et sécurité .....	92
VI.7- Entretien des réservoirs .....	92
VI .8- conclusion .....	93

### Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

VII.1- Introduction .....	94
VII.2- Choix du matériau des conduites .....	94
VII.3- Les différents types de réseaux .....	94
VII.3.1- Le réseau ramifié .....	94
VII.3.2-Le réseau maillé .....	96
VII.4- calcul du réseau de distribution .....	97
VII.4.1- configuration et dimensionnement du réseau de distribution projetée pour Mahelma.....	97
VII.4.2- détermination des diamètres du réseau .....	119
VII.4.3 – calcul des paramètres hydrauliques par l’Epanet (théorie).....	127
VII.4.4 – calcul des paramètres hydrauliques par l’Epanet (calcul).....	128
VII.4- Conclusion.....	140

### Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII .0. Introduction .....	141
VIII.1. Différents travaux à entreprendre .....	141
VIII.1.1. Travaux concernant l’adduction .....	141
VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage .....	141

# Sommaire

---

<b>VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction</b> .....	142
<b>VIII.2.1. Déblais d'excavation</b> .....	144
<b>VIII.2.2. Lit de sable</b> .....	144
<b>VIII.2.3. Volume de la conduite</b> .....	144
<b>VIII.2.4. Remblais compacté</b> .....	144
<b>VIII.3. Choix des engins</b> .....	145
<b>VIII.4. Accessoires</b> .....	146
<b>VIII.4.1. Vannes de sectionnement</b> .....	146
<b>VIII.4.2. Ventouses</b> .....	147
<b>VIII.4.3. Vidange</b> .....	147
<b>VIII.4.4. By-pass</b> .....	147
<b>VIII.4.5. Moyens anti-bélier</b> .....	147
<b>VIII.4.6. Crépines</b> .....	147
<b>VIII.4.7. Déversoirs de trop plein</b> .....	147
<b>VIII.4.8. Joints de raccordement</b> .....	148
<b>VIII.4.9. Organes de raccordement</b> .....	148
<b>VIII.4.10. Organes de mesure</b> .....	148
<b>VIII.5. Planification des travaux</b> .....	149
<b>VIII.5.1. Construction du réseau</b> .....	149
<b>VIII.5.2. Définitions des tâches et leurs durées</b> .....	150
<b>VIII.5.3. Planification par la méthode du réseau à nœuds</b> .....	150
<b>VIII.6- Conclusion</b> .....	151

## Table des figures

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

Figure I.1: Situation géographique de la commune Mahelma

Figure I.2 : Carte de zonage sismique du territoire national selon le RPA 2003

### **Chapitre II : Etat actuel du système d'alimentation en eau**

Figure II.1 : vue satellitaire du complexe hydraulique de Zeralda

Figure II.2 : Vue satellitaire du château d'eau Mahelma

Figure II.3 : les deux canalisations formant l'adduction de la ville Mahelma

Figure II.4 : réseau de distribution ramifiée

Figure II.5 : réseau de distribution maillée

Figure II.6 : histogramme des pourcentages des matériaux formant le réseau de distribution

### **Chapitre III : Evaluation des besoins en eau**

Figure III.1 : Histogramme exprimant l'évolution du nombre d'habitants des communes Mahelma et Rahmania au cours des années

Figure III.2- histogramme de consommation actuel de la commune Mahelma

Figure III.3 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Mahelma

Figure III.4- histogramme de consommation actuelle de la commune Rahmania

Figure III.5 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Rahmania

Figure III.6- histogramme de consommation actuel de la commune Mahelma

Figure III.7 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Mahelma

Figure III.8- histogramme de consommation actuel de la commune Rahmania

Figure III.9 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Rahmania

### **Chapitre IV : Etude d'adduction**

Figure IV.1 : les différents types d'adduction

## Sommaire

---

Figure IV.2 : vue satellitaire de la projection de la 1 ère variante - conduite de refoulement-

Figure IV.3 : vue satellitaire de la projection de la 2 ème variante - conduite de refoulement-

Figure IV.4 : couches constituant une tranchée

Figure IV.5 : variation des frais d'investissement et d'exploitation en fonction du diamètre

Figure IV.6 : Courbe de variation des frais en fonction du diamètre

### **Chapitre IV : Etude du pompage**

Figure V.1 : les courbes caractéristique de la pompe du type PM150/5<sup>E</sup>

Figure V.2 : point de fonctionnement de la pompe

Figure V.3 : les dimensions de la pompe

Figure V.4 : Schéma des équipements en amont de la pompe

Figure V.5 : équipements en aval de la pompe

Figure V.6 : vue en coupe du bâtiment de la station de pompage

### **Chapitre VI : Etude du réservoir**

Figure VI.1 : quelques types de réservoirs

Figure VI.2 : équipements hydraulique d'un réservoir –vue en coupe

### **Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution**

Figure VII.1 : exemple d'un réseau de distribution ramifié

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Figure VIII.1 : Réseaux à nœuds de l'adduction.

# Sommaire

---

## Liste des tableaux

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

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm)

### **Chapitre II : Etat actuel du système d'alimentation en eau**

Tableau II.1 : tableau récapitulatif des caractéristiques de SP Mahelma nouvelle

Tableau II.2 : tableau récapitulatif des caractéristiques de SP Mahelma nouvelle

Tableau II.3 : caractéristiques des réservoirs de stockage du complexe hydraulique du SAHEL.

Tableau II.4 : Caractéristiques du château d'eau Mahelma

Tableau II.5 : caractéristiques de la 2 ème canalisation d'adduction existante

Tableau II.6 : caractéristiques de la 1 ère conduite d'adduction existante

Tableau II.7 : tableau récapitulatif des avantages et inconvénients d'un réseau de distribution ramifiée

Tableau II.8 : tableau récapitulatif des avantages et inconvénients d'un réseau de distribution maillée

Tableau II.9 : les types de matériaux constituant le réseau de distribution de la ville de Mahelma

Tableau II.10 : fourchette de diamètres utilisé pour chaque type de matériaux dans le réseau de distribution

### **Chapitre III : Evaluation des besoins en eau**

Tableau III.1 : évolution du nombre d'habitant de la commune Mahelma au cours des années

Tableau III.2 : évolution du nombre d'habitant de la commune Rahmania au cours des années

Tableau III.3 : les besoins domestique actuel

Tableau III.4 : les besoins scolaires de la ville de Mahelma

Tableau III.5 : besoins scolaires de la ville Rahmania

Tableau III.6 : besoins sanitaires de la ville Mahelma

## Sommaire

---

Tableau III.7 : besoins sanitaires de la ville Rahmania

Tableau III.9 : les besoins administratifs de la ville Rahmania

Tableau III.8 : les besoins administratifs de la ville Mahelma

Tableau III.10 : les besoins socioculturels de la ville Mahelma

Tableau III.11 : les besoins socioculturels de la ville Rahmania

Tableau III.12 : les besoins commerciaux de la ville Mahelma

Tableau III.13 : les besoins commerciaux de la ville Rahmania

Tableau III.14 : récapitulation des besoins en eau de l'agglomération de la ville Mahelma

Tableau III.15 : récapitulation des besoins en eau de l'agglomération de la ville Rahmania

Tableau III.16- tableau récapitulatif des consommations moyennes, minimale et maximale journalière des communes Mahelma et Rahmania

Tableau III.17- Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

Tableau III.18- Variation du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants

Tableau III.19- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Mahelma

Tableau III.20- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Rahmania

Tableau III.21 : consommations moyennes journalières pour différentes catégories à l'horizon 2045 (commune Mahelma)

Tableau III.22 : consommations moyennes journalières pour différentes catégories à l'horizon 2045 (commune Rahmania)

Tableau III.23- les consommations moyenne, minimale et maximale journalière des communes Mahelma et Rahmania

Tableau III.24 : détermination des débits horaire des communes Mahelma et Rahmania

Tableau III.25- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Mahelma

Tableau III.26- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Rahmania

Tableau III.27 : déficit à combler a l'année 2045

## Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV.0: Comparaison des variantes.

## Sommaire

---

Tableau IV.1- Variation journalière des tarifs de l'énergie-

Tableau IV.2 – Variation des Hmt en fonction de la variation du diamètre

Tableau IV.3- Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Tableau IV.4 –cout de tranché pour une conduite sur 1 mètre linéaire

Tableau IV.5 –calcul des frais d'excavation et grillage pour 1 mètre linéaire

Tableau IV.6- calcul des frais de pose d'une conduite pour 1 mètre linéaire

Tableau IV.7 –les frais total d'investissement en fonction du diamètre

Tableau IV.8 – Bilan des frais total (exploitation + investissement)

Tableau IV.9 – Variation des Hmt en fonction de la variation du diamètre

Tableau IV.10 - Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Tableau IV.11 –cout de tranché pour une conduite sur 1 mètre linéaire

Tableau IV.12 –calcul des frais d'excavation et grillage pour 1 mètre linéaire

Tableau IV.14 – Bilan des frais total (exploitation + investissement)

Tableau IV.13 –les frais total d'investissement en fonction du diamètre

### **Chapitre IV : Etude du pompage**

Tableau V.1 : caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Tableau V.2 : variation des pertes de charge de la conduite de refoulement en fonction du débit total

Tableau V.3 : combinaison des matériaux des différents organes constituant la pompe

Tableau V.4 : données technique et caractéristique de la pompe PM150/5E

Tableau V.5 : variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

Tableau V.6 : choix du type de bâtiment

### **Chapitre VI : Etude du réservoir**

Tableau VI.1 : estimation de la capacité du réservoir de Mahelma par la méthode analytique

Tableau VI.2 : tableau récapitulatif des dimensions du réservoir

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau VII.1 : détermination des débits route (cas de pointe)

Tableau VII.2 : détermination des débits nodaux (cas de pointe)

Tableau VII.3 : détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)

Tableau VII.4 : détermination des diamètres du réseau

Tableau VII.5 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe)

Tableau VII.6 : Calcul des paramètres hydraulique de la ville (cas de pointe)

## Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction.

Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable.

Tableau VIII.3: Calcul du volume de la conduite.

Tableau VIII.4: volumes des travaux de l'adduction.

Tableau VIII.7: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Tableau VIII.8: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

# Sommaire

---

## Liste des Planches

Planche N<sup>o</sup> 01 : tracée en plan de la conduite d'adduction

Planche N<sup>o</sup> 02 : profil en long de l'adduction SP Zeralda-CE Mahelma.W.Alger

Planche N<sup>o</sup> 03 : Schéma des accessoires du réseau d'adduction

Planche N<sup>o</sup> 04 : Plan de la station de pompage

Planche N<sup>o</sup> 05 : Plan de situation Mahelma.W.Alger

## **Introduction générale**

L'accès à l'eau potable pour tous est un enjeu vital, facteur de développement social et économique. Mais nous constatons que cet or bleu est très mal géré suite à diverses raisons. Les responsables de la gestion de l'eau se trouvent confrontés à d'énormes défis tels que la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau, le contexte socio économique est la disponibilité de l'eau.

Face à ce défi majeur le gouvernement algérien a orienté sa politique depuis quelques années vers le secteur de l'eau sur tout le territoire national. Les communes de Mahelma et Rahmania font l'objet de l'étude du présent mémoire.

Les agglomérations secondaires des communes de Mahelma et Rahmania sont alimentées par un champ de captage de MAZAFRAN dont l'eau est refoulée par une nouvelle station de pompage.

Dans ce présent mémoire nous allons faire l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de MAHELMA et RAHMANIA

Pour l'élaboration de notre projet nous allons effectuer le travail en abordant les chapitres suivants :

Nous allons commencer par une présentation de notre zone d'étude ensuite une évaluation de l'état actuel de notre système d'alimentation en eau potable, un calcul de besoins pour l'horizon 2045 va se faire afin de pouvoir dimensionner la conduite d'adduction et ceux de distribution ainsi que le nouveau réservoir à construire et la station de pompage.

### I.0- Introduction

Ce chapitre a pour objet la présentation de la région d'étude d'un point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

Une telle connaissance du site nous permet de mener à bien notre étude par un calage de notre savoir faire avec les propriétés et caractéristiques de la région

### I.1- Situation géographique de la zone d'étude

L'objet de cette étude sera en faveur de la commune de MAHELMA qui fait partie de la Wilaya d'Alger, elle est située à environs 30 km au sud ouest d'Alger sur le SAHEL Algérois. Au nord se trouve le début de la plaine de ZERALDA jusqu'à la limite de la forêt des planteurs.

Au sud la bordure et le versant sud du Sahel Algérois jusqu'à la Mitidja, à l'ouest la bordure ouest du SAHEL Algérois et de l'oued MAZAFRAN

La commune de MAHELMA est constituée à partir des localités suivantes : Sidi Abdellah, Nezali, Mahelma, Boukhelif, Zaatria, Plateau de Mahelma, Haddadou et Boukhelkhal.

Délimitée par :

- ✓ Par l'est : les communes de DOUERA, RAHMANIA, SOUIDANIA
- ✓ Par le nord : la commune de STAOUELI
- ✓ Par l'ouest : les communes de ZERALDA, DOUAOUDA, KOLEA
- ✓ Par le sud : la commune de BEN KHELIL

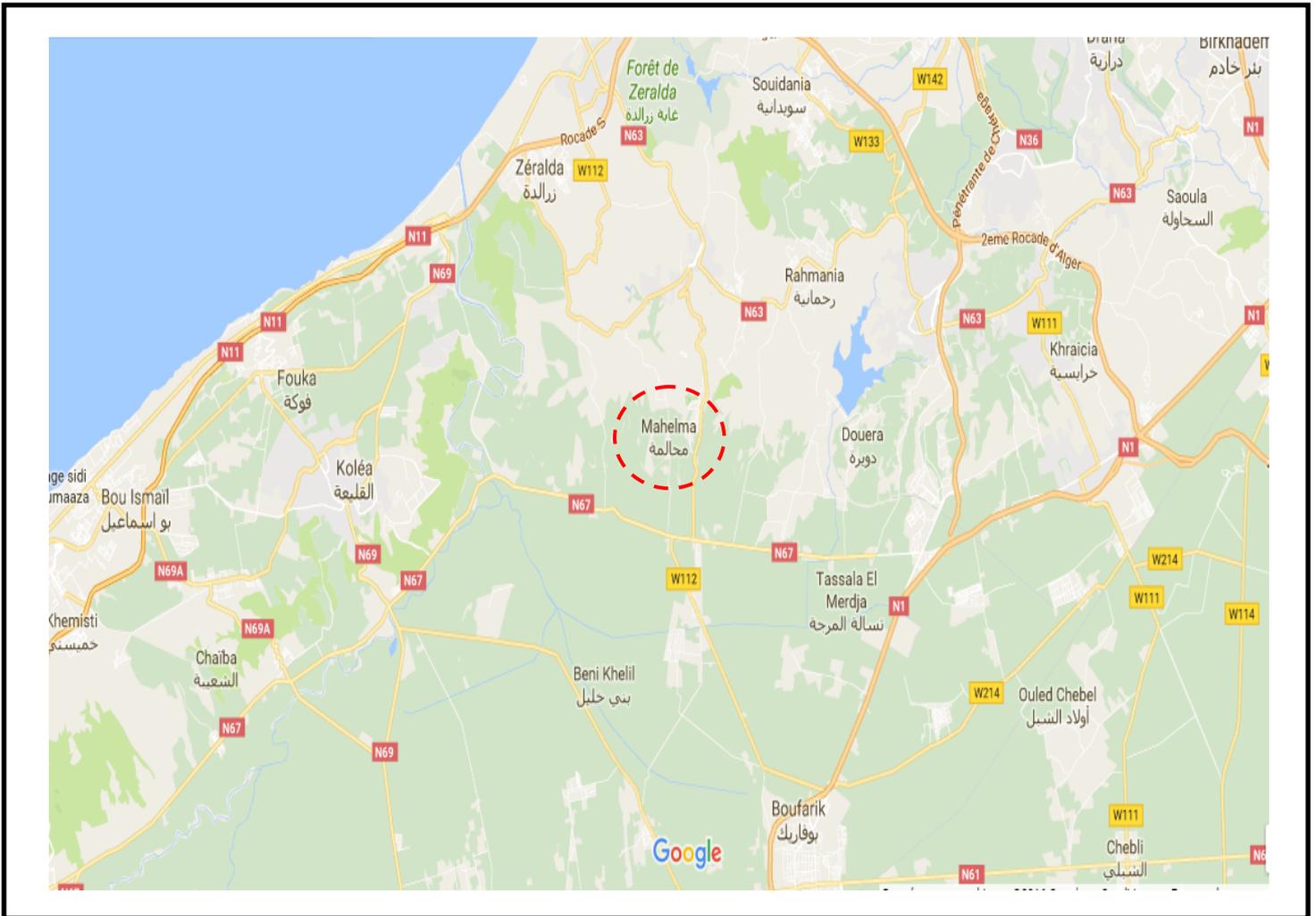


Figure I.1: Situation géographique de la commune Mahelma

### I.2- Population actuelle

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en juin 2008, la population du chef lieu de commune de Mahelma s'élève à  $P = 20758$  habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'ONS). Avec un taux d'accroissement de  $\tau = 2.2 \%$

### I.3- Situation topographique

La topographie de la région d'étude donne des pentes qui varient entre 2% à 5% allant du sud vers le nord.

### I.4- Situation climatologique

#### I.4.1- Climat

La région est caractérisé par un climat méditerranéen avec alternance d'une saison sèche et chaude (du mois de mai environs jusqu'à septembre) et d'une autre humide (du mois d'octobre au mois d'avril environs), elle subie les mêmes variations saisonnière que la zone côtière.

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

### I.4.2- température

La température de la région varie, elle est en moyenne de l'ordre de 10 °c en hiver, tandis qu'en été elle est de l'ordre de 30 °c.

### I.4.3- Humidité

Durant l'année il n'ya pas de grandes variations de l'humidité relative, elle a une valeur de 70% environs, une valeur élevée qui se justifie par l'endroit qu'occupe notre région d'étude tout prêt de la zone côtière.

### I.4.4- pluviométrie

On remarque que les précipitations accusent une régularité non seulement annuelle mais aussi mensuelle.

On peut se faire une idée des précipitations de notre région d'étude a travers les observations faite à la station Mahelma

**Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm)**

année	sep	Oct	Nov	Déc	jan	Fév	Mar	Avr	mai	juin	Juill	Ao	Total
90/91	32	75	98	123	127	65	113	58	44	20	3	8	766
91/92	34.5	67.5	87.8	110.3	113.8	58.3	101.3	52.3	39.4	17.9	2.7	0.8	686.6
92/93	37.2	69	89.6	112.4	116.1	59.4	103.3	53.3	40.2	18.3	2.9	1.7	703.4
93/94	36.1	71.5	93.5	117.3	121.1	61.9	107.8	55.6	41.8	19.1	2.8	2.0	730.5
94/95	33.7	69	89.5	112.3	116.1	58.5	103.1	53.2	41.9	18.7	2.7	0.5	699.2
95/96	29.4	68.5	89.6	112.4	107.8	57.4	101.8	54.6	43.1	18.2	2.2	15.0	700
96/97	27.3	68.5	85.3	113.8	101.8	55.2	95.8	50.7	40.1	16.9	2.0	7.4	650
97/98	29.8	70.3	82.7	111.4	116.1	60.1	104.9	55.2	43.2	18.1	2.2	6.0	700
98/99	31.4	59	76.8	96.3	99.5	50.9	88.5	47.3	37.8	15.5	1.9	4.9	600
99/00	38.4	49	64.2	80.3	82.9	42.4	73.8	39.4	31.5	12.9	1.6	16.4	500
00/01	31.6	68.5	89.6	110.5	116.1	59.4	105.2	57.4	44.1	18.1	2.7	3.2	703.2
01/02	42.6	88.1	115	144.5	149.2	76.4	134.9	73.8	56.7	23.3	3.4	7.9	907.9
02/03	27.6	49.1	64.1	80.3	82.9	42.4	73.8	41.8	31.5	12.9	1.7	8.1	508.1
03/04	35.5	58.7	76.8	96.3	99.5	50.9	90.2	50.2	37.8	15.6	2.0	13.5	613.5
04/05	28.9	49.1	64.2	80.5	82.9	42.4	75.2	41.8	31.5	13.4	1.6	11.5	511.5
05/06	35.6	58.7	76.8	96.3	99.5	50.9	89.7	50.2	37.8	16.1	1.9	13.5	613.5
06/07	39.4	68.5	85.4	112.4	116.1	59.4	104.7	55.8	44.1	18.9	2.2	6.9	706.9
07/08	33.7	78.3	97.6	112.4	132.6	67.9	118.1	63.8	50.4	21.9	2.5	20.8	820.8
08/09	32.4	69.4	86.5	110.2	116.1	59.4	104.9	52.8	44.1	19.2	2.2	2.8	700
09/10	38.7	58.7	74.3	96.3	99.5	50.9	89.9	45.3	37.8	16.5	1.8	9.7	609.7
10/11	35.6	68.5	82.4	111.9	116.1	52.1	103.3	51.3	44.1	20.4	2.1	12.2	700

Source : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (Blida)- Station Mahelma

### I.4.5- Les vents

Durant la saison d'hiver la région connaît des vents de fortes vitesses tandis que durant l'été il n'ya pas une grande activité, les directions fréquentes des vents dans notre région d'étude sont l'Ouest-Nord ouest et des fois on aperçoit des vents Nord-est.

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

Les vents provenant du Sahara Algérien portant une masse d'air chaude et aussi appelée Siroco n'atteint pas la région car la série montagneuse de l'Atlas collinaire les empêchent d'atteindre la région

### I.4.6- Sol

Notre zone d'étude est constituée essentiellement d'alluvions récentes (limon argileux sableux) avec des poches d'alluvions anciennes (limons caillouteux) située au centre dans le périmètre d'étude, ainsi qu'au sud-est et sud-ouest, la région de Mahelma est très homogène.

### I.4.7- sismicité

Les règles parasismiques algériennes sont émises par le (R.P.A) modifiée et complété par un agenda après le séisme de 21 mai 2003 élaboré par le CGS (centre de recherche appliquée en génie parasismique)

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante, qui sont les suivantes :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ Zone 1 : sismicité faible
- ✓ Zone 2 : sismicité moyenne
- ✓ Zone 3 : sismicité forte

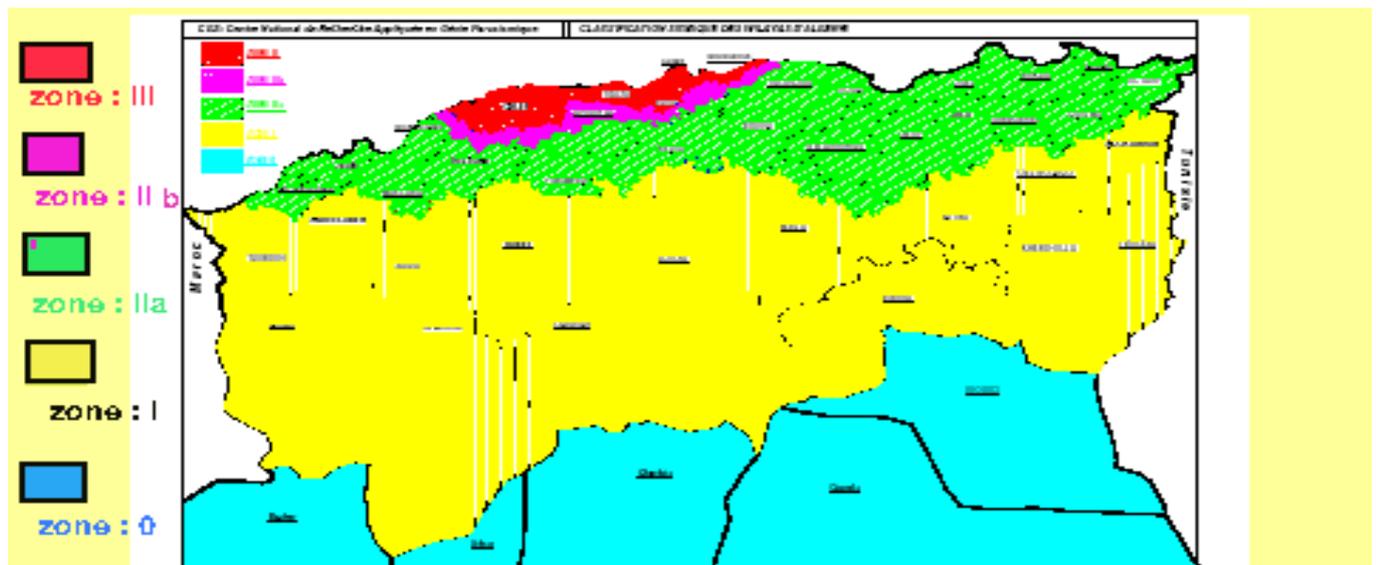


Figure I.2 : Carte de zonage sismique du territoire national selon le RPA 2003

## I.5 - Urbanisme

La commune de Mahelma fait partie de la circonscription administrative de Zeralda, elle est considérée comme étant une ville touristique

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

---

Elle compte plusieurs quartiers (cités Segna, Canadien, DNC...).le centre ville garde toujours son aspect colonial avec de petites demeures et villas typiquement françaises

On compte aussi des structures administratifs (postes, mairies, impôts, assurances), sanitaires (polycliniques, dispensaires, médecins privés en nombre toute spécialité confondues).Il existe également une école primaire dans chaque quartier.la ville compte aussi un marcher couvert et un bazar

### I.6- Conclusion

Cette partie d'étude nous a permis de former une vision et de se faire une idée a propos de notre région d'étude.

Ce fait va nous permettre de caler nos connaissances en terme technique pour qu'elles puissent s'adapter aux objectifs qu'on veut atteindre par le biais de ce projet.

La connaissance de la démographie de la région, des habitudes des habitants, leurs style de vie, nous permet de faire une bonne évaluation des besoins en eau.

Tandis que la connaissance de la topographie du terrain, nous donne une vision a propos du système d'alimentation en eau a projetée, les dimensions des installations et équipements ...etc.

L'étude de la sismicité, des vents, du sol, pluviométrie et l'hygrométrie. Mets des limites à nos choix et possibilités en termes de matériaux des installations et équipements.

Tous ça, permet de desservir la réalisation d'un bon projet qui a pour objet l'alimentation en eau potable des villes Mahelma principalement et Rahmania.

### II.0- Introduction

Le diagnostic d'un réseau, c'est de faire une analyse à propos des éléments et équipements constituant le système d'alimentation en eau.

En premier lieu, le diagnostic vise à constituer une vision à propos des installations et équipements constituant le système d'alimentation en eau potable dans ces diverses parties.

En suite, ce diagnostic va nous permettre d'élaborer une analyse fonctionnelle de notre système, et qui va dire si ce dernier satisfait ses objectifs et s'il va pouvoir les satisfaire dans un horizon futur qu'on fixe à 30 ans.

Si notre système est plutôt bon en terme de fonctionnement et satisfait les objectifs pour lesquels il a été conçu d'un point de vue qualitatif et quantitatif, faut se dire ce qu'on doit faire pour maintenir cette position.

Dans le cas échéant, on propose des solutions afin de caler notre système aux besoins pour lesquels il a été conçu et réaliser et qui sont toujours dans une allure croissante, alors on doit toujours synchroniser l'état de notre réseau pour répondre à ces besoins.

Récapitulons les objectifs d'un diagnostic d'un système d'alimentation en eau :

- ✓ Construire une vision des éléments constituant le système
- ✓ Effectuer une analyse du fonctionnement du système
- ✓ Préparer un programme de réhabilitation

### II.1- la ressource en eau

Les ressources principales à base desquels l'alimentation en eau se fait sont les suivantes :

#### II.1.1- Les barrages ou retenues collinaire

Ce sont des eaux stagnantes d'où une décantation naturelle, elles sont caractérisées par une contamination bactériologique faible, Indice de couleur variable, Turbidité faible sauf au printemps et en automne à cause des phénomènes de renversement et d'eutrophisation.

#### II.1.2- Dessalement

Les eaux provenant du dessalement d'eau de mer sont très répandue en Algérie, et représentent une grande solution pour répondre aux besoins en eau, elles sont d'une qualité plutôt bonne, la technique la plus répandue pour la désaliénation de ces eaux est l'osmose inverse, mais ce qu'elles présentent comme inconvénients c'est le coût élevée de leurs traitement, et leurs nuisance à l'équilibre écologique des zones côtières.

### II.1.3 - Les eaux souterraines

Elles sont souvent à l'abri de toute source de pollution. Leur qualité est généralement meilleure (filtrées par le sol) et plus constante, elles ne nécessitent souvent qu'une désinfection.

### II.1.4- Rivière

Elles sont très sensibles à la pollution, de qualité irrégulière et peuvent être reparties. Elles sont caractérisées par une turbidité élevée, T basse, Teneur en oxygène élevée, un indice de couleur faible et une contamination physico-chimique et bactériologique faible.

**La source principale d'approvisionnement en eau potable de notre région d'étude est le champ de captage du MAZAFRAN par le biais de forage, les eaux prises sont acheminées vers le complexe hydraulique du SAHEL avec des conduites de diamètres  $\varnothing 1200$  et  $\varnothing 1250$**

**En plus d'un forage réalisé au niveau du territoire de la commune Mahelma, dont les eaux sont directement pompées vers le château d'eau Mahelma.**

## II.2- diagnostic du système de pompage

Les systèmes de pompage sont un élément structurel et basique dans un système d'alimentation en eau potable car ils assurent le transport d'eau de la source vers le consommateur en passant par les différents éléments constituant le système d'alimentation.

Les systèmes de pompes qui interviennent dans l'alimentation de la ville de Mahelma sont les suivants :

### II.2.1- La station de pompage du complexe hydraulique du SAHEL

Située dans le site des réservoirs de Zeralda a été mise en service pour alimenter le château de Mahelma. Elle est située à la cote 100 m NGA et dispose de trois groupes de pompage dont un de secours (caractéristiques :  $Q = 75 \text{ m}^3/\text{h}$  ;  $H_{mt} = 150 \text{ m}$ ), le réservoir Zeralda  $3000 \text{ m}^3$  lui servira de bache d'aspiration. son identifiant est SP Mahelma nouvelle.

**Tableau II.1 : tableau récapitulatif des caractéristiques de SP Mahelma nouvelle**

$Q_{\text{pompe}}$	Nombre de pompes	Hmt	Source	Cote	Destination
$75 \text{ m}^3/\text{h}$	2+1	150 m	Réservoir $3000 \text{ m}^3$	100 m	CE Mahelma

## Chapitre II : état actuel du système d'alimentation en eau

### II.2.2- La station de pompage de renforcement

Cette station de pompage viens pour donner un plus en terme d'alimentation en eau de la ville de Mahelma, située au niveau d'un forage réaliser sur le territoire de la zone Mahelma.son identifiant est **Mahl renforcement pompage**, Ces caractéristiques sont les suivantes :

**Tableau II.2 : tableau récapitulatif des caractéristiques de SP Mahelma nouvelle**

$Q_{pompé}$	Nombre de pompes	Hmt	Source	Cote	Destination
260 m <sup>3</sup> /h	2+1	120 m	forage	117 m	CE Mahelma

### II.3- Diagnostic des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages élémentaires et basiques dans un système d'alimentation en eau potable, ils assurent le stockage et les régulations des débits. (On en parlera en détails dans le chapitre étude des réservoirs)

Dans notre système d'alimentation, les réservoirs qui font la structure sont :

#### II.3.1- Les 3 réservoirs du complexe hydraulique du SAHEL

L'eau reçue des champs de captage Mazafran 1 et 2, est refouler vers ces réservoirs après sont traitement.

Les 3 réservoirs ont une forme cylindrique, de type semi enterrée construit en béton armé.

Les caractéristiques de ces réservoirs sont les suivants :

**Tableau II.3 : caractéristiques des réservoirs de stockage du complexe hydraulique du SAHEL.**

Réservoir	Capacité	Cote	
		radier	Trop-plein
1	3000 m <sup>3</sup>	100 m	107.5 m
2	1000 m <sup>3</sup>	100 m	107.5 m
3	1000 m <sup>3</sup>	100 m	107.5 m

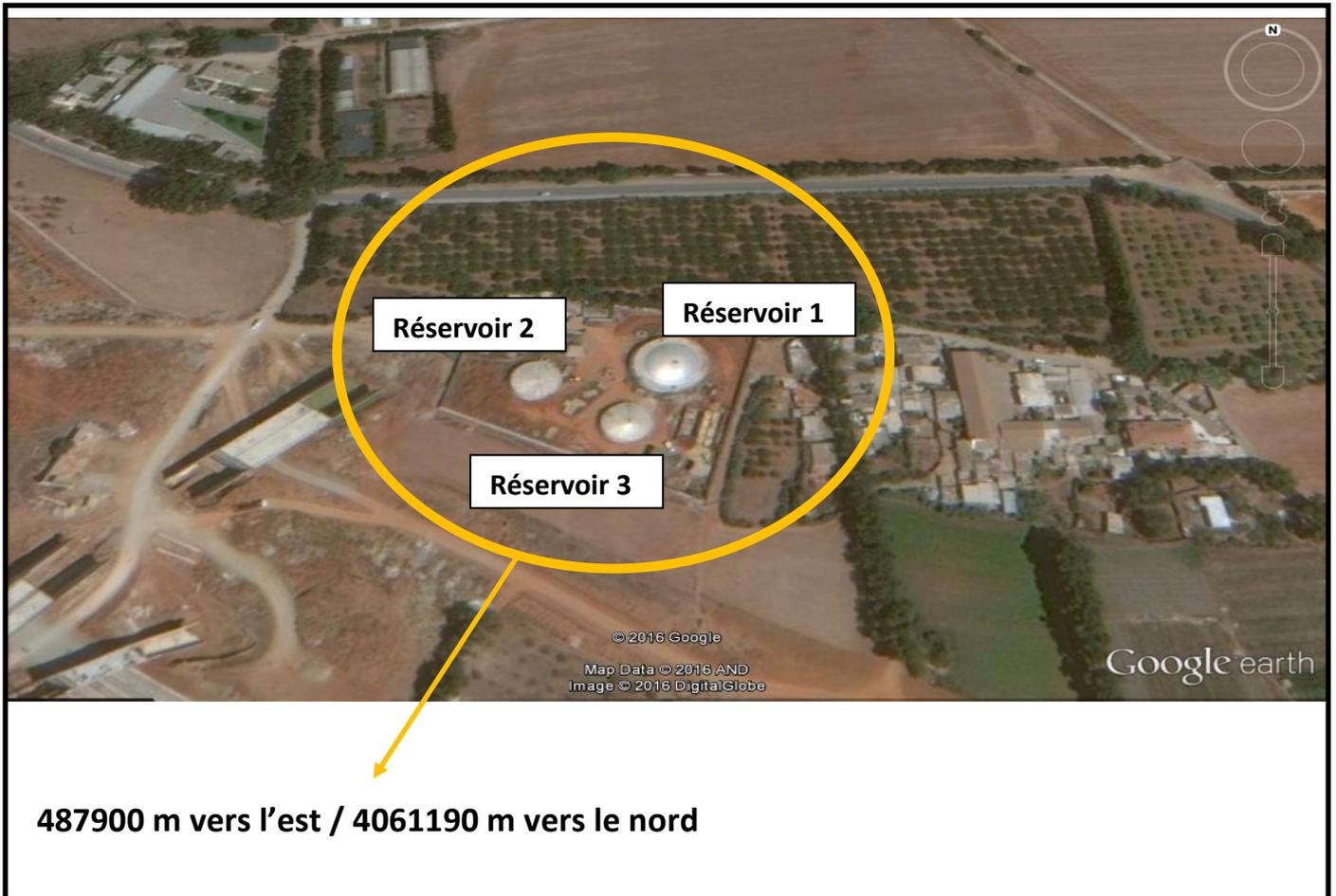


Figure II.1 : vue satellitaire du complexe hydraulique de Zeralda

### II.3.2- Le château d'eau Mahelma

Le système d'alimentation en eau potable de la ville de Mahelma est un système à réservoir en tête, dont le château d'eau Mahelma assure l'alimentation du réseau de distribution. Les caractéristiques du château d'eau Mahelma sont les suivantes :

Tableau II.4 : Caractéristiques du château d'eau Mahelma

Capacité	Cote du trop plein	Cote du radier
1000 m <sup>3</sup>	230 m NGA	226 m NGA



488937 m vers l'est / 4059334 m vers le nord

Figure II.2 : Vue satellitaire du château d'eau Mahelma

### II.4- Diagnostic de la partie adduction du système d'alimentation

Cette partie du système de distribution assure l'acheminement des eaux de la source d'approvisionnement vers le château d'eau qui va assurer l'alimentation en eau à base de ces eaux qu'il reçoit via les conduites d'adduction.

Dans notre cas, on a une double adduction, une qui achemine les eaux pompées à partir du complexe hydraulique du SAHEL (du réservoir 3000 m<sup>3</sup>) jusqu'au réservoir château d'eau Mahelma. Elle est du type adduction par refoulement (en charge) et ces caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5 : caractéristiques de la 2<sup>ème</sup> canalisation d'adduction existante

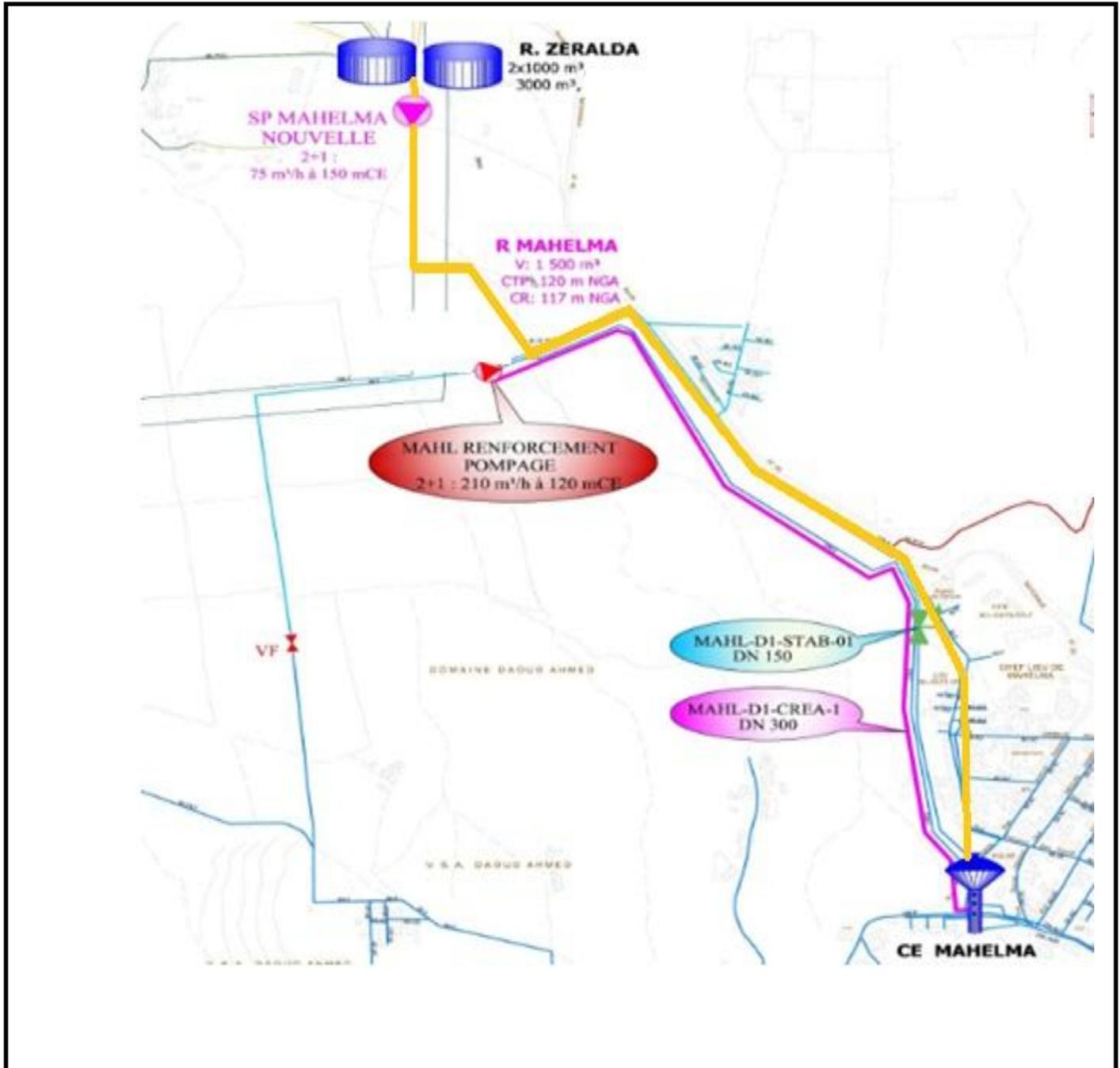
Source d'approvisionnement	arrivée	$Q_{véhiculer}$	$\emptyset$	matériaux
Complexe hydraulique SAHEL	Château d'eau Mahelma	75 m <sup>3</sup> /h	300	Acier

## Chapitre II : état actuel du système d'alimentation en eau

La seconde pompe des eaux à partir du forage directement vers le château d'eau Mahelma, elle est aussi du type adduction par refoulement (en charge), et ces caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.6 : caractéristiques de la 1<sup>ère</sup> conduite d'adduction existante**

Source d'approvisionnement	arrivée	$Q_{véhiculer}$	$\varnothing$	matériaux
Forage	Château d'eau Mahelma	210 m <sup>3</sup> /h	150	Fonte



**Figure II.3 : les deux canalisations formant l'adduction de la ville Mahelma**

### II.5- Diagnostic du réseau de distribution

#### II.5.1- Les différents types de réseau de distribution

##### ✓ Réseau ramifié

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,...). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté. Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (encas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

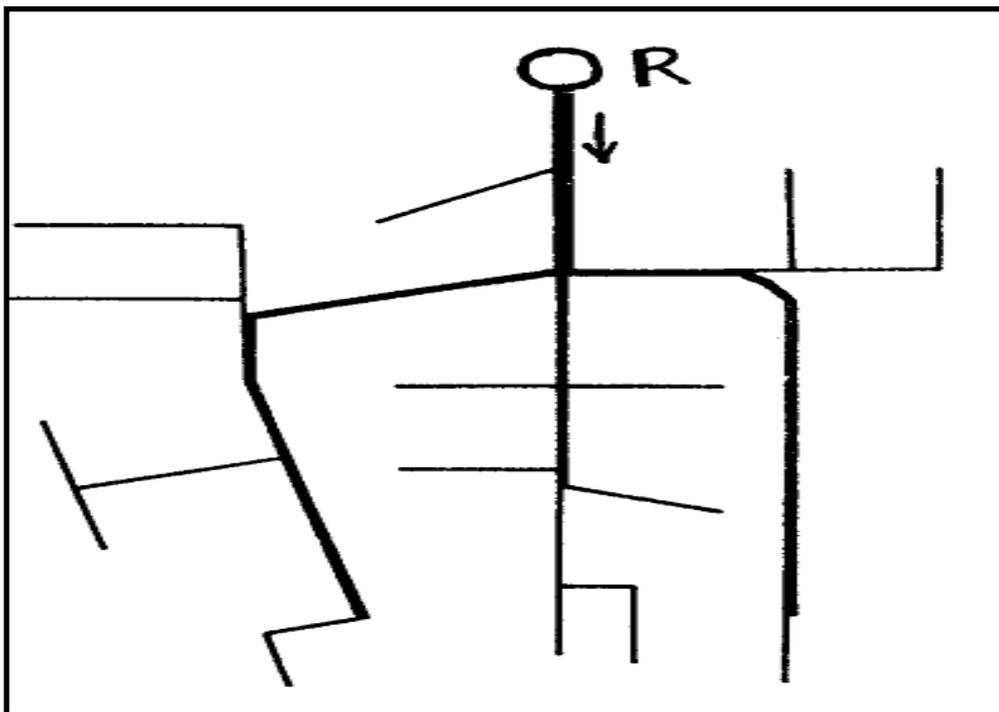


Figure II.4 : réseau de distribution ramifiée

Tableau II.7 : tableau récapitulatif des avantages et inconvénients d'un réseau de distribution ramifiée

Avantages	inconvénients
Système d'alimentation simple ne comportant pas trop d'équipements	Les points les plus éloignés du réseau risquent d'avoir de faibles pressions de service
Faciliter de calcul et de dimensionnement	lors d'une fuite d'une partie du réseau, toute la partie aval risque de ne pas être alimentée

## Chapitre II : état actuel du système d'alimentation en eau

### ✓ Réseau maillé

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseaux présente les avantages suivants :

- Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites)
- une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

Il est par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.

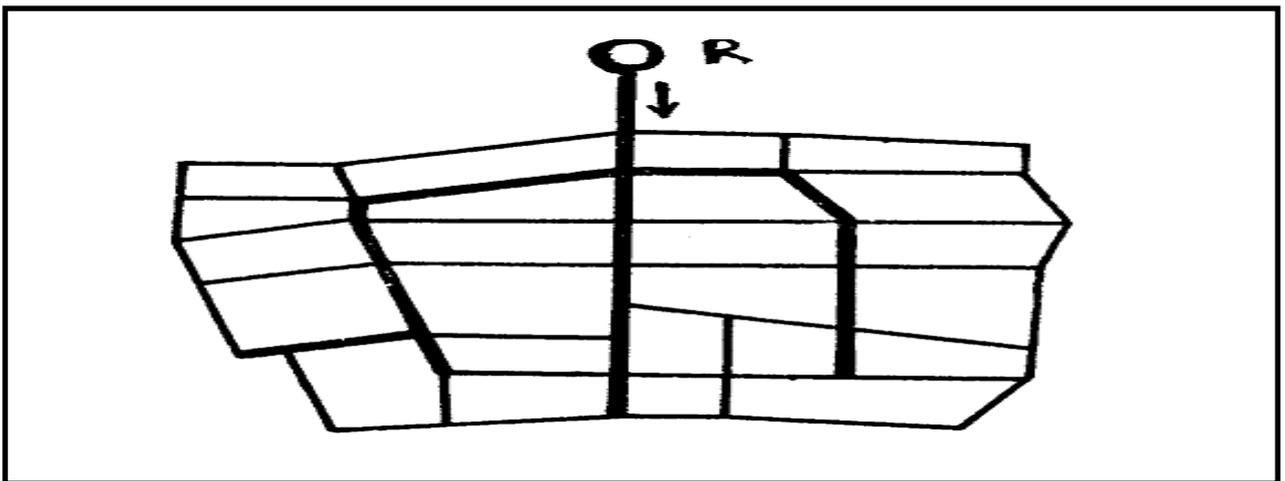


Figure II.5 : réseau de distribution maillé

Tableau II.8 : tableau récapitulatif des avantages et inconvénients d'un réseau de distribution maillé

Avantages	inconvénients
Assurer de bonnes pressions dans tout les points du réseau	Système d'alimentation compliqué avec beaucoup d'équipements
En cas de panne, on peut isoler que le tronçon défectueux sans interrompre le fonctionnement correct du reste du réseau	Répartition arbitraire des débits, on risque tout de suite d'avoir des problèmes au niveau des vitesses d'écoulement d'où les risques de dépôts ou bien des pressions élevée a cause des vitesses importantes
	Calcul compliqué, comportant beaucoup d'itérations

### ✓ réseau mixte

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

### Remarque

**La ville de Mahelma qui représente notre sujet d'étude dispose d'un réseau de distribution mixte**

### II.5.2- Canalisations formant le réseau de distribution

Dans cette partie du diagnostic, on va parler des conduites formant le réseau de distribution en plusieurs termes.

Le type des matériaux des conduites : le réseau de distribution de la ville de Mahelma, est un ancien réseau héritée de la période coloniale, et qui a connue depuis l'indépendance plusieurs travaux de réhabilitation, c'est pour cela qu'on trouve plusieurs types de matériaux de conduite dans notre réseau de distribution tel que l'acier galvanisé, la fonte, le P.V.C....etc.

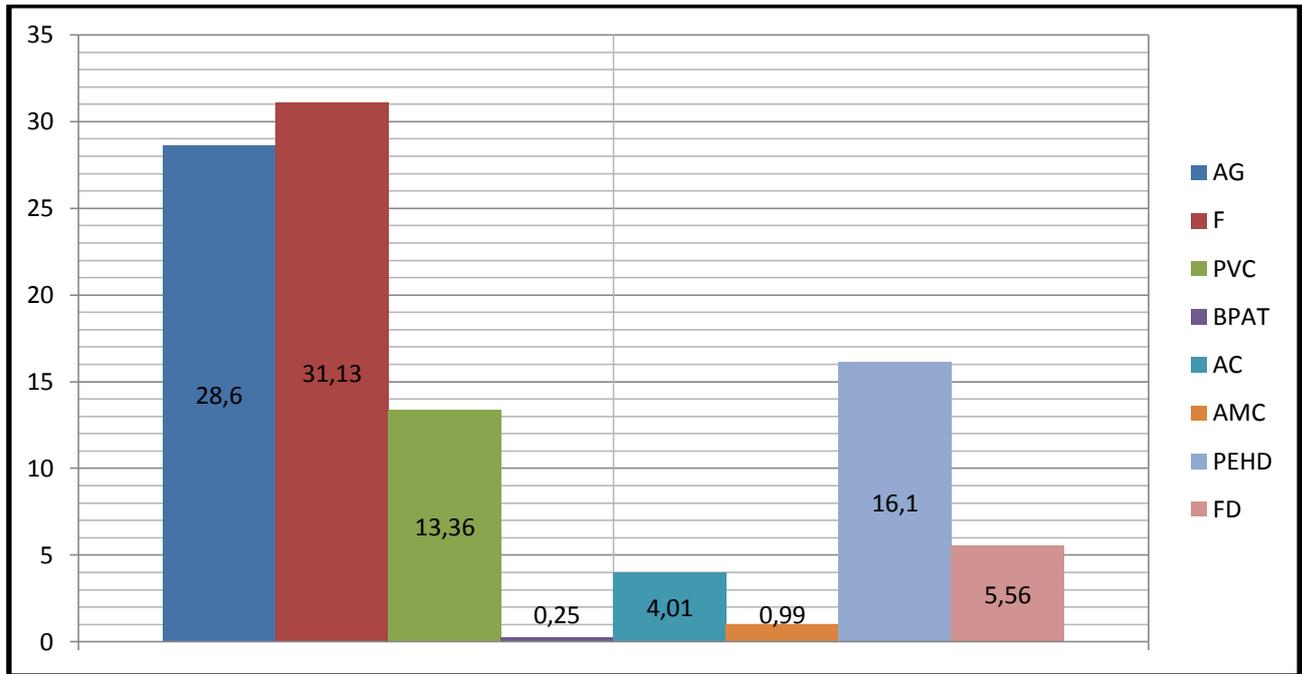
Les caractéristiques du réseau de distribution à ce terme sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.9 : les types de matériaux constituant le réseau de distribution de la ville de Mahelma**

Type de matériaux	Longueur (m)	% du réseau
Acier galvanisé	18800.17	28.6
Fonte	20475.68	31.13
P.V.C	8788.95	13.36
BPAT	167.37	0.25
Acier	2640.23	4.01
Amiante ciment	649.55	0.99
PEHD	10590.47	16.10
Fonte ductile	3657.89	5.56

Toutes ces canalisations qui forment le réseau de distribution de la ville de Mahelma qui s'étend sur une longueur de 65.77 km, et dont la majeure partie est en fonte et acier galvanisé. Ce qui provoque la corrosion d'où les fuites dans le réseau de distribution. On ne va donc pas pouvoir satisfaire les besoins de notre agglomération.

En plus ce fait va affecter la qualité des eaux par dissolution des matériaux des conduites, et les eaux parasites. Ce qui va mettre la santé du consommateur en jeu. Chose.



**Figure II.6 : histogramme des pourcentages des matériaux formant le réseau de distribution**

La fourchette de diamètres des conduites : les dimensions sont choisies de façon à satisfaire et assurer le pouvoir de transport de l'eau potable pour l'agglomération, et satisfaire en même temps les conditions de fonctionnement du point de vue hydraulique (vitesses et pressions de service)

Les diamètres des conduites qu'on peut rencontrer dans notre réseau de distribution pour chaque type de matériaux sont les suivants :

**Tableau II.10 : fourchette de diamètres utilisés pour chaque type de matériaux dans le réseau de distribution**

Matériaux	Fourchette de diamètres utilisés
Acier galvanisé	Ø15. Ø60. Ø80. Ø40. Ø66. Ø100. Ø20. Ø150. Ø90. Ø50. Ø26.
Fonte	Ø200. Ø300. Ø100. Ø150. Ø80. Ø63.
P.V.C	Ø90. Ø63. Ø80. Ø100.
BPAT	Ø500. Ø150.
Acier	Ø80. Ø200. Ø150.
Amiante ciment	Ø80. Ø200.
PEHD	Ø50. Ø63. Ø200. Ø80
Fonte ductile	Ø200

### II.5.3- description du fonctionnement du réseau de distribution

La ville de Mahelma est mise alimentée par un château d'eau de 1000 m<sup>3</sup>. dont la cote du radier est de 226 m NGA et la cote du trop plein est de 230 m NGA

### Remarque

Le château d'eau Mahelma assure non seulement l'alimentation du réseau de distribution de la ville Mahelma, mais aussi de la ville de Rahmania

Les usagers desservis par l'étage Mahelma se situent entre les altitudes 87 m NGA et 210 m NGA.

Les pressions statiques enregistrées sur l'étage Mahelma sont les suivantes :

La pression statique minimale dans le réseau c'est-à-dire entre la cote du radier et la cote du point le plus élevée dans le réseau est de 1.7 bar

Tandis que la maximale qui est entre la cote du trop plein du château d'eau Mahelma et le point du réseau de distribution le plus bas est de 13.3 bars

Parlant maintenant des pressions dynamiques dans le réseau, c'est-à-dire les pressions en tenant compte de l'énergie cinétique et des pertes de charges dans l'équation de Bernoulli qui régit l'écoulement en charge.

La valeur minimale enregistrée est de 1.7 bar dans certaines zones du réseau aux heures de pointe notamment à Sidi Abdellah

La pression maximale enregistrée aux heures creuses est de 13.3 bars.

## II.6- Le type de système d'alimentation en eau

### II.6.1- système de distribution à réservoir en tête

Un système a réservoir en tête est un système où le réseau de distribution (maillée ou ramifiée) est uniquement alimentée par le ou les châteaux d'eau.

Dans le cas d'un système a réservoir en tête, il en résulte deux lignes de charge : l'une dans le cas de pointe et la seconde est dans le cas de pointe plus incendie.

#### ✓ Avantages d'un système d'alimentation a réservoir en tête

- Stabilité de la pression au niveau du réseau de distribution.
- Moins de vitesses faibles dans les conduites (éviter le risque de dépôt)

#### ✓ Inconvénients d'un système d'alimentation a réservoir en tête

- Le point défavorable reçoit toujours une pression faible, compte tenue de l'éloignement du réservoir
- La pression chute en cas de pointe plus incendie
- en cas de cassure dans le réseau, la partie aval du réseau de distribution sera privé d'eau.

### II.6.2- système de distribution a contre réservoir

Un système a contre réservoir est un système ou le réseau de distribution est alimentée en même temps par la pompe et les réservoirs.

Il en résulte donc deux sources qui alimentent le réseau de distribution.

Ce système s'adapte bien pour une agglomération à relief plat.

#### ✓ Avantages d'un système de distribution a contre réservoir

- Ce type de système d'alimentation assure de bonnes pressions dans le réseau de distribution durant les 24 heures car il tient compte des variations ces pressions dans le dimensionnement des installations et équipements.
- L'assurance de pressions de service satisfaisante en tout point du réseau.

#### ✓ Inconvénients d'un système de distribution a contre réservoir

- Fatigue du réseau a cause des variations de pressions fréquente dans ce genre de système (4 cas de fonctionnement dans la journée : cas de pointe, cas de pointe + incendie, cas de transit, cas d'arrêt de la pompe).
- Indétermination dans les débits de dimensionnement.

### Remarque

**Dans notre cas d'étude, on a un système d'alimentation à réservoir en tête**

### **II.7- conclusion**

A travers l'étude de ce chapitre on a pu se former une idée a propos des différents éléments formant notre système d'alimentation en eau de la ville Mahelma (ressource en eau, adduction, pompage, réseau de distribution).

Ce fait nous permet de faire une analyse du fonctionnement actuel du système d'alimentation en eau, de prévoir son fonctionnement et comportement tout en tenant compte des besoins qui vont évoluer dans un horizon futur, de savoir qu'elles installations et extensions à faire sur le système afin de répondre a l'objectif principale de notre projet qui est l'alimentation en eau potable des habitants de la ville Mahelma principalement, et de le synchroniser avec les nouveautés des produit sur marché afin d'améliorer son rendement en tenant compte des possibilités qui nous sont disponible et qui sont limité a travers cette étude diagnostic.

### III.0- Introduction

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement de la croissance démographique, du développement de mode de vie de la population et des infrastructures existantes, cette estimation est faite à base d'une approche statistique du nombre d'habitants dans un horizon futur.

### III.1- évaluation de la population

En 2015, la population de la commune Mahelma a été estimée à 24174 habitants, le calcul des besoins aura lieu tenant compte du nombre d'habitants que va atteindre la ville d'ici l'année 2045

L'estimation du nombre d'habitants pour un horizon futur a été établie par le biais de la formule suivante :

$$P_N = P_0 \times (1 + \tau)^N \quad (3.1)$$

Avec :

$P_N$  : Population future prise pour un horizon quelconque (hab)

$P_0$  : Population de l'année de référence (hab)

$\tau$  : Taux d'accroissement annuel de la population

$N$  : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré

Dans notre cas :  $\tau = 2.2 \%$  (d'après l'O.N.S)

$N = 30$  ans (2015-2045)

Le tableau suivant présente l'évolution du nombre d'habitants au cours des années :

**Tableau III.1 : évolution du nombre d'habitant de la commune Mahelma au cours des années**

Années	Nombre d'habitants (hab)
2008	20758
2015	24174
2045	46439

## Chapitre III : évaluation des besoins en eau

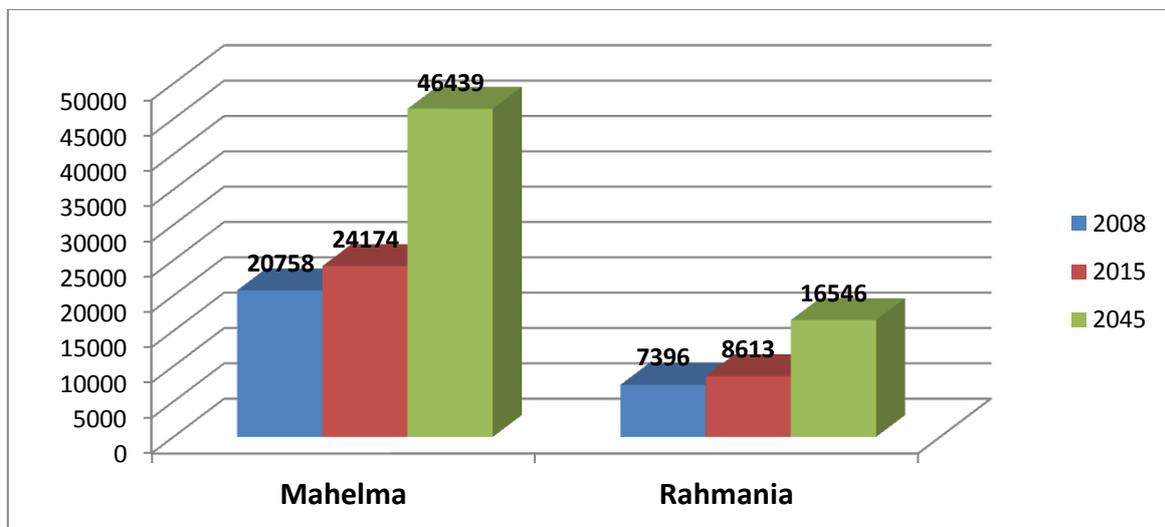
De même pour la commune de Rahmania, en 2015, la population été estimé a 8613 habitants, le calcul des besoins aura lieu tenant compte du nombre d'habitants que va atteindre la ville d'ici l'année 2045

Le tableau suivant présente l'évolution du nombre d'habitants au cours des années :

**Tableau III.2 : évolution du nombre d'habitant de la commune Rahmania au cours des années**

Années	Nombre d'habitants (hab)
2008	7396
2015	8613
2045	16546

**Figure III.1 : Histogramme exprimant l'évolution du nombre d'habitants des communes Mahelma et Rahmania au cours des années**



### III.2- Catégorie des besoins

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau, il est tout nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories des consommateurs rencontrés au niveau de l'agglomération

Il est donc nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Les besoins domestique
- ✓ Les besoins sanitaire
- ✓ Les besoins scolaire
- ✓ Les besoins commerciaux
- ✓ Les besoins socioculturels et sportifs
- ✓ Les besoins publics

### III.3- estimation des besoins en eau

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre cube, par mètre carré de surface de végétaux, par tonne de produit fabriqués, par tête d'animal, par voiture, par poste...etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager, qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- ✓ Le niveau de vie de la population
- ✓ Le nombre d'habitants
- ✓ Le développement urbain de la ville
- ✓ Ressources existantes

### III.4- détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{N_i \times q_i}{1000} \quad (3.2)$$

$Q_{\text{moy,j}}$  : Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$N_i$  : Nombre d'usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateur

$q_i$  : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe ( $\text{l/j/usager}$ )

### III.5- détermination des besoins pour l'état actuel de notre agglomération

#### III.5.1- calcul des besoins pour l'état actuel de notre agglomération

##### a. Besoins domestique

Selon les informations recueillies au près de la SEAAL, la dotation en eau potable des villes Mahelma et Rahmania est prise 150/j/hab.

Le tableau suivant détermine les besoins domestique :

## Chapitre III : évaluation des besoins en eau

Tableau III.3 : les besoins domestique actuel

Ville	Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Mahelma	2015	24174	150	3626.1
Rahmania	2015	8613	150	1291.95

### b. Besoins scolaires

Les tableaux suivant déterminent les besoins scolaire :

Tableau III.4 : les besoins scolaires de la ville de Mahelma

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
4 écoles primaires	Élève	1110	20	22.2
2 CEM	Élève	560	20	11.2
1 lycée	Élève	432	20	8.64
CFPA	Élève	300	20	6.0
Total			48.04	

Tableau III.5 : besoins scolaires de la ville Rahmania

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
2 écoles primaires	Élève	475	20	9.5
1 CEM	Élève	280	20	5.6
1 lycée	Élève	200	20	4.0
Total			19.1	

### c. Besoins sanitaires

Les tableaux suivant déterminent les besoins sanitaires

### Chapitre III : évaluation des besoins en eau

**Tableau III.6 : besoins sanitaires de la ville Mahelma**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )
Centre de santé	Patient	50	20	1
Polyclinique	Patient	100	20	2
Pédiatrie	Lit	40	20	0.8
Total			3.8	

**Tableau III.7 : besoins sanitaires de la ville Rahmania**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )
Centre de santé	Patient	50	20	1
Polyclinique	Patient	100	20	2
Total			3.0	

#### d. Besoins administratifs

Les tableaux suivant déterminent les besoins administratifs

**Tableau III.8 : les besoins administratifs de la ville Mahelma**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )
A.P.C	Employé	40	15	0.6
Protection civil	Unité	1	25000	25
Poste de police	Employé	30	15	0.45
Total			26.05	

**Tableau III.9 : les besoins administratifs de la ville Rahmania**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )
A.P.C	Employé	32	15	0.48
Protection civil	Unité	1	25000	25
Poste de police	Employé	30	15	0.45
Cyber parc	employé	150	15	2.25
Total			28.18	

## Chapitre III : évaluation des besoins en eau

### e. Besoins socio culturels

Les tableaux suivants expriment les besoins socio culturels des villes Mahelma et Rahmania.

**Tableau III.10 : les besoins socioculturels de la ville Mahelma**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
2 Mosquée	Fidèle	800	20	16
Centre culturel	Fidèle	80	10	0.8
Maison de jeunes	Jeune	100	15	1.5
Stade	Vestiaire	2	10000	10
Total			28.3	

**Tableau III.11 : les besoins socioculturels de la ville Rahmania**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	Fidèle	600	20	12
Centre culturel	Fidèle	70	10	0.7
Maison de jeunes	Jeune	80	15	1.2
Total			13.9	

### f. Besoins commerciaux

Les tableaux ci-dessous expriment les besoins commerciaux des villes Mahelma et Rahmania.

**Tableau III.12 : les besoins commerciaux de la ville Mahelma**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Marché	m <sup>2</sup>	800	5	4
Restaurant	Repas	600	30	18
cafés	Client	2000	10	20
Boulangerie	Unité	5	400	2
Douche publique	Unité	4	10000	40
Centre commercial	m <sup>2</sup>	200	10	2
Total			86	

## Chapitre III : évaluation des besoins en eau

**Tableau III.13 : les besoins commerciaux de la ville Rahmania**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Marché	m <sup>2</sup>	500	5	2.5
Restaurant	Repas	450	30	13.5
cafés	Client	1500	10	15
Boulangerie	Unité	4	400	1.6
Douche publique	Unité	4	10000	40
Centre commercial	m <sup>2</sup>	200	10	2
Total	74.6			

### III.5.2- récapitulation des besoins en eau de l'agglomération

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

**Tableau III.14 : récapitulation des besoins en eau de l'agglomération de la ville Mahelma**

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
<b>Domestiques</b>	<b>3626.1</b>
<b>Sanitaires</b>	<b>3.80</b>
<b>Scolaires</b>	<b>48.04</b>
<b>Commerciaux</b>	<b>86</b>
<b>Administratifs</b>	<b>26.05</b>
<b>Socioculturels</b>	<b>28.30</b>
<b>Total</b>	<b>3818.29</b>

**Tableau III.15 : récapitulation des besoins en eau de l'agglomération de la ville Rahmania**

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
<b>Domestiques</b>	<b>1291.95</b>
<b>Sanitaires</b>	<b>3.00</b>
<b>Scolaires</b>	<b>19.10</b>
<b>Commerciaux</b>	<b>74.6</b>
<b>Administratifs</b>	<b>28.18</b>
<b>Socioculturels</b>	<b>13.90</b>
<b>Total</b>	<b>1430.73</b>

### III.6- Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

En fonction des jours, des mois, des semaines ; on observe des variations de la consommation, le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des extremums (maximums et minimums), cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité «  $K_{max,j}$  », «  $K_{min,j}$  »

#### III.6.1- Consommation maximale journalière. ( $Q_{max,j}$ )

Par rapport a la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvant mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation, ce rapport est désignée sous le terme de coefficient d'irrégularité maximale journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (3.3)$$

Avec :

$Q_{max,j}$  : consommation maximale journalière ( $m^3/j$ )

$Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité de la consommation maximale journalière

$$K_{max,j} = 1.1 \sim 1.3$$

#### III.6.2- Consommation minimale journalière. ( $Q_{min,j}$ )

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvant aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est en dessous de la moyenne de consommation, ce rapport est désigner sous le terme de coefficient d'irrégularité minimale journalière.

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (3.4)$$

Avec :

$Q_{min,j}$  : consommation minimale journalière ( $m^3/j$ )

$Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )

$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité de la consommation minimale journalière

$$K_{min,j} = 0.7 \sim 0.9$$

**Tableau III.16- tableau récapitulatif des consommations moyenne, minimale et maximale journalière des communes Mahelma et Rahmania**

commune	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )
<b>Mahelma</b>	<b>3818.29</b>	<b>0.9</b>	<b>3436.461</b>	<b>1.3</b>	<b>4963.78</b>
<b>Rahmania</b>	<b>1430.73</b>	<b>0.9</b>	<b>1287.657</b>	<b>1.3</b>	<b>1859.95</b>

### III.7- étude de variation des débits horaire

Au cours de la journée, les débits de consommation varient dans le temps, cela dépend des habitudes de notre population, chaque consommation horaire représente un pourcentage de consommation par rapport a la consommation totale journalière qui est égale au débit maximum journalier, la somme des consommations horaires est égal au  $Q_{max,j}$ .

#### III.7.1. Consommation maximale horaire

Ce débit est caractérisé par le coefficient d'irrégularité maximum horaire.

Ce coefficient dépend de deux autres coefficients caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- ✓ Le coefficient  $\alpha_{max}$  : tient compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes.

$$\alpha_{max} = 1.2 \sim 1.4$$

- ✓ Le coefficient  $\beta_{max}$  : tient compte du nombre d'habitants de l'agglomération

**Tableau III.17- Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants**

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (3.5)$$

Avec :

$Q_{max,h}$  : Débit de consommation maximum horaire

$K_{max,h}$  : Coefficient d'irrégularité maximum horaire

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (3.6)$$

$Q_{moy,h}$  : Débit moyen horaire.

✓ Pour la commune de Mahelma

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} = 206.82 \text{ m}^3/h$$

$$\alpha_{max} = 1.4 \quad , \quad \beta_{max} = 1.18$$

D'où :  $K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1.4 \times 1.18 = 1.652$

Donc :  $Q_{max,h} = Q_{moy,h} \times K_{max,h} = 1.652 \times 206.82 = 341.67 \text{ m}^3/h$

✓ Pour la commune de Rahmania

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} = 77.50 \text{ m}^3/h$$

$$\alpha_{max} = 1.4 \quad , \quad \beta_{max} = 1.33$$

D'où :  $K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1.4 \times 1.33 = 1.862$

Donc :

$$Q_{max,h} = Q_{moy,h} \times K_{max,h} = 1.862 \times 77.50 = 144.31 \text{ m}^3/h$$

### III.7.2. Consommation minimale horaire

Ce débit est caractérisé comme précédemment cité du coefficient d'irrégularité minimum horaire.

### Chapitre III : évaluation des besoins en eau

Ce coefficient dépend de deux autres coefficients caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- ✓ Le coefficient  $\alpha_{min}$  : tient compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes.

$$\alpha_{min} = 0.4 \sim 0.6$$

- ✓ Le coefficient  $\beta_{min}$  : fonction du nombre d'habitants de l'agglomération

**Tableau III.18- Variation du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants**

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \quad (3.7)$$

Avec :

$Q_{min,h}$  : Débit de consommation minimum horaire

$K_{min,h}$  : Coefficient d'irrégularité minimum horaire

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (3.8)$$

$Q_{moy,h}$  : Débit moyen horaire.

- ✓ **Pour la commune Mahelma**

$$\alpha_{min} = 0.4 \quad , \quad \beta_{min} = 0.54$$

D'où :  $K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} = 0.4 \times 0.54 = 0.216$

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} = 0.216 \times 206.82 = 44.67 \text{ m}^3/h$$

- ✓ **Pour la commune Rahmania**

$$\alpha_{min} = 0.4 \quad , \quad \beta_{min} = 0.35$$

D'où :  $K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} = 0.4 \times 0.35 = 0.14$

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} = 0.14 \times 77.50 = 10.85 \text{ m}^3/\text{h}$$

### III.8- variation du débit horaire

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

#### III .8.1- Variations du débit horaire pour la commune de Mahelma

**Tableau III.19- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Mahelma**

heures	Consommation « % »	Consommation « Q (m <sup>3</sup> /h) »	Consommation cumulé	
			%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	74.46	1.5	74.46
1-2	1.5	74.46	3	148.92
2-3	1.5	74.46	4.5	223.38
3-4	1.5	74.46	6	297.84
4-5	2.5	124.09	8.5	421.93
5-6	3.5	173.73	12	595.66
6-7	4.5	223.37	16.5	819.03
7-8	5.5	273.01	22	1092.04
8-9	6.25	310.24	28.25	1402.28
9-10	6.25	310.24	34.5	1712.52
10-11	6.25	310.24	40.75	2022.76
11-12	6.25	310.24	47	2333.00
12-13	5	248.19	52	2581.19
13-14	5	248.19	57	2829.38
14-15	5.5	273.01	62.5	3102.39
15-16	6	297.83	68.5	3400.22
16-17	6	297.83	74.5	3698.05
17-18	5.5	273.01	80	3971.06
18-19	5	248.19	85	4219.25
19-20	4.5	223.37	89.5	4442.62
20-21	4	198.55	93.5	4641.17
21-22	3	148.91	96.5	4790.04
22-23	2	99.28	98.5	4889.32
23-24	1.5	74.46	100	4963.78

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune de Mahelma est de **310.24 m<sup>3</sup>/h** et survient entre **8h et midi**

Figure III.2- histogramme de consommation actuel de la commune Mahelma

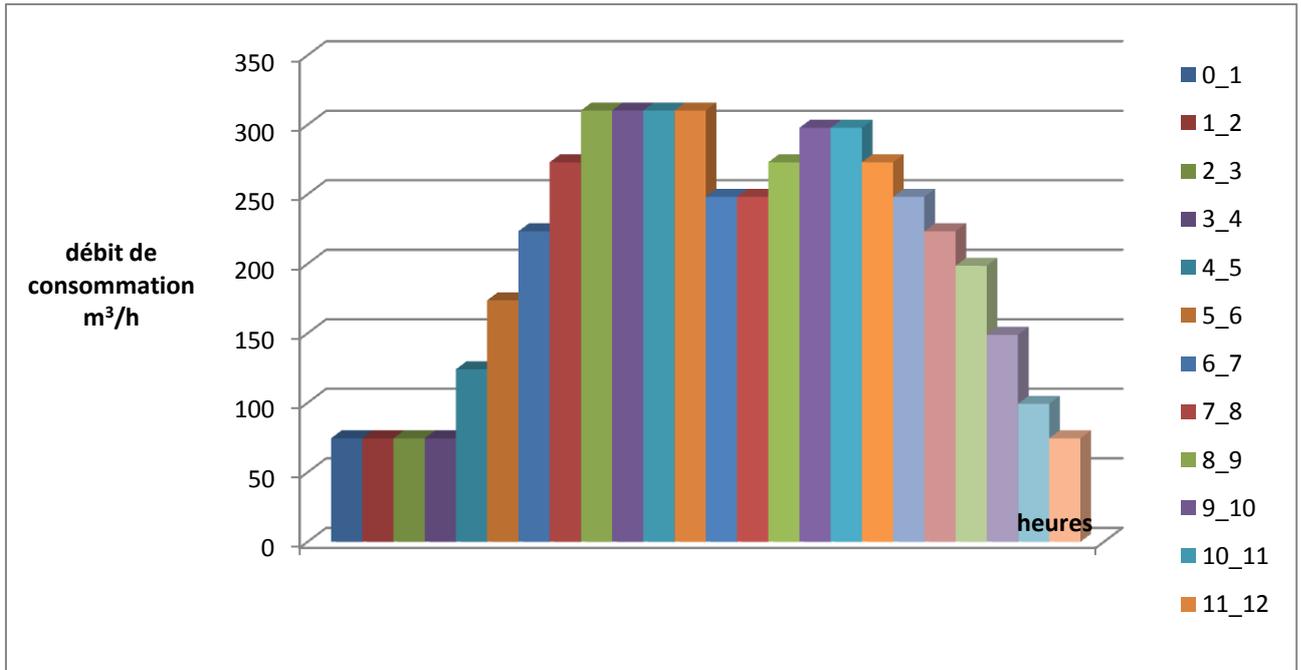
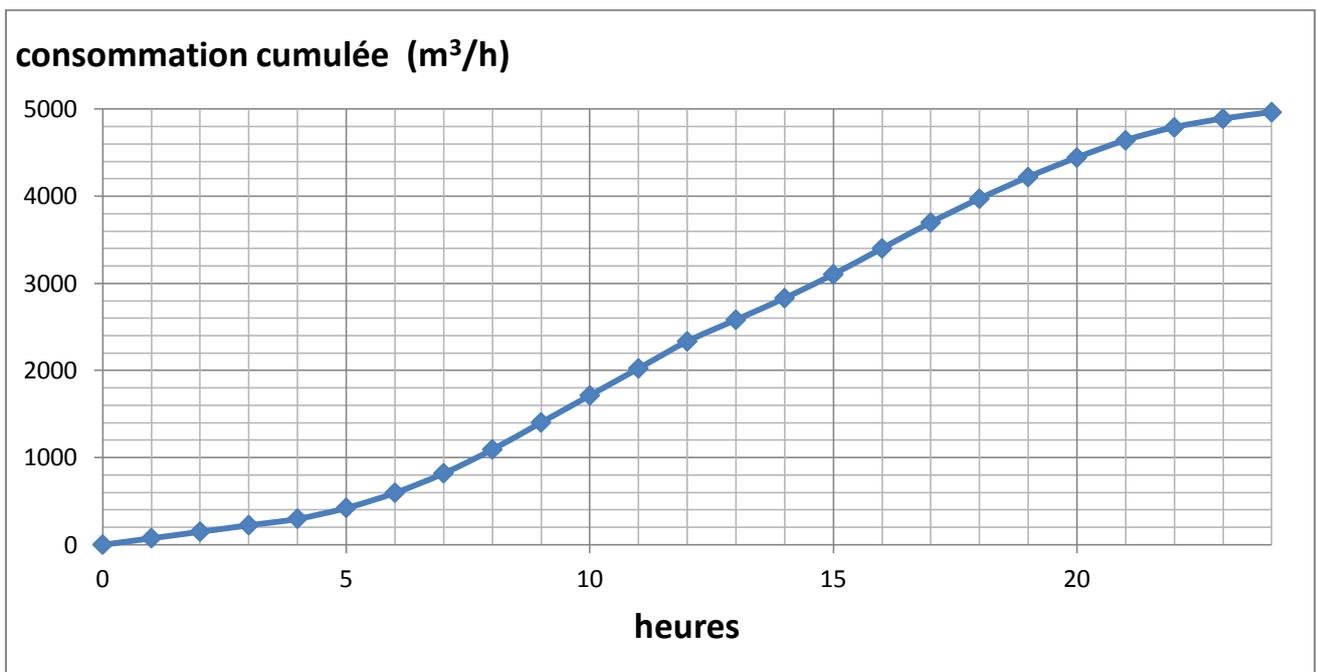


Figure III.3 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Mahelma



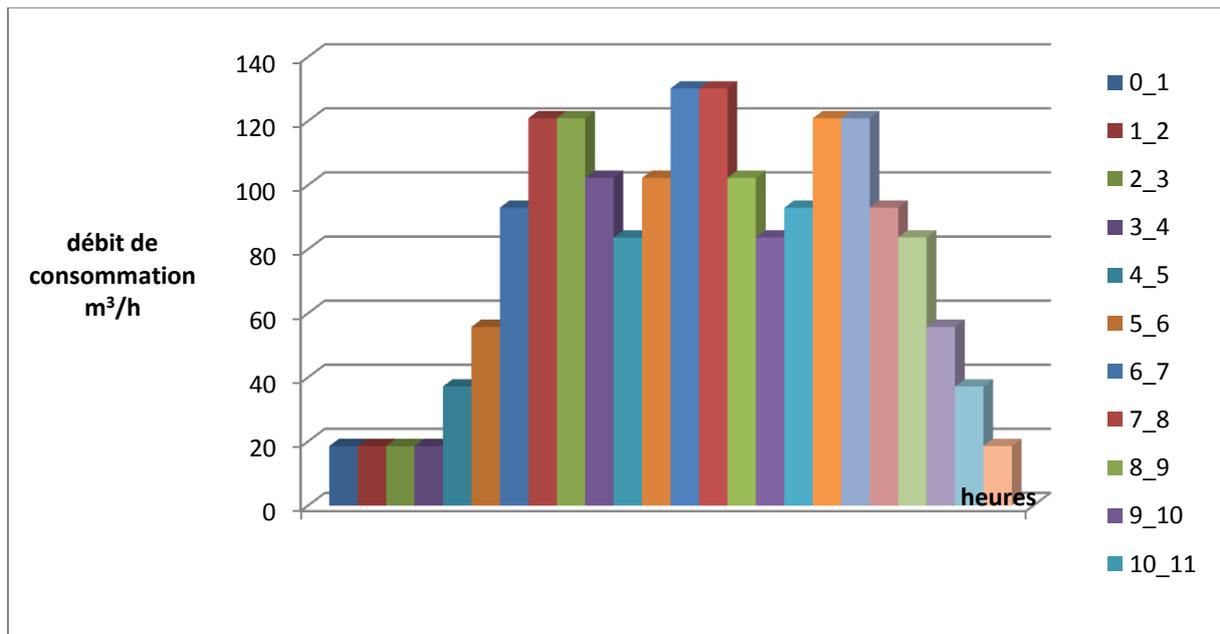
**III .8.1-Variation du débit horaire pour la commune Rahmania**

**Tableau III.20- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Rahmania**

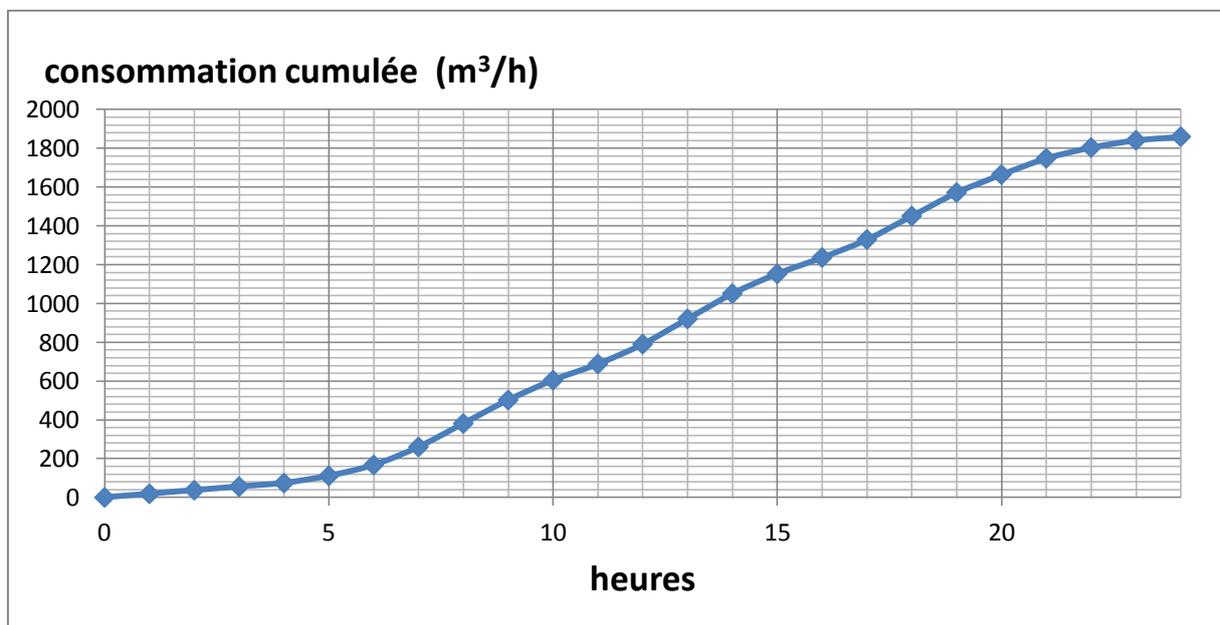
heures	Consommation « % »	Consommation « Q (m <sup>3</sup> /h) »	Consommation cumulé	
			%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1	18.60	1	18.60
1-2	1	18.60	2	37.20
2-3	1	18.60	3	55.80
3-4	1	18.60	4	74.40
4-5	2	37.20	6	111.60
5-6	3	55.80	9	167.4
6-7	5	93.00	14	260.4
7-8	6.5	120.90	20.5	381.3
8-9	6.5	120.90	27	502.2
9-10	5.5	102.30	32.5	604.5
10-11	4.5	83.65	37	688.15
11-12	5.5	102.30	42.5	790.45
12-13	7	130.20	49.5	920.65
13-14	7	130.20	56.5	1050.85
14-15	5.5	102.30	62	1153.15
15-16	4.5	83.70	66.5	1236.85
16-17	5	93.00	71.5	1329.85
17-18	6.5	120.90	78	1450.75
18-19	6.5	120.90	84.5	1571.65
19-20	5	93.00	89.5	1664.65
20-21	4.5	83.70	94	1748.35
21-22	3	55.80	97	1804.15
22-23	2	37.20	99	1841.35
23-24	1	18.60	100	1859.95

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune de Mahelma est de 130.20 m<sup>3</sup>/h et survient entre midi et 14h

**Figure III.4- histogramme de consommation actuelle de la commune Rahmania**



**Figure III.5 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Rahmania**



### III.9- Estimation des besoins en eau pour l'horizon 2045

Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipements qui sera mis au point ultérieurement. Nous allons toujours utiliser les mêmes formules pour le calcul des débits, mais seule la dotation va changer car les habitudes de consommation vont changer avec l'évolution de mentalité et les confort que procure l'évolution technologique, nous allons récapituler l'ensemble des débits moyens des différents consommateurs de l'horizon 2045 dans les tableaux suivants

### Chapitre III : évaluation des besoins en eau

**Tableau III.21 : consommations moyennes journalières pour différentes catégories à l'horizon 2045 (commune Mahelma)**

Secteur		Usager	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy}$ (m <sup>3</sup> /j)
<b>Domestique</b>		<b>46439 habitants</b>	<b>200</b>	<b>9287.8</b>
<b>Scolaire</b>	<b>6 écoles primaires</b>	<b>1665 élèves</b>	<b>30</b>	<b>135.87</b>
	<b>3 CEM</b>	<b>1100 élèves</b>	<b>30</b>	
	<b>2 Lycées</b>	<b>864 élèves</b>	<b>30</b>	
	<b>3 CFPA</b>	<b>900 élèves</b>	<b>30</b>	
<b>Sanitaire</b>	<b>2 centres de santé</b>	<b>150 lits</b>	<b>200</b>	<b>86</b>
	<b>Polyclinique</b>	<b>200 lits</b>	<b>200</b>	
	<b>pédiatrie</b>	<b>80 lits</b>	<b>200</b>	
<b>Administratif</b>	<b>Services divers</b>	<b>100 agents</b>	<b>25</b>	<b>2.5</b>
<b>socioculturel</b>	<b>4 mosquées</b>	<b>1600 fidèles</b>	<b>25</b>	<b>101.75</b>
	<b>4 salles de sport</b>	<b>250 abonnées</b>	<b>25</b>	
	<b>1 centre culturel</b>	<b>100 fidèles</b>	<b>25</b>	
	<b>1 maison de jeunes</b>	<b>120 fidèles</b>	<b>25</b>	
	<b>2 stades</b>	<b>5 vestiaires</b>	<b>10000</b>	
<b>commercial</b>	<b>Marché</b>	<b>1000 m<sup>2</sup></b>	<b>5</b>	<b>154.2</b>
	<b>Restaurant</b>	<b>600</b>	<b>30</b>	
	<b>Café</b>	<b>4000</b>	<b>10</b>	
	<b>boulangerie</b>	<b>8</b>	<b>400</b>	
	<b>Douche public</b>	<b>8</b>	<b>10000</b>	
	<b>2 Centres commercial</b>	<b>800 m<sup>2</sup></b>	<b>10</b>	
<b>total</b>			<b>9767.25</b>	

**Tableau III.22 : consommations moyennes journalières pour différentes catégories à l'horizon 2045 (commune Rahmania)**

Secteur		Usager	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy}$ (m <sup>3</sup> /j)
<b>Domestique</b>		<b>16546 habitants</b>	<b>200</b>	<b>3309.2</b>
<b>Scolaire</b>	<b>5 écoles primaires</b>	<b>1400 élèves</b>	<b>30</b>	<b>118.92</b>
	<b>3 CEM</b>	<b>1100 élèves</b>	<b>30</b>	
	<b>2 Lycées</b>	<b>864 élèves</b>	<b>30</b>	
	<b>2 CFPA</b>	<b>600 élèves</b>	<b>30</b>	
<b>Sanitaire</b>	<b>2 centres de</b>	<b>150 lits</b>	<b>200</b>	

### Chapitre III : évaluation des besoins en eau

	santé			86
	Polyclinique	200 lits	200	
	pédiatrie	80 lits	200	
Administratif	Services divers	150 agents	25	3.75
socioculturel	4 mosquées	1600 fidèles	25	70.5
	3 salles de sport	200 abonnées	25	
	1 centre culturel	100 fidèles	25	
	1 maison de jeunes	120 fidèles	25	
	1 stade	2 vestiaires	10000	
commercial	Marché	1000 m <sup>2</sup>	5	154.2
	Restaurant	600	30	
	Café	4000	10	
	boulangerie	8	400	
	Douche public	8	10000	
	2 Centres commercial	800 m <sup>2</sup>	10	
total			3742.57	

#### III.10- Détermination des débits journaliers

Pour le calcul des débits journaliers on utilise les formules (3.2), (3.3), (3.4).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.23- les consommations moyenne, minimale et maximale journalière des communes Mahelma et Rahmania**

commune	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Mahelma	9767.25	0.9	8790.53	1.3	12697.43
Rahmania	3742.57	0.9	3368.31	1.3	4865.34

#### III.11- Détermination des débits horaires

Pour le calcul des débits journaliers on utilise les formules (3.5), (3.6), (3.7), (3.8).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre III : évaluation des besoins en eau

**Tableau III.24 : détermination des débits horaire des communes Mahelma et Rahmania**

commune	$Q_{moy,h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Mahelma	529.06	0.5	0.62	0.31	164.01	1.3	1.14	1.48	783.01
Rahmania	202.72	0.5	0.47	0.24	48.65	1.3	1.23	1.60	324.35

### III.12- Variation horaire du débit pour la commune Mahelma

**Tableau III.25- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Mahelma**

heures	Consommation « % »	Consommation « Q (m <sup>3</sup> /h) »	Consommation cumulé	
			%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	190.46	1.5	190.46
1-2	1.5	190.46	3	380.92
2-3	1.5	190.46	4.5	571.38
3-4	1.5	190.46	6	761.84
4-5	2.5	317.44	8.5	1079.28
5-6	3.5	444.41	12	1523.69
6-7	4.5	571.38	16.5	2095.07
7-8	5.5	698.36	22	2793.43
8-9	6.25	793.59	28.25	3587.02
9-10	6.25	793.59	34.5	4380.61
10-11	6.25	793.59	40.75	5174.20
11-12	6.25	793.59	47	5967.79
12-13	5	634.87	52	6602.66
13-14	5	634.87	57	7237.53
14-15	5.5	698.36	62.5	7935.89
15-16	6	761.85	68.5	8697.74
16-17	6	761.85	74.5	9459.59
17-18	5.5	698.36	80	10157.95
18-19	5	634.87	85	10792.82
19-20	4.5	571.38	89.5	11364.20
20-21	4	507.90	93.5	11872.10
21-22	3	380.92	96.5	12253.02
22-23	2	253.95	98.5	12506.97
23-24	1.5	190.46	100	12697.43

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune de Mahelma est de 793.59 m<sup>3</sup>/h et survient entre 8h et midi

Figure III.6- histogramme de consommation actuel de la commune Mahelma

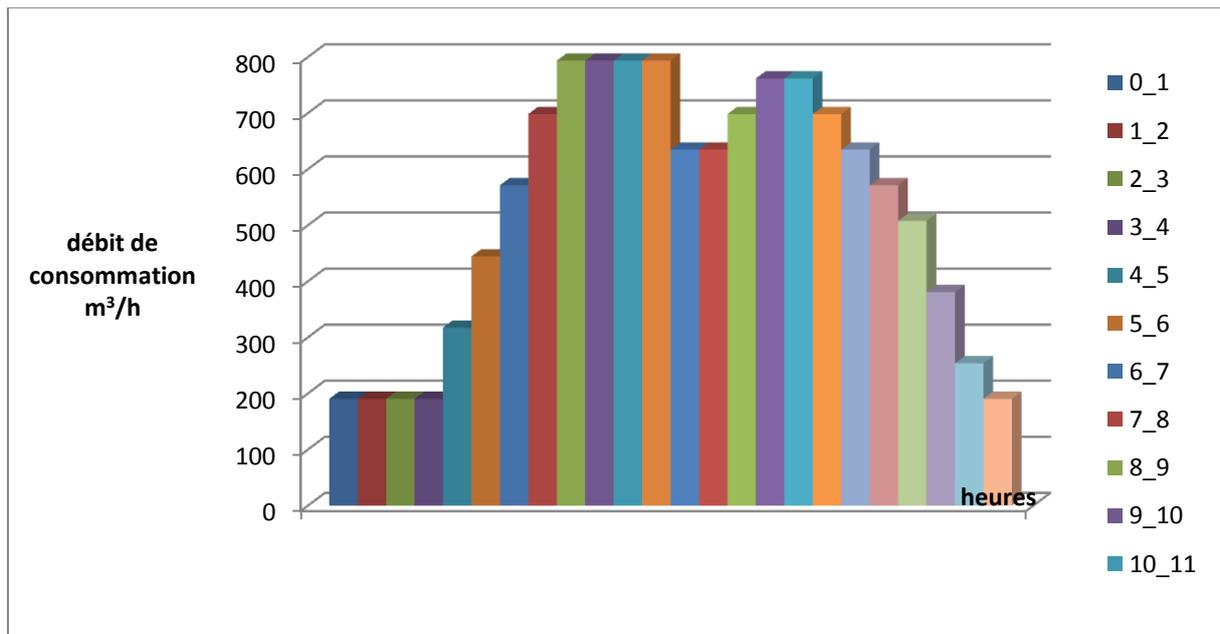
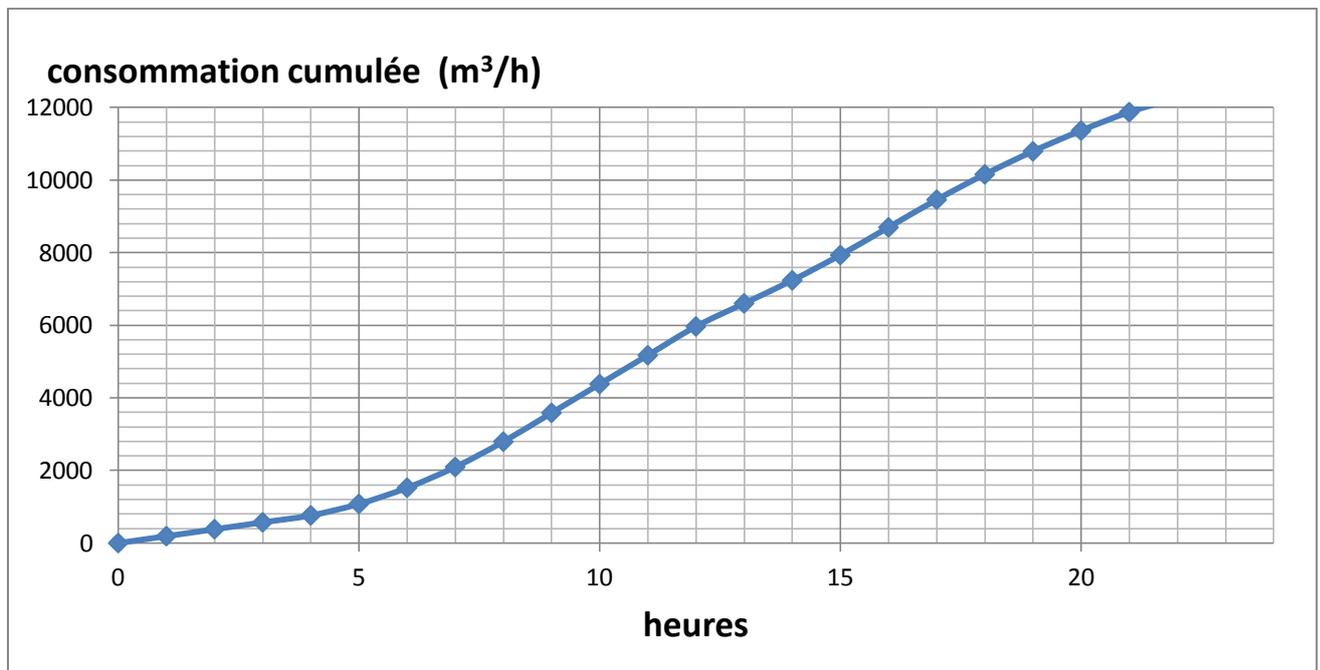


Figure III.7 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Mahelma



### III.13- Variation horaire du débit pour la commune Rahmania

### Chapitre III : évaluation des besoins en eau

**Tableau III.26- répartition horaire du débit maximum journalier pour la commune Rahmania**

heures	Consommation « % »	Consommation « Q (m <sup>3</sup> /h) »	Consommation cumulé	
			%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	72.98	1.5	72.98
1-2	1.5	72.98	3	145.96
2-3	1.5	72.98	4.5	218.94
3-4	1.5	72.98	6	291.92
4-5	2.5	121.63	8.5	413.55
5-6	3.5	170.29	12	583.84
6-7	4.5	218.94	16.5	802.78
7-8	5.5	267.59	22	1070.37
8-9	6.25	304.08	28.25	1374.45
9-10	6.25	304.08	34.5	1678.53
10-11	6.25	304.08	40.75	1982.61
11-12	6.25	304.08	47	2286.69
12-13	5	243.67	52	2530.36
13-14	5	243.67	57	2774.03
14-15	5.5	267.59	62.5	3041.62
15-16	6	291.92	68.5	3333.54
16-17	6	291.92	74.5	3625.46
17-18	5.5	267.59	80	3893.05
18-19	5	243.67	85	4136.72
19-20	4.5	218.94	89.5	4355.66
20-21	4	194.61	93.5	4550.27
21-22	3	145.96	96.5	4696.23
22-23	2	97.31	98.5	4793.54
23-24	1.5	72.98	100	4865.52

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune de Mahelma est de 304.08 m<sup>3</sup>/h et survient entre 8h et midi

Figure III.8- histogramme de consommation actuel de la commune Rahmania

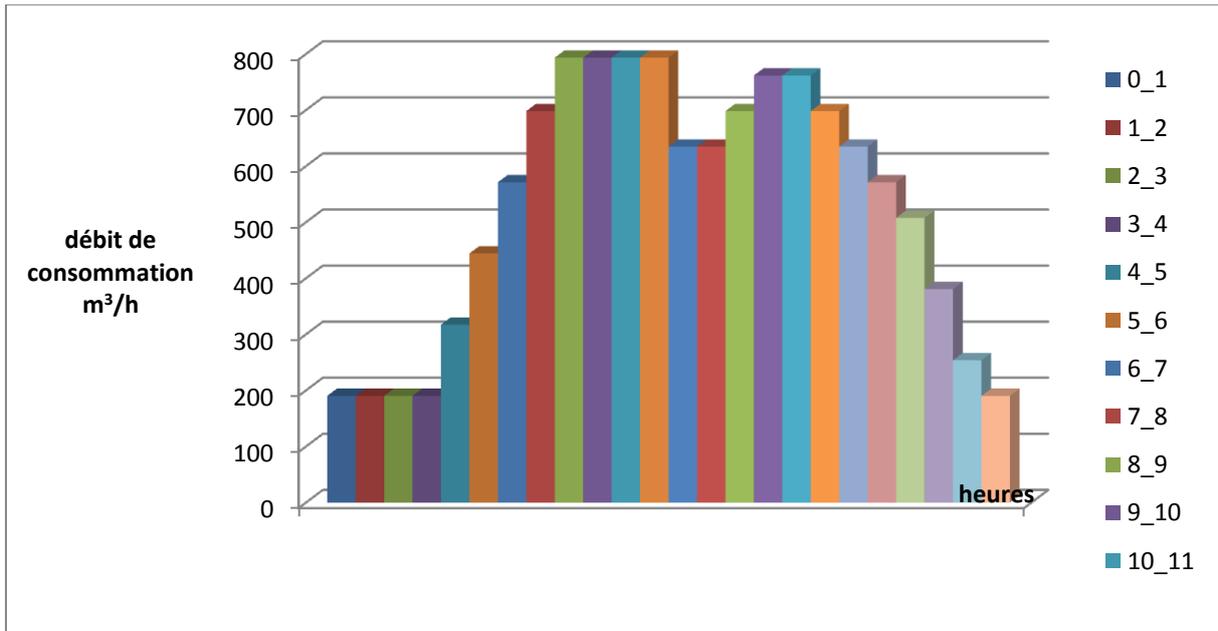
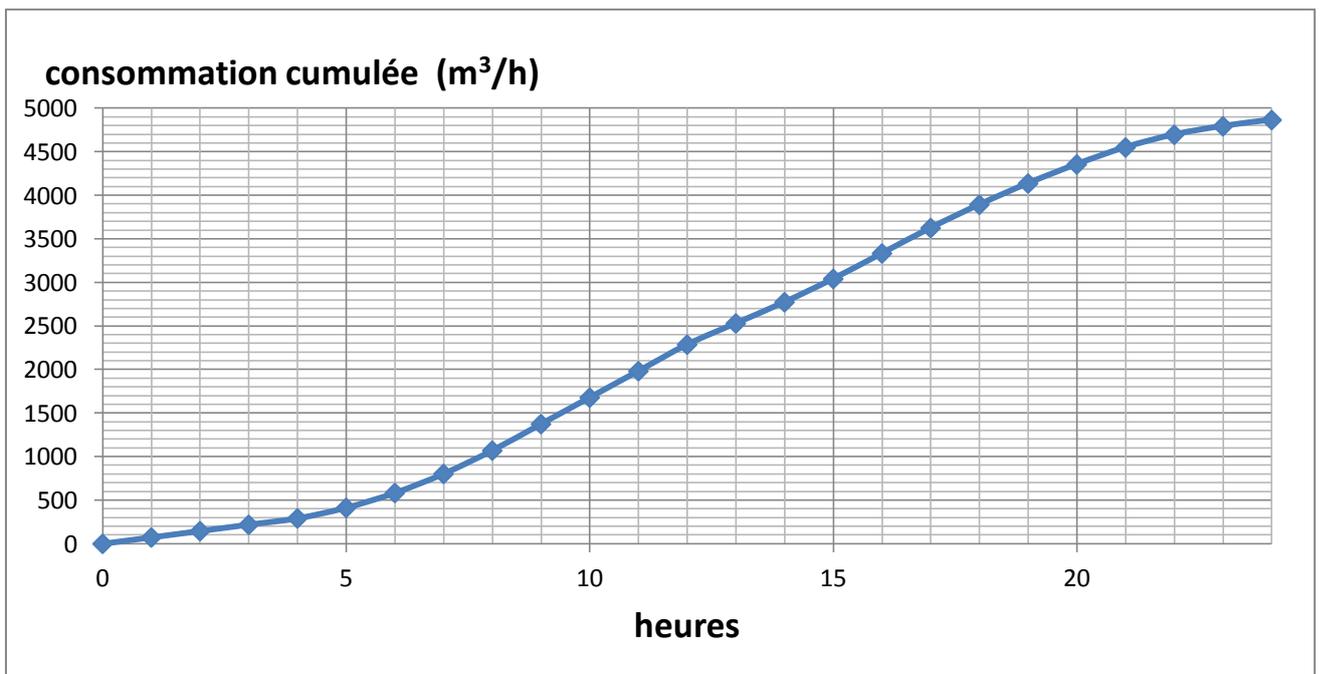


Figure III.9 – courbe intégrale de consommation horaire actuelle de la commune Rahmania



## Chapitre III : évaluation des besoins en eau

---

Tableau III.27 : déficit à combler a l'année 2045

commune	Besoin en eau de l'année 2015 $\text{m}^3/\text{j}$	Production en eau existante $\text{m}^3/\text{j}$	Besoin en eau de l'année 2045 $\text{m}^3/\text{j}$	Déficit $\text{m}^3/\text{j}$
Mahelma	4963.78	6900	12697.43	17486.5
Rahmania	1859.95		4865.34	

Avec :

$$Q_{\text{produit}} = \left( Q_{\text{SP1}} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) + Q_{\text{SP2}} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \right) \times 20 \frac{\text{heures}}{\text{j}} \quad (3.9)$$

### III.14- Conclusion

Le débit fournit par les deux stations de pompage ne pourra satisfaire les besoins en eau de la commune Mahelma d'ici 2045, quelque chose d'évident a cause de la croissance du nombre d'habitant et des infrastructures.

On doit donc prendre en considération un débit déficitaire de  $17486.5 \text{ m}^3/\text{j}$

### IV.0- Introduction

Une conduite d'adduction est importante dans un système d'alimentation en eau potable car elle assure le transport d'eau entre le point de captage et le point d'accumulation (réservoir).

Dans la partie adduction de notre système d'alimentation en potable de la ville de Mahelma, on va opter a projeter une nouvelle conduite qui transporte le débit d'eau nécessaire pour l'alimentation de la ville de Mahelma dans l'horizon 2045 ; au lieu de projeté une conduite additif a l'ancienne transportant le débit déficitaire de notre adduction obtenue par le nouveau calcul des besoins en eau pour l'horizon 2045.

Se fait est justifiée par deux raisons principales :

- ✓ Les fuites engendrée par l'ancienne canalisation d'adduction est la dégradation de la qualité de son matériaux constituant représentent une véritable problématique en terme de qualité d'eau
- ✓ Le cout de réparation et d'exploitation d'une vieille conduite en fonte est élevé, donc la projection d'une nouvelle canalisation est un vrai investissement

### IV.1- Les différents types d'adductions

D'après leur fonctionnement, les canalisations d'amenée (ou adduction) peuvent être classée en deux groupes suivant la charge :

- ✓ Adduction a écoulement gravitaire
- ✓ Adduction a écoulement par refoulement

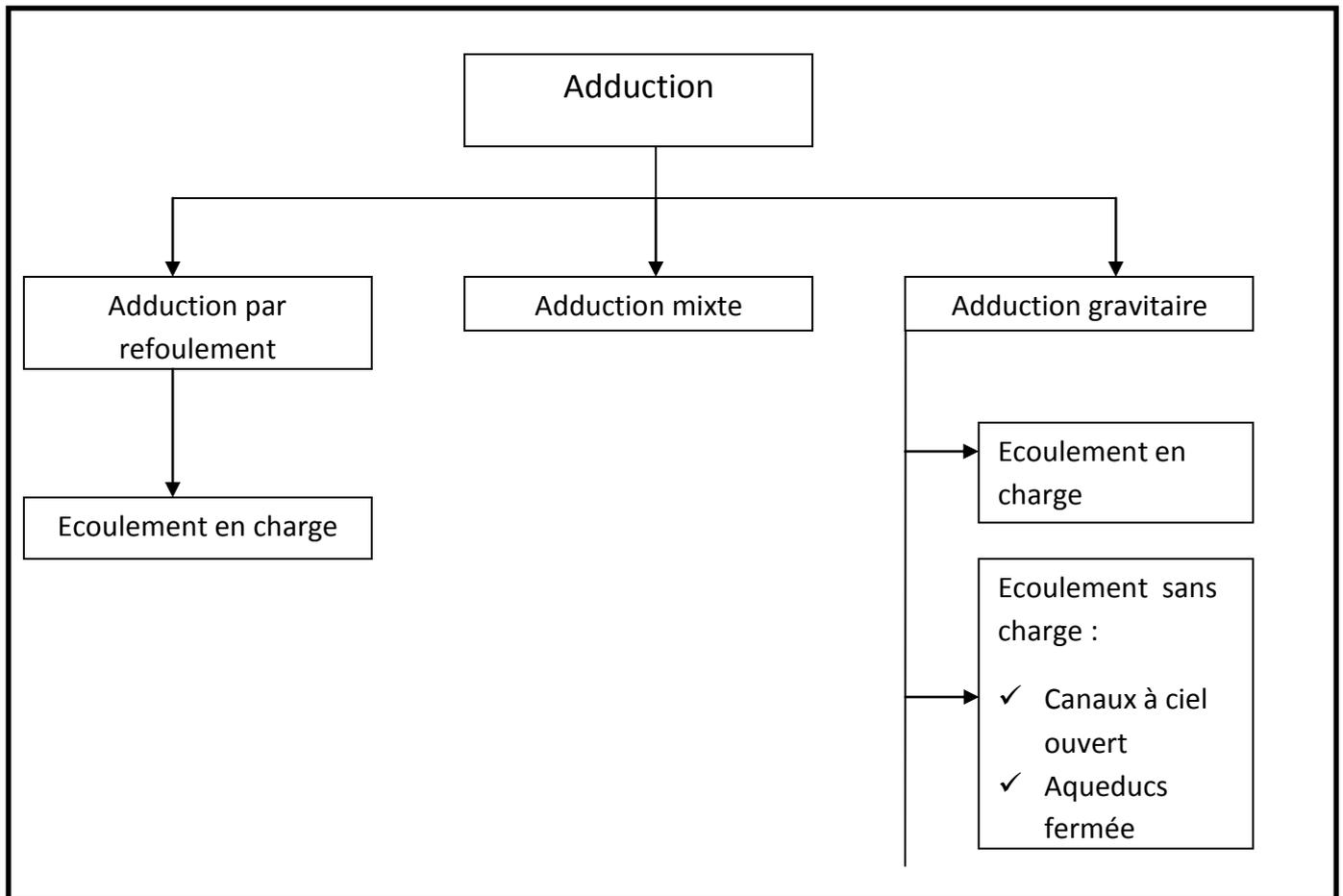


Figure IV.1 : les différents types d'adduction

### IV.1.1- adduction gravitaire

Un écoulement gravitaire est un écoulement qui se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente donc la force de pesanteur).

Dans le cas d'une canalisation gravitaire, la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil

### IV.1.2- adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques, on rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote de terrain naturel inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée

### IV.1.3- adduction mixte

C'est l'adduction ou la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assurée par un réservoir appelée réservoir tampon

**Dans le cas de notre étude l'adduction a projetée est une adduction par refoulement**

### IV.2- les différents types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

#### IV.2.1- écoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires.

On peut le voir dans les canaux de transport sans charge tel que les canaux à ciel ouvert ou bien les aqueducs fermés. Le type d'écoulement (fluvial, torrentiel ou critique) est conditionné par la pente.

#### IV.2.2- écoulement en charge

Un écoulement en charge est un tel qu'indique son nom, c'est un écoulement soumis a une charge qui lui est exercée. Ce type d'écoulement est présent dans que ce soit dans des adductions gravitaire ou en charge

### IV.3- étude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix le choix du tracé le plus économique en terme de longueur ce qui va réduire les frais d'investissement en réduisant la longueur des conduites ; et aussi en terme des frais d'exploitation, car un tracé plus court veut dire moins de pertes de charge, ce fait va nous menée vers une réduction des frais d'exploitation. D'où l'utilité d'étude des variantes afin d'aboutir au tracé le plus économique

### IV.3.1- principe du choix du tracé

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- ✓ Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- ✓ Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- ✓ Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- ✓ Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

### IV.3.2- variantes proposées

#### ✓ Variante 01

Dans cette variante la conduite de refoulement prend son départ à partir du complexe hydraulique « SAHEL », dont on a prévue la projection d'une nouvelle station de pompage afin de pouvoir satisfaire les besoins de notre agglomération dans l'horizon de 2045, jusqu'au réservoir MAHELMA.

Donc récapitulons ce qu'on va faire dans cette variante :

- Projetée une nouvelle station de pompage au niveau du complexe hydraulique « SAHEL »
- Installation de l'adduction selon le tracé montré sur la figure ci-dessous
- Construction d'un nouveau réservoir d'accumulation au niveau de la commune MAHELMA.

**La longueur de la conduite de refoulement est de : 2.38 Km**

#### **Inconvénient**

certains tronçons de l'adduction dans cette variante passent au milieu du centre ville de la commune Mahelma, donc en cas de problème de fuite, ce fait va causer un vrai problème, et aura en plus de son impact technico-économique, un impact social par le dérangement de la

vie ordinaire des villageois , a cause des travaux de réparation qui auront lieu en plein centre ville.



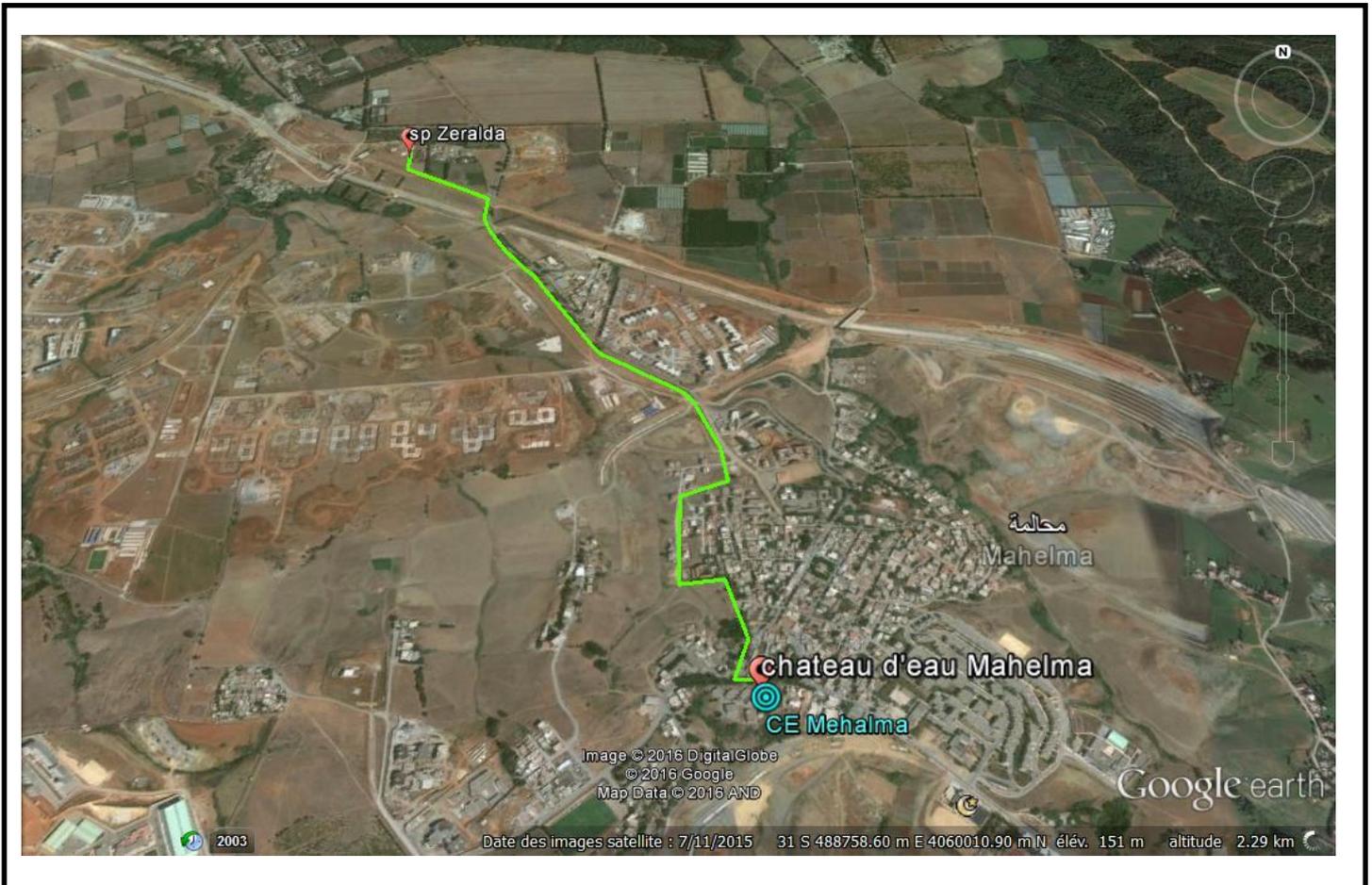
**Figure IV.2 : vue satellitaire de la projection de la 1 ère variante - conduite de refoulement-**

### ✓ Variante 02

comme la variante précédente, la conduite de refoulement prend son départ a partir du complexe hydraulique « SAHEL », dont on a prévenue la projection d'une nouvelle station de pompage, la seule différence entre cette variante et la précédente ce présente dans le tracée de la conduite de refoulement, car dans ce tracée on a fait le choix de contourner le centre ville ce qui est en faveur des villageois en cas d'accident, ou de travaux de réparation d'organe défectueux dans la partie adduction.

**La longueur de la conduite de refoulement est de : 2.50 Km**

**Inconvénient** cette projection est relativement plus longue que la précédente, en la dépassant de 120 m. ce qui signifie une augmentation des frais d'investissement ainsi que ceux d'exploitation.



**Figure IV.3 : vue satellitaire de la projection de la 2 ème variante - conduite de refoulement-**

### IV.3.3- choix de la variante

On va comparer les deux variantes **1** et **2** afin de choisir la variante la plus fiable et la plus économique. On note que la comparaison concerne la partie différente de tracé de ces deux conduites

**Tableau IV.1: Comparaison des variantes.**

<b>Désignation de la variante</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<b>Variante 1</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Longueur plus courte par rapport à la deuxième variante</li><li>✓ Tracé plus direct que la deuxième variante donc moins de pertes de charges et moins de frais d'exploitation</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ La traversée du centre ville de la commune MAHELMA</li></ul>
<b>Variante 2</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Contourne le centre ville de la commune MAHELMA</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>✓ Plus longue que la première variante</li><li>✓ Plus de points de virage par rapport a la 1<sup>ère</sup> variante donc plus de pertes de charges. d'ou l'augmentation des frais d'exploitation.</li></ul>

D'après cette comparaison on voit que la Variante 1 présente moins de contraintes par rapport à la Variante 2, donc la variante N° 1 est la meilleure du point de vue technico-économique. Ce fait va être démontré dans les calculs qui suivent.

### IV.4- choix des matériaux des conduites

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de critères techniques ainsi qu'économiques

- ✓ Sur le plan technique :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance aux charges mobiles
  - adaptation aux terrains de pose
  - bonne étanchéité
  - facilité d'entretien et de mise en service
- ✓ Sur le plan économique :
  - Le prix de fourniture et de transport
  - Disponibilité sur le marché local

#### IV.4.1- tuyaux en acier

L'acier utilisé dans la fabrication des tuyaux et raccords est de l'acier doux soudable

Les tubes sans soudure sont fournis en longueurs courantes de fabrication, soit de 6m à 7.5 m, soit de 7.5 m à 16 m. Les épaisseurs sont variable de 3 à 8 mm pour les tubes étirés sans soudure et pour les diamètres compris entre 40 et 350 mm. Les tuyaux sont essayés à l'usine à des pressions de 6 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150 mm, 5 bars entre 175 et 275 mm et 4 bars entre 300 et 400 mm

Les tubes soudés sont livrés en longueurs fixes comprises entre 6 et 14 m ; leur épaisseur varie de 5 à 9 mm pour les diamètres de 0.350 à 1 m

Les tuyaux en acier non pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des joints présentant une certaine élasticité, l'élasticité du tuyau lui même est suffisante pour se prêter aux efforts divers auxquels les canalisations sont exposé en service. Aussi a-t-on-recours aux joints soudés et aux joints vissés, il existe des assemblages a joints en caoutchouc pour des conduites jusqu'à

250 mm de diamètre , le tuyau en acier ne peut être utilisé tel quel sans l'avoir protégé intérieurement par un email a base de bitume de pétrole de 1 à 2 mm d'épaisseur , selon le diamètre , appliqué soit par centrifugation a chaud exécuté en usine soit par l'intermédiaire d'une couche primaire d'adhérence.

Extérieurement, le revêtement appliqué sera constituée par de la soie de verre noyé dans un bitume de houille et appliqué a chaud sur une couche primaire dont le tube aura été enduit au préalable

Ils sont utilisés surtout pour terrain accidenté, montagneux, de dépression, marécageux, à condition d'être bien protégé ; ils résistent bien aux efforts extérieurs et intérieurs. Ils sont flexibles, le seul inconvénient c'est la corrosion.

Dans le cas de soudage, s'il ya rupture, elle apparait juste aux deux cotés de la soudure (due aux contraintes de traction et aux contraintes annulaires de pression).

Dans le cas de tuyaux obtenus par soudage, il est préférable de faire les soudures en hélice.

### **IV.4.2- tuyaux en béton**

#### **a- Tuyaux en béton armé**

Les tuyaux en béton armé classique sont utilisés pour la canalisation à faibles pressions, soit en écoulement libre, soit pour des pressions de service n'excédant pas 4 bars. Ils sont utilisés pour construire des conduites transportant l'eau potable industrielle ou l'eau usée. L'étanchéité des tuyaux en béton armé est primordiale, on les utilise seulement pour la canalisation d'adduction d'eau si la conduite porte un grand débit.

Le diamètre du tuyau est compris entre 300 et 3200 mm, longueur de 6m en principe. L'épaisseur de paroi est de 50 a 200 mm, elle est déterminer afin de satisfaire d'emploi et surtout aux forces agissantes

Le corps du tuyau en béton armé est formé de granulats sélectionnée avec un dosage de 450 a 550 kg de ciment portland.il comporte une armature constitué de cercles ou de spirales et de génératrice en acier pour béton armé.

En général, les tuyaux de petit diamètre jusqu'à 800 mm sont centrifugés, tandis que les tuyaux de gros diamètre sont coulés debout et la mise en place du béton est facilité par une vibration et coffrage lisses en tôle. En principe les tuyaux sont produits par les usines spécialisées, mais très souvent, on les produit directement sur chantier

#### **b- Tuyaux en béton non armé**

Généralement ils sont utilisés très rarement pour faire une canalisation à écoulement libre. Ils ont le diamètre variant de 100 à 1000 mm et une longueur de 1 m. Pour former la canalisation, les tuyaux sont posés bout a bout, le joint se fait par un collier en béton armé séparé de tuyaux grâce a une enveloppe en bitume. Ensuite la dilatation est remplie de corde bitumineuse et du mortier en ciment. Les tuyaux de drainage sont posés bout a bout sans joint étanche.

### **IV.4.3- tuyaux en amiante-ciment**

Les tuyaux en amiante-ciment sont produits dans les usines. Ils se composent d'un mélange de ciment portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Les fibres d'amiantes jouent le rôle d'armature d'une manière analogue à l'armature métallique d'un tuyau en béton armé. Les tuyaux sont obtenus par enroulement continu sur un

mandrin d'acier poli de couches successives très minces (de l'ordre de 0.2 mm) d'amiante ciment. Les couches sont fortement comprimées les une sur les autres, au fur et à mesure qu'elles s'enroulent, les tuyaux fabriqués sont soumis à l'épreuve de pression jusqu'à 25 bars

### **IV.4.4- tuyaux en matière thermoplastique :**

On définit la matière plastique comme étant une matière qui se déforme sous l'action d'une force extérieure, et conserve ainsi la forme acquise lorsque l'action de la force est interrompue. On distingue quatre catégories de tuyaux fabriqués sur la base de la matière thermoplastique :

- ✓ Tuyau en polychlorure de vinyle non plastifié (P.V.C)
- ✓ Tuyau en polyéthylène basse densité (P.E.B.D)
- ✓ Tuyau en polyéthylène haute densité (P.E.H.D)

#### **a - Tuyau en polychlorure de vinyle non plastifié**

Ce sont des tuyaux opaques et de couleur gris foncée. On fabrique différentes sortes de tuyaux :

- Pour les branchements à la distribution d'eau. Ils ont un diamètre de 16 à 63 mm et une épaisseur de paroi de 1.8 à 7.1 mm pour une pression nominale de 16 à 25 bars, et une température de l'eau de 25 °C
- Les tuyaux destinés pour l'adduction d'eau gravitaire
- Les tuyaux destinés pour l'adduction d'eau par refoulement ; ces deux types de tuyaux ont un diamètre de 63 à 400 mm, une épaisseur de paroi de 4.7 à 12.3 mm. Ils sont destinés pour une pression nominale de 16 à 60 bars, et une température d'eau de 25 °C.

#### **b- Tuyau en polyéthylène basse densité**

Le matériau utilisé se compose de :

- Polyéthylène pur
- Noir de carbone finement dispersé dans une proportion de 2.1 % à 2.5 %. Suivant la pression portée par la conduite ; les tuyaux sont classés en trois séries : 4.6 et 10 bars / diamètre extérieur nominal est de 16 à 200 mm / l'épaisseur est de 2 à 16 mm

#### **c- Tuyau en polyéthylène haute densité**

La matière comporte :

- Le polyéthylène pur
- Le noir de carbone finement dispersé en proportion de 1.8 % à 3.2 %

Il ya 4 séries de tuyaux : 4-6-10 et 16 bars. Diamètre extérieur de 10 à 500 mm, épaisseur de 2 à 45.5 mm. Le repérage du tuyau par couleur se fait comme suit : (4 bars-Bleu ; 6 bars-rouge ; 10 bars-jaune ; 16 bars-vert)

- Après avoir exposé les différents types de canalisations qui existent sur marché, on va opter pour le choix suivant pour notre adduction :

### **Tuyaux en polyéthylène haute densité**

#### **Justification**

On a opté au départ, pour la famille des conduites en matière thermoplastique au lieu de ceux fabriquée en béton, en amiante-ciment ou bien en acier.

Ce choix se justifie par le fait que des conduites en béton sont les plus critique pour la réparation en cas de fuite parmi toute les familles précédentes, même en terme de cout de transport et pose, elles sont les plus chers.

Les conduites en acier sont plutôt pas mauvaises en terme de frais d'achat, de transport ou de pose, même elle assurent de bonnes pressions, mais leurs problème c'est qu'elles présentent le risque de corrosion avec le temps, ce qui va engendré une mauvaise qualité des eaux qu'elles véhiculent et donc mettre la santé de notre consommateur en jeu, ce qui est intolérable

Pour les conduites en amiante-ciment, dès qu'on parle d'amiante on pense a un produit cancérogène, donc il est indiscutable d'utiliser un tel matériau pour notre adduction

Parlant maintenant sur la famille des conduites en matière thermoplastique, elle présente pas mal d'avantages pour séduire notre choix.

#### **Mais que choisir, du PVC, du PEBD, ou bien du PEHD ?**

Au départ on commence par éliminer les conduites en PVC, car elles sont moins flexible que celles fabriqué en PE qu'elles présentent beaucoup plus d'avantages pour presque le même prix d'achat, de transport et de pose.

Ensuite on va opter pour les PEHD vue les fortes pressions qu'elles peuvent supporter par rapport aux conduites en PEBD.

#### **Ci-dessous quelques avantages des tuyaux en PEHD**

- ✓ Flexibilité et facilité de mise en œuvre
- ✓ Fiabilité et durabilité (durée de vie estimée à 50 ans)
- ✓ Etanchéité parfaite grâce aux techniques de soudage
- ✓ Faibles pertes de charge et bonne résistance aux coups de bélier

### **IV.5- calcul hydraulique**

#### **IV.5.1- méthode de calcul**

##### **A- méthode de calcul de diamètre**

### ✓ Cas gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_i = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (3.1)$$

Avec :

$\Delta H_i$  : Perte de charge totale

$K'$  : Coefficient de frottement

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{pdc}$$

$L_{pdc}$  : Longueur équivalente des pertes de charges singulières

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_m = \sqrt{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_i}} \quad (3.2)$$

### ✓ Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par les relations suivantes :

$$\text{Relation de Bonin :} \quad D_{éc} = \sqrt{Q} \quad (3.3)$$

$$\text{Relation de Bresse :} \quad D_{éc} = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (3.4)$$

### Remarque

La formule de Bresse n'est valable que pour des longueurs de conduite inférieure à 1000 m tandis que celle de Bonin est appliquée pour des canalisations dont la longueur dépasse les 1000 m

D'où : dans notre cas la canalisation d'adduction dans les deux variantes est supérieure à 1000 m, donc on applique la relation de Bonin.

On obtient donc un diamètre économique égal à :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.143} = 378.15 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Avec :

$Q$  : Débit d'exploitation ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$$Q_{exp} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) = \frac{Q_{consommation} \left( \frac{\text{m}^3}{\text{j}} \right)}{t \times 3600} = \frac{17486.5}{20 \times 3600} = 0.143 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

**Le calcul technico - économique du diamètre aura lieu pour une gamme de diamètres comprise entre 250 mm et 550 mm**

### B- méthode de calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \quad (3.5)$$

$H_g$  : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et la cote du trop plein du réservoir d'arrivée

$\sum \Delta H$  : Pertes de charge totale

Dans le cas des adductions les pertes de charges singulières sont estimée à 10% des pertes de charge linéaire

$$\sum \Delta H = 1.1 \times \Delta H^{lin} \quad (3.6)$$

$\Delta H^{lin}$  : Pertes de charge linéaire

$$\text{Formule de Darcy-Weisbakh} \quad \Delta H^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (3.7)$$

$g$  : accélération de la pesanteur

$Q$  : débit a refoulé ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$L$  : longueur géométrique (m)

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité (fonction du matériau de la conduite) et du régime d'écoulement.

$$\text{Avec :} \quad \lambda = \left( 1.14 - 0.86 \times \ln \left( \frac{\varepsilon}{D} \right) \right)^{-2} \quad \text{formule de Nikuradzé} \quad (3.8)$$

$$\lambda = \left( -0.86 \times \ln \left( \frac{\varepsilon}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \quad \text{formule de Colebrook} \quad (3.9)$$

### Remarque

Dans les calculs introduisant  $\lambda$ , ce dernier est calculé par la formule (3.8)

Avec :

**Re** : Nombre de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.10)$$

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

**D** : diamètre de la conduite (m)

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

**$\epsilon$**  : Rugosité absolue de la conduite

### C- méthode de calcul des frais d'exploitation de la canalisation d'adduction

#### i. Puissance de pompage

$$P = \frac{g \times \text{Hmt} \times Q}{\eta} \quad (3.11)$$

**P** : puissance absorbé par la pompe (kW)

**g** : accélération de la pesanteur (m<sup>2</sup>/s)

**Hmt** : hauteur manométrique totale (m)

**$\eta$**  : Rendement de la station de pompage (70 %)

#### ii. Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du nombre d'heures de pompage le long d'une année

$$E = P \times t \times 365 \quad (3.12)$$

**E** : Energie consommée pendant une année (kWh)

**P** : puissance de pompage (KW)

**t** : temps de pompage par jour (h)

#### iii. Dépenses annuels de l'énergie

Les dépenses annuel de l'énergie sont le produit du pris unitaire du kWh et de l'énergie consommée par an

$$K = \delta \times E \quad (3.13)$$

**K** : dépenses annuel d'énergie (DA)

**E** : énergie consommée par an (KW)

**$\delta$**  : Prix du KWh (varie 3 fois par jour) -Voir tableau (3.1)-

**Tableau (4.1)- Variation journalière des tarifs de l'énergie-**

Périodes	Horaires	Nombre d'heures	Prix du KWh d'énergie
		(heures)	(Dinars)
Heures pleines	6h-17h	11	1.615
Heures de pointe	17h-21h	4	7.267
Heures creuses	21h-6h	9	0.853

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de **4 h a 24 h**

Le prix moyen du KWh pendant les 20h de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{11 \times 1.615 + 4 \times 7.267 + 5 \times 0.853}{20} = 2.55 \text{ DA}$$

#### iv. Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (3.14)$$

A : frais d'amortissement (DA)

i : taux d'annuité (8%)

n : durée d'amortissement de la conduite, égal à 30 ans

D'où :

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

### D-dimensionnement de l'adduction

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et ceux de fonctionnement.

En effet, en augmentant le diamètre ; les frais d'investissement augmentent avec, tandis que ceux d'exploitation diminuent au cause d'une diminution des pertes de charge. Mais bien sur cela reste valable jusqu'à une certaine limite ; car en la dépassant les vitesses dans la conduite ne seront plus admissibles et ce fait peut engendrer des risques de dépôt en plus des pressions insuffisantes dans la canalisation

Et si on fait l'inverse bien sur, le contraire qui va se produire, les frais d'investissement diminuent tandis que ceux d'exploitation augmentent, dans une certaine plage de diamètres bien sur, car en sortant de cette gamme de diamètres la conduite risque de s'exploser à cause de la surpression qu'elle va subir

#### i. Calcul des frais d'exploitation et d'investissement de la 1 ère variante

##### ➤ Les frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage, ce calcul ce fait pour tout les diamètres de la fourchette obtenue, puisque il est bien entendue que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre

Par les biais des formules (3.5), (3.6), (3.7) et (3.8) on calcul les hauteurs manométrique total qui correspondent a chaque diamètre, les résultats sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.2 – Variation des Hmt en fonction de la variation du diamètre**

$\varnothing$ (mm)	L (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
250	2380	143	2.91	0.0112	46.17	50.79	130	180.79
300	2380	143	2.02	0.0108	17.89	19.68	130	149.68
350	2380	143	1.49	0.0106	8.12	8.932	130	138.932
400	2380	143	1.14	0.0103	4.05	4.46	130	134.46
450	2380	143	0.90	0.0101	2.20	2.42	130	132.42
500	2380	143	0.73	0.0099	1.28	1.41	130	131.41
550	2380	143	0.60	0.0098	0.78	0.86	130	130.86

**Tableau IV.3- Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre**

$\emptyset$ (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance KW	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuel (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
250	143	180.79	362.31	2.55	2644863	6744400.65
300	143	149.679	299.36	2.55	2185328	5572586.40
350	143	138.932	277.86	2.55	2028378	5172363.90
400	143	134.46	268.92	2.55	1963116	5005945.80
450	143	132.42	264.84	2.55	1933332	4929996.60
500	143	131.41	262.82	2.55	1918586	4892394.30
550	143	130.86	261.72	2.55	1910556	4871917.80

### ➤ Les frais d'investissement

#### Pose des canalisations en tranchée

La largeur du fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur de la canalisation augmentée de sur largeurs de 30 cm de part et d'autre de la canalisation pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm).

En cas de venue d'eau, la tranchée devra être maintenue à sec pendant toute l'opération de pose de la canalisation en utilisant une technique appropriée d'épuisement des eaux. Les canalisations seront placées en fond de fouille et reposeront sur un lit de pose constitué de sable propre dont l'épaisseur sera de 10 cm au minimum. L'exécution du remblaiement de la tranchée devra comporter les deux phases suivantes :

- l'enrobage
- le remblayage supérieur.

L'enrobage est constitué du lit de pose, de l'assise (remblai jusqu'au niveau des reins) et du remblai de protection (jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure de 15 cm).

Les matériaux de l'assise et du remblai de protection proviendront en général des déblais des fouilles débarrassés de tous les matériaux susceptibles d'endommager la canalisation par effet de choc ou de tassement tels que les blocs rocheux. Les matériaux néfastes tels que les débris végétaux, les produits gypseux, etc. seront proscrits. Les matériaux doivent être mis en place par couches successives de 7,5 cm et compactés jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure du tube de 15 cm. Le remblai supérieur sera constitué des matériaux provenant des

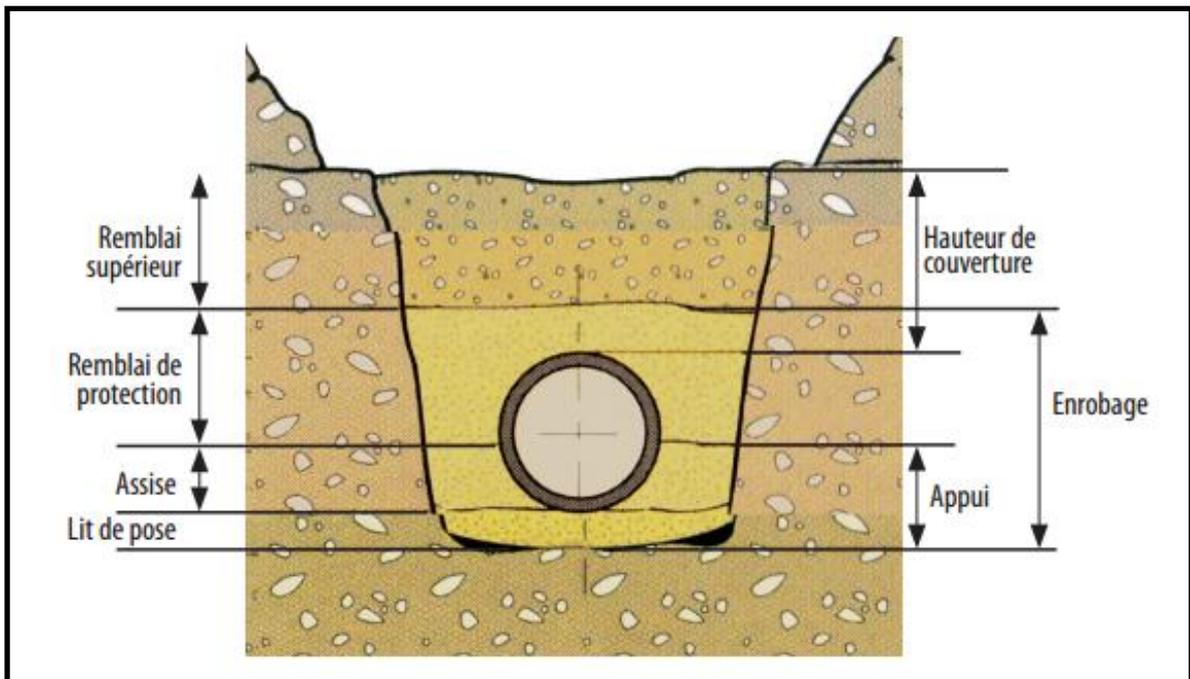
## Chapitre IV : étude d'adduction

déblais de fouilles débarrassés des éléments impropres tels que les débris végétaux et les blocs rocheux.

Les matériaux du remblai supérieur doivent être mis en place par couches compactées de 25 cm d'épaisseur jusqu'au sommet de la tranchée. L'utilisation des engins de compactage lourd n'est autorisée que lorsque la hauteur du remblai au dessus de la génératrice supérieure du tube dépassera 30 cm.

Le remblai supérieur sera mis en place avant ou après les épreuves en pression en fonction du lieu et des impératifs de sécurité.

Les assemblages devront rester dégagés pour permettre leur inspection durant l'exécution des épreuves de pression.



**Figure IV.4 : couches constituant une tranchée**

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.4 –cout de tranché pour une conduite sur 1 mètre linéaire**

$\varnothing$ (mm)	Déblais (m <sup>3</sup> )	Cout déblais (DA)	Remblais (m <sup>3</sup> )	Cout remblais (DA)	Lit de sable (m <sup>3</sup> )	Cout de lit de sable (DA)
250	0.134	53.6	0.210	86.23	0.085	25.39
300	0.161	56.4	0.192	77.11	0.090	26.88
350	0.191	76.4	0.177	71.09	0.095	28.37
400	0.226	90.4	0.161	64.66	0.100	29.87
450	0.264	105.6	0.146	58.64	0.105	31.36
500	0.316	126.4	0.130	52.21	0.110	32.85
550	0.352	140.8	0.115	46.19	0.115	34.35

**Tableau IV.5 –calcul des frais d'excavation et grillage pour 1 mètre linéaire**

$\varnothing$ (mm)	Excavation (m <sup>3</sup> )	Cout excavation (DA)	grillage	Cout du grillage (DA)	Prix excavation + Grillage (DA)
250	0.489	147.12	1	18	165.12
300	0.518	155.84	1	18	173.84
350	0.546	164.26	1	18	182.26
400	0.575	172.99	1	18	190.99
450	0.604	181.71	1	18	199.71
500	0.633	190.44	1	18	208.44
550	0.661	198.86	1	18	216.86

**Tableau IV.6- calcul des frais de pose d'une conduite pour 1 mètre linéaire**

$\varnothing$ (mm)	Cout excavation + Grillage (DA)	Cout de lit de sable (DA)	Cout remblais (DA)	Cout déblais (DA)	Prix de pose (DA)
250	165.12	25.39	86.23	53.6	330.34
300	173.84	26.88	77.11	56.4	334.23
350	182.26	28.37	71.09	76.4	358.12
400	190.99	29.87	64.66	90.4	375.92
450	199.71	31.36	58.64	105.6	395.31
500	208.44	32.85	52.21	126.4	419.90

## Chapitre IV : étude d'adduction

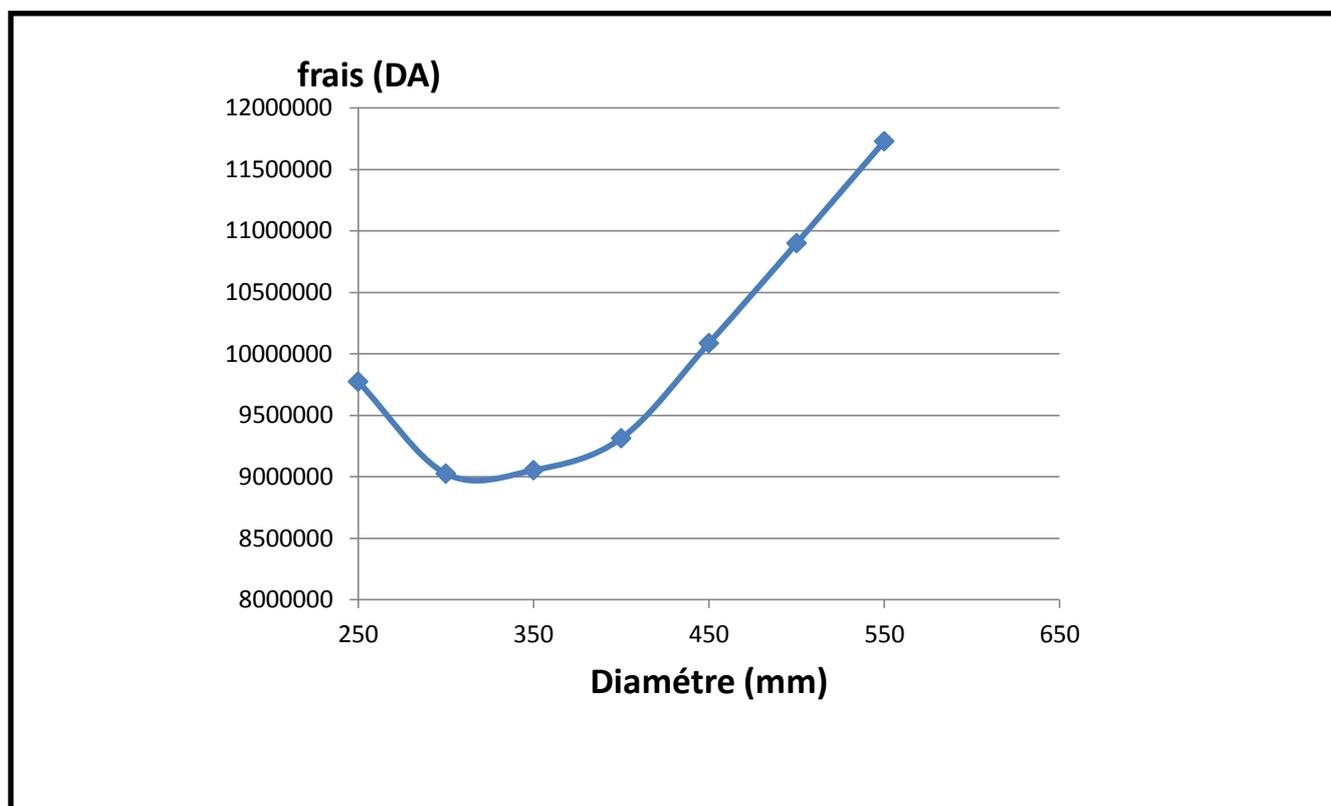
550	216.86	34.35	46.19	140.8	438.20
-----	--------	-------	-------	-------	--------

**Tableau IV.7 –les frais total d'investissement en fonction du diamètre**

Ø (mm)	Prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
250	330.34	14000	2380	34106209.2	0.0888	3028631.377
300	334.23	16000	2380	38875467.4	0.0888	3452141.505
350	358.12	18000	2380	43692325.6	0.0888	3879878.513
400	375.92	20000	2380	48494689.6	0.0888	4306328.436
450	395.31	24000	2380	58060837.8	0.0888	5155802.397
500	419.90	28000	2380	67639362.0	0.0888	6006375.346
550	438.20	32000	2380	77202916.0	0.0888	6855618.941

**Tableau IV.8 – Bilan des frais total (exploitation + investissement)**

Ø (mm)	Exploitations (DA)	Investissements (DA)	Total (DA)
250	6744400.65	3028631.377	9773032.027
300	5572586.40	3452141.505	9024727.905
350	5172363.90	3879878.513	9052242.413
400	5005945.80	4306328.436	9312274.236
450	4929996.60	5155802.397	10085799.00
500	4892394.30	6006375.346	10898769.65
550	4871917.80	6855618.941	11727536.74



**Figure IV.5 : variation des frais d'investissement et d'exploitation en fonction du diamètre**

Pour la 1<sup>ère</sup> variante, l'étude technico-économique nous a menés au résultat suivant :

Le  $\varnothing 300$  est le diamètre le plus adéquat à notre adduction, car il permet de satisfaire nos besoins en terme de Hmt et Q, en plus qu'il est le moins cher pour les frais total (investissement et exploitation)

### ii. Calcul des frais d'exploitation et d'investissement de la 2<sup>ème</sup> variante

#### ➤ Les frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage, ce calcul se fait pour tout les diamètres de la fourchette obtenue, puisque il est bien entendue que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre

Par les biais des formules (3.5), (3.6), (3.7) et (3.8) on calcul les hauteurs manométrique total qui correspondent à chaque diamètre, les résultats sont présentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.9 – Variation des Hmt en fonction de la variation du diamètre**

$\varnothing$ (mm)	L (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
250	2500	143	2.91	0.0112	48.48	53.33	130	183.33

## Chapitre IV : étude d'adduction

300	2500	143	2.02	0.0108	18.78	20.66	130	150.66
350	2500	143	1.49	0.0106	8.53	9.38	130	139.38
400	2500	143	1.14	0.0103	4.25	4.68	130	134.68
450	2500	143	0.90	0.0101	2.31	2.54	130	132.54
500	2500	143	0.73	0.0099	1.34	1.47	130	131.47
550	2500	143	0.60	0.0098	0.82	0.90	130	130.90

**Tableau IV.10 - Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre**

$\emptyset$ (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance KW	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuel (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
250	143	183.33	366.66	2.55	2676618	6825375.9
300	143	150.66	301.32	2.55	2199636	5609071.8
350	143	139.38	278.76	2.55	2034948	5189117.4
400	143	134.68	269.36	2.55	1966328	5014136.4
450	143	132.54	265.08	2.55	1935084	4934464.2
500	143	131.47	262.94	2.55	1919462	4894628.1
550	143	130.90	261.80	2.55	1911140	4873407.0

### ➤ Les frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.11 –cout de tranché pour une conduite sur 1 mètre linéaire**

$\emptyset$ (mm)	Déblais (m <sup>3</sup> )	Cout déblais (DA)	Remblais (m <sup>3</sup> )	Cout remblais (DA)	Lit de sable (m <sup>3</sup> )	Cout de lit de sable (DA)
250	0.134	53.6	0.210	86.23	0.085	25.39
300	0.161	56.4	0.192	77.11	0.090	26.88
350	0.191	76.4	0.177	71.09	0.095	28.37
400	0.226	90.4	0.161	64.66	0.100	29.87
450	0.264	105.6	0.146	58.64	0.105	31.36
500	0.316	126.4	0.130	52.21	0.110	32.85
550	0.352	140.8	0.115	46.19	0.115	34.35

## Chapitre IV : étude d'adduction

**Tableau IV.12 –calcul des frais d'excavation et grillage pour 1 mètre linéaire**

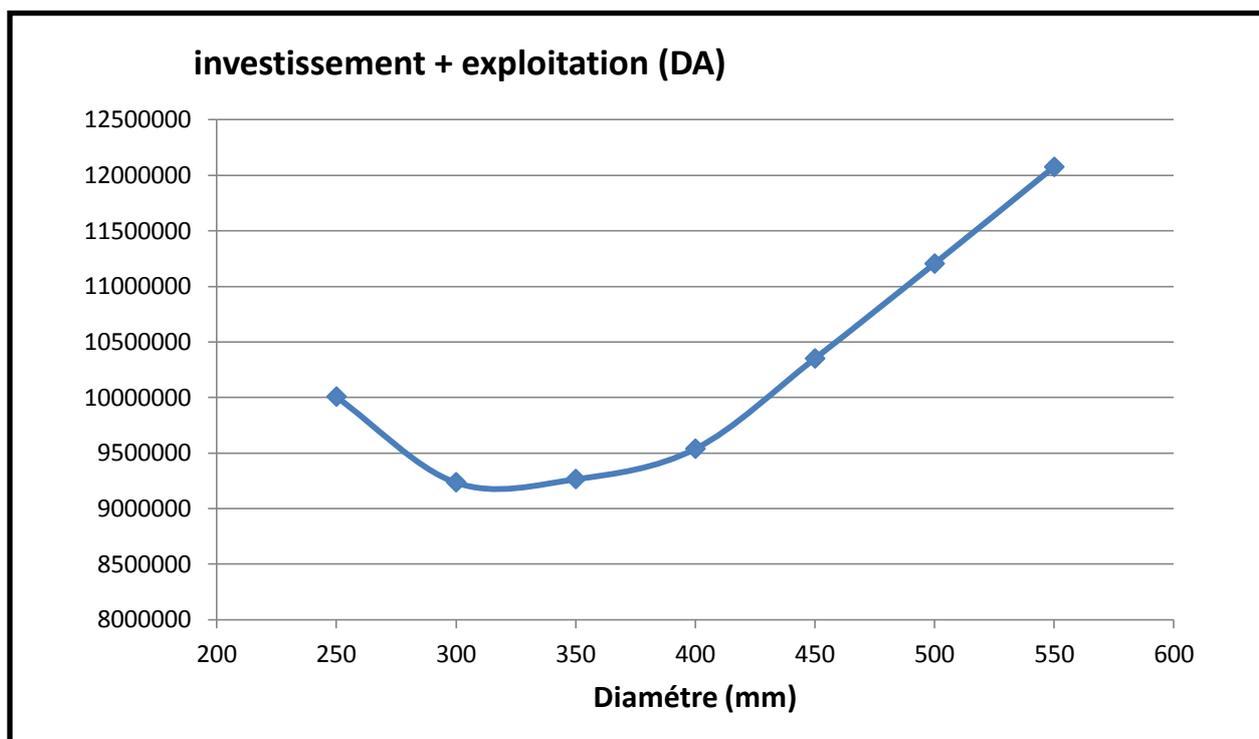
$\varnothing$ (mm)	Excavation (m <sup>3</sup> )	Cout excavation (DA)	grillage	Cout du grillage (DA)	Prix excavation + Grillage (DA)
250	0.489	147.12	1	18	165.12
300	0.518	155.84	1	18	173.84
350	0.546	164.26	1	18	182.26
400	0.575	172.99	1	18	190.99
450	0.604	181.71	1	18	199.71
500	0.633	190.44	1	18	208.44
550	0.661	198.86	1	18	216.86

**Tableau IV.13 –les frais total d'investissement en fonction du diamètre**

$\varnothing$ (mm)	Prix de pose (DA)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
250	330.34	14000	2500	35825850	0.0888	3181335.48
300	334.23	16000	2500	40835575	0.0888	3626199.06
350	358.12	18000	2500	45895300	0.0888	4075502.64
400	375.92	20000	2500	50939800	0.0888	4523454.24
450	395.31	24000	2500	60988275	0.0888	5415758.82
500	419.90	28000	2500	71049750	0.0888	6309217.80
550	438.20	32000	2500	81095500	0.0888	7201280.40

**Tableau IV.14 – Bilan des frais total (exploitation + investissement)**

$\varnothing$ (mm)	Exploitations (DA)	Investissements (DA)	Total (DA)
250	6825375.9	3181335.48	10006711.38
300	5609071.8	3626199.06	9235270.86
350	5189117.4	4075502.64	9264620.04
400	5014136.4	4523454.24	9537590.64
450	4934464.2	5415758.82	10350223.02
500	4894628.1	6309217.80	11203845.90
550	4873407.0	7201280.40	12074687.40



**Figure 4.6 : Courbe de variation des frais en fonction du diamètre**

Pour la 2<sup>ème</sup> variante, l'étude technico-économique nous a menés au résultat suivant :

Le  $\varnothing 300$  est le diamètre le plus adéquat à notre adduction, car il permet de satisfaire nos besoins en terme de Hmt et Q, en plus qu'il est le moins cher pour les frais total (investissement et exploitation) par rapport aux autres diamètres de cette variante, mais la longueur supplémentaire de 120 m va avoir un impact sur le cout total du projet, estimé à **174057.555 DA** parlant d'investissement ce qui représente **5.04 %** de la valeur d'investissement, et **36485.4 DA/an** lors de son exploitation donc **0.65%** de la valeur annuel d'exploitation

### IV.6- Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu choisir le tracée d'adduction qui nous est le plus adéquat parmi les deux variantes proposé, tout en tenant compte de l'étude technico économique effectuer et le choix du tracée le moins cher du point de vue investissement et exploitation, cette étude nous a mener au  $\varnothing 300$  comme étant le diamètre le plus économique

Nous avons aussi fait le choix du matériau constituant la conduite d'adduction tout en tenant compte des choix offert sur marché et les propriété du terrain de projet, le choix le plus adéquat est le PEHD.

### V.1- Introduction

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la nouvelle station de pompage projetées le long de l'adduction et du réseau de distribution

### V.2- une pompe

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique.

### V.3- couplage des pompes

Lorsqu'une pompe ne peut fournir l'énergie nécessaire pour refouler l'eau d'un point « A » a un point « B », bien sur le point « B » a une énergie plus élevée que celle du point « A » (plus élevée donc l'énergie potentiel est plus grande). la différence d'énergie entre les deux points est connue sous le nom de Hauteur Manométrique Total.

Lorsqu'une pompe ne peut fournir l'énergie nécessaire, on opte a utiliser plusieurs pompes en même temps. Ce fait s'appelle couplage des pompes

On peut distinguée deux types de couplage des pompes :

- ✓ **Couplage des pompes en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévations des pompes, par exemple si la hauteur manométrique total d'une pompe est de 10 m c'est-à-dire qu'elle peut faire remonté un volume d'eau dans une unité de temps jusqu'à une hauteur de 10 m , tenant compte de toutes les forces appliquée a ce volume d'eau (gravité + frottement des canalisations due aux rugosités). En ajoutant une pompe identique a celle-ci en aval ou en amont (les placée en série), les deux pourront remonter l'eau a une hauteur de 20 m
- ✓ **Couplage des pompes en parallèle** : ce type de couplage vise à augmenter le volume d'eau surélevée dans une unité de temps, comme dans l'exemple précédemment citée ; on ajoute la deuxième pompe en parallèle a la première, la hauteur d'élévation restera toujours 10 m ; mais c'est plutôt le volume d'eau élevée a cette hauteur dans une unité de temps qui va être plus grand.

### V.4- critères de choix du type de pompe

Dans n'importe quel domaine d'ingénierie, un choix n'est jamais fait de façon arbitraire, mais se base plutôt sur des critères qui viennent soutenir notre choix. Et bien sur cette étude ne va pas faire l'exception.

Les critères selon lesquels on va choisir le type de pompes adéquat sont les suivants :

- ✓ La pompe doit assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur Hmt
- ✓ Meilleur rendement
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation
- ✓ Assurer le moins d'encombrement, et choisir les pompes les plus légères

## Chapitre V: étude du pompage

- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée
- ✓ Puissance absorbée minimale

### V.5- choix du nombre de pompes

Si une seule pompe ne satisfait pas nos besoins, on doit donc opter a rajouter d'autres en couplage avec la première.

Mais a base de quoi je vais dire combien de pompe va être installé.les critères de choix sont les suivantes :

- ✓ Nombre de pompes minimal
- ✓ Meilleur rendement
- ✓ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale
- ✓ Nombre d'étages minimal
- ✓ Puissance absorbée minimale

Tableau V.1 : caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

Nombre de pompes	Q <sub>appelé</sub> (l/s)	Hmt (m)	$\eta$ (%)	V (tr/min)	Nb étages	P <sub>abs</sub> (Kw)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Référence de la pompe
1	143	150.66	-	-	-	-	-	-
2	71.5	150.66	77.4	1750	5	200	3.18	PM150/5E
3	47.67	150.66	76.5	3500	2	110	5.91	PM100/2C
4	35.75	150.66	76.1	3500	3	75	4.09	PM100/2D
5	28.6	150.66	74.6	3500	3	75	3.84	PM100/2D

**Choix : On opte pour la variante de 2 pompes.**

### Justification

Le nombre maximum de critères sur lesquels se base le choix du nombre pompes constituant l'installation de pompage est satisfait par la variante de deux pompes, qui présente en plus du nombre minimum de pompes, un meilleur rendement et le NPSH<sub>r</sub> le plus petit parmi les 4 variantes possible

### V.6- Courbes caractéristique des pompes

Les courbes qui caractérisent une pompe sont de quatre :

- ✓ La courbe de la hauteur d'élévation en fonction du débit (H-Q)
- ✓ La courbe de la puissance absorbée en fonction du débit (P<sub>abs</sub>-Q)
- ✓ La courbe du rendement en fonction du débit ( $\eta$ -Q)
- ✓ La courbe de (NPSH<sub>r</sub>) en fonction du débit (NPSH<sub>r</sub>-Q)

## Chapitre V: étude du pompage

Les courbes caractéristique de nos pompes sont donnée par le constructeur (Caprari) et représentée sur la figure ci-dessous :

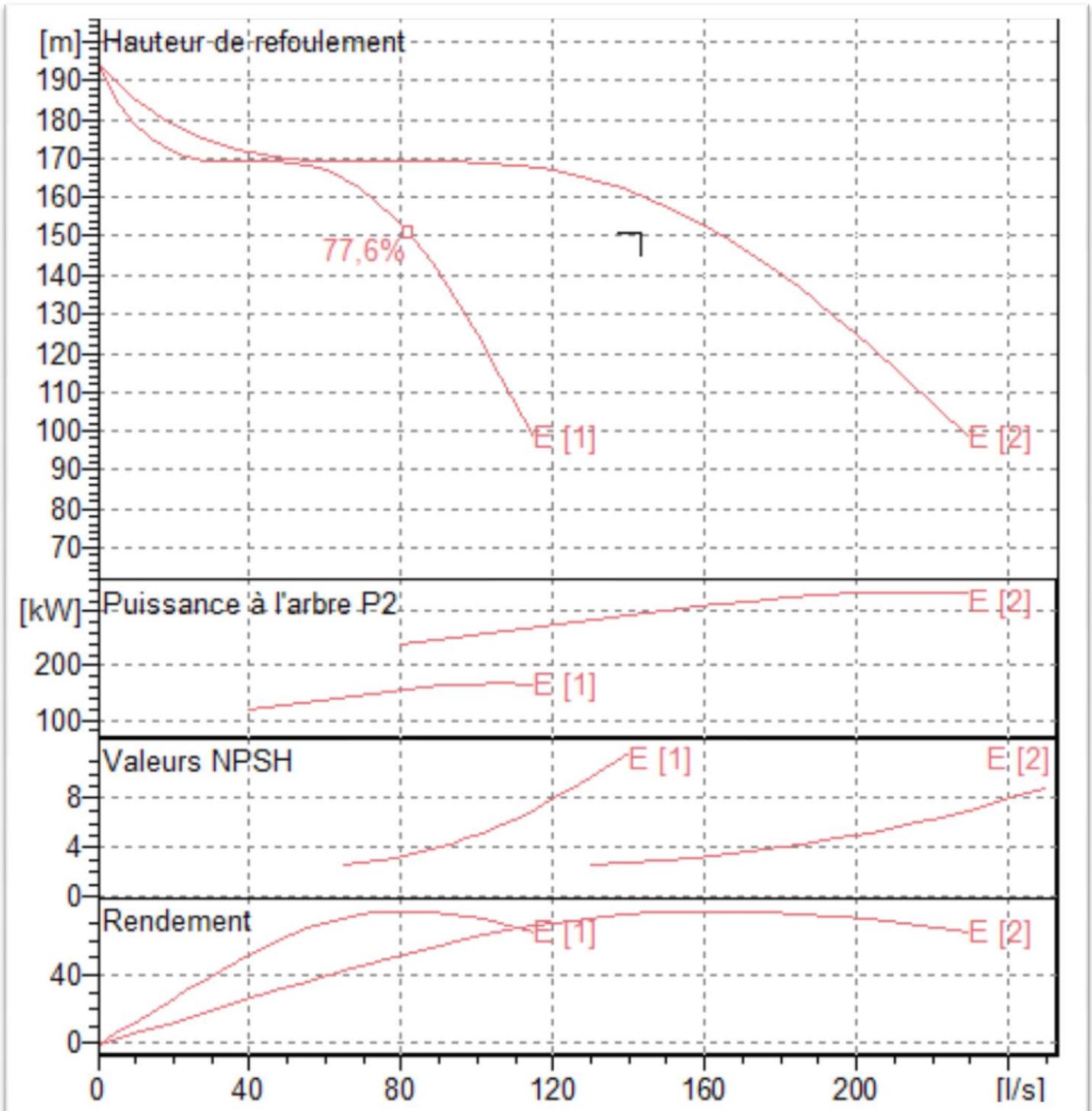


Figure V.1 : les courbes caractéristique de la pompe du type PM150/5E

### V.7- Point de fonctionnement d'une pompe

Déterminer le point de fonctionnement d'une pompe, revient à dire, déterminer toutes les informations nécessaires pour une bonne installation et calage. Avoir un meilleur rendement ainsi qu'une longue durée de vie.

#### V.7.1- Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite. (m)

$H_g$  : Hauteur géométrique. (m)

$$\Delta h_t = 1.1 \times \Delta h_{lin}$$

$\Delta h_{lin}$  : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{éc}^5} = 919.01 \times Q^2$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

$L_{ref}$  : Longueur de la conduite de refoulement (m)

$Q$  : Débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

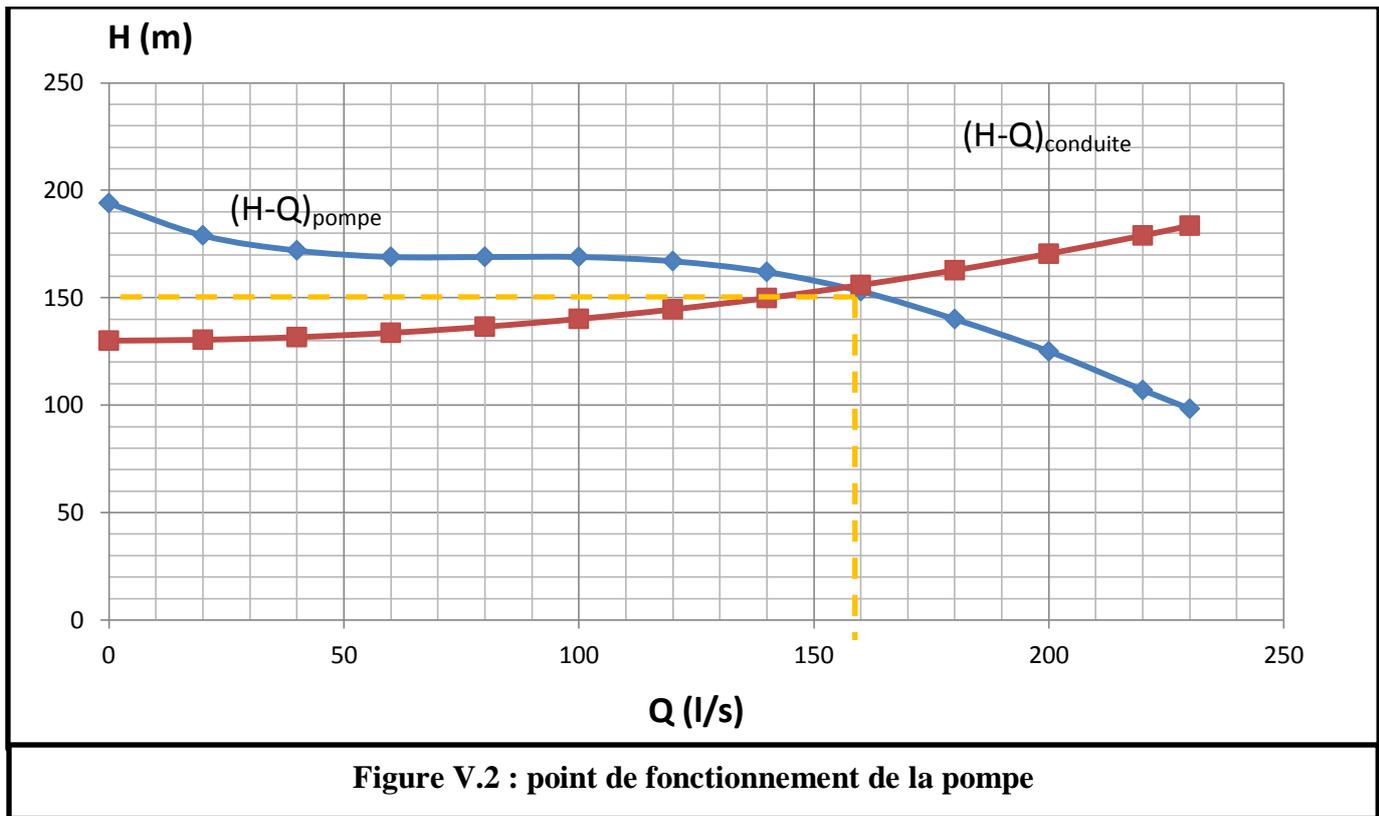
$D_{éc}$  : Diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

## Chapitre V: étude du pompage

**Tableau V.2 : variation des pertes de charge de la conduite de refoulement en fonction du débit total**

N <sup>o</sup>	Q (l/s)	2Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>éco</sub> (mm)	λ	Δh <sup>lin</sup> (m)	Δh <sup>tot</sup> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	130	2500	300	0.0108	0	0	130
2	10	20	130	2500	300	0.0108	0.37	0.41	130.41
3	20	40	130	2500	300	0.0108	1.47	1.62	131.62
4	30	60	130	2500	300	0.0108	3.31	3.64	133.64
5	40	80	130	2500	300	0.0108	5.88	6.47	136.47
6	50	100	130	2500	300	0.0108	9.19	10.11	140.11
7	60	120	130	2500	300	0.0108	13.23	14.55	144.55
8	70	140	130	2500	300	0.0108	18.01	19.81	149.81
9	80	160	130	2500	300	0.0108	23.53	25.88	155.88
10	90	180	130	2500	300	0.0108	29.78	32.76	162.76
11	100	200	130	2500	300	0.0108	36.76	40.44	170.44
12	110	220	130	2500	300	0.0108	44.48	48.93	178.93
13	115	230	130	2500	300	0.0108	48.61	53.48	183.48

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnée sur la figure suivante :



Donc :  $Q_{pf} = 159 \frac{l}{s}$  ,  $H_{pf} = 155 m$

On remarque que le débit de point de fonctionnement est supérieur au débit appelée, pareil pour la Hmt appelée qui est inférieur à celle du point de fonctionnement.

On procède donc par les modes de réglage

### V.7.2- Modes de réglage : (nb : $Q_{disponible} = Q_{point\ de\ fonctionnement}$ )

Selon le débit demandé ou appelée, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

**i.  $Q_{disponible} > Q_{appelée}$**

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- a- Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est-à-dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- b- Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst,après\ vannage} = \eta_{inst,avant\ vannage} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v}$$

$\eta_{inst,avant\ vannage}$  : Rendement de l'installation avant vannage (%)

$H_{app}$  : Hauteur manométrique appelée (m)

$h_v$  : Différence entre  $H'$  et la hauteur appelée

$$h_v = H' - H_{app}$$

$H'$  : hauteur correspondante à la projection du débit appelée sur la courbe caractéristique de la pompe de la pompe ( $H-Q$ )<sub>R</sub>

### **c- Augmentation des pertes de charge dans la conduite de refoulement**

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes ...)

### **d- Diminution du temps de pompage**

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t$$

$t$  : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

$t'$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

$Q_{pf}$  : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h)

**e- Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

**f- Rognage** : c'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

Le rendement du rognage est le suivant :

$Q_{app}$  : débit appelée par la pompe

$Q$  : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{Hmt}{Hmt'} = \lambda^2 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) on obtient :

$$Hmt = \frac{Hmt'}{q} \times Q$$

Avec :

$q$  : Débit appelée par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

$Q$  : Débit du point de fonctionnement (m<sup>3</sup>/s)

**Hmt** : Hauteur manométrique total au point de fonctionnement (m)

**Hmt'** : Hauteur manométrique total appelée par la pompe (m)

C'est une équation d'une droite sous la forme :

$$Hmt = a \times Q$$

En outre :

$$\frac{Q}{q} = \left(\frac{D}{d}\right)^2 \quad \text{d'ou} \quad D = d \times \sqrt{\frac{q}{Q}}$$

Avec :

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

d : diamètre de la roue a rogner (mm)

Avec :

$$\left(\frac{d}{D}\right)^2 = \frac{1}{m^2}$$

$$R(\%) = (1 - m) \times 100$$

Avec :

**m** : coefficient de rognage

Il faut que R soit inférieur a 15% pour que cette solution soit bonne. Sinon, dans le cas échéant il faut opter pour une autre solution.

ii.  $Q_{\text{disponible}} < Q_{\text{appelée}}$

- a. Qualitatif : Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe
- b. Changement de type de pompe

**Remarque :**

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute du rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

### V.8- Description de la pompe PM150/5E

Cette pompe est une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal, ces roues et diffuseur et corps d'aspiration qui est a bouche orientable, roulement et corps d'étage sont en fonte

Son corps de refoulement est avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut

Son arbre en acier inoxydable est entièrement protégé par une douille en acier aussi inoxydable (double palier) avec une hauteur normalisé (UNI 2946)

## Chapitre V: étude du pompage

Les roulements à bille sont largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens

Sa garniture à tresse est réglable a faible coefficient de frottement

### V.9- Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale
- Tension d'alimentation

On choisit les moteurs adéquat a partir du logiciel du constructeur Caprari et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

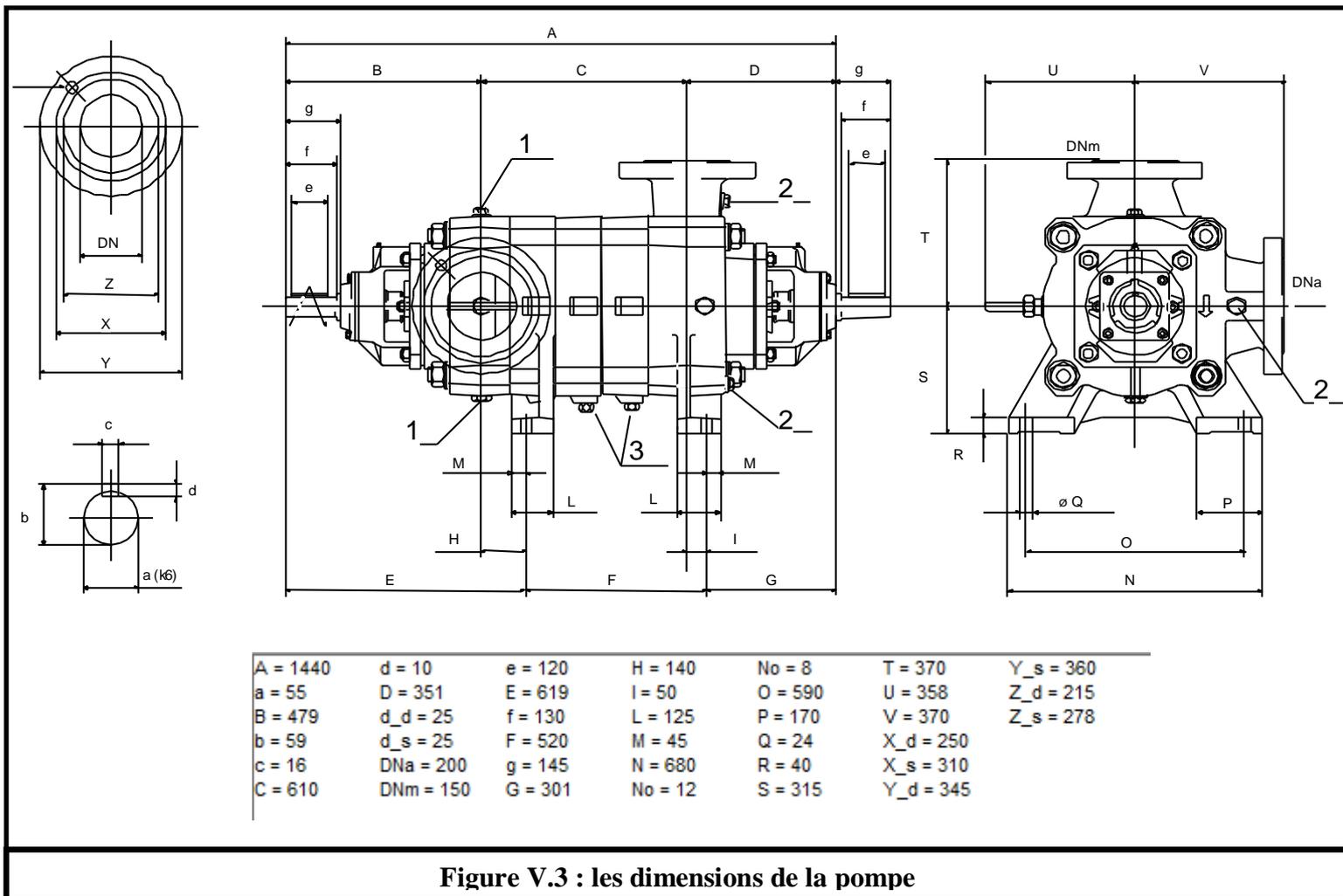
### Caractéristiques du moteur :

- Fréquence : 50 Hz
- Tension nominale : 400 v
- Vitesse nominale : 1490 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominale : 160 Kw
- Courent nominal : A
- Type de moteur : 3~
- Degré de protection : IP55

**Tableau V.3 : combinaison des matériaux des différents organes constituant la pompe**

Pièce	Matériau
Corps de la pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulement a bille	Acier
Presse étoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphité

## Chapitre V: étude du pompage



**Figure V.3 : les dimensions de la pompe**

**Tableau V.4 : données technique et caractéristique de la pompe PM150/5E**

<b>Q</b>	<b>78.22 l/s</b>
<b>H</b>	<b>155 m</b>
<b>Nombre de pole</b>	<b>4</b>
<b>Fréquence</b>	<b>60 Hz</b>
<b>Monophasé/triphasé</b>	<b>3~</b>
<b>Puissance moteur</b>	<b>200 Kw</b>
<b>Tension</b>	<b>460 v</b>
<b>Diamètre refoulement</b>	<b>DN 150</b>
<b>Raccord d'aspiration</b>	<b>DN 200</b>

### V.10- Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste a l'entrée de la pompe en fonctionnement, ce fait ce produit a une température constante, la pression absolue est inférieur ou égale a la tension de vapeur saturante.

La condition suivante doit être vérifiée :

$$NPSH_r < NPSH_d$$

$NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

$NPSH_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$NPSH_d = NPSH_r + r$$

$r$  : marge de sécurité.  $r = 0.3 \sim 0.5 m$

Pour une pompe donnée fonctionnant a une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, l'installation est en charge, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_{at}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = NPSH_r + 0.5$$

Donc :

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - NPSH_r - 0.5$$

Avec :

$v_{asp}$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s)

$$V_{asp} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2}$$

$P_{at}$  : Pression atmosphérique (m.c.e)

$T_v = \frac{P_v}{\omega}$  : Tension de vapeur d'eau (m.c.e)

**Tableau V.5 : variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température**

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
$T_v$ (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

## Chapitre V: étude du pompage

---

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20 °c

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration

$$\Delta h_{asp} = (1.10 - 1.15) \times \Delta h_{asp}^{lin}$$

$D_a$  : Diamètre de la conduite d'aspiration

**Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :**

Nous avons :

$$\text{NPSH}_d = \text{NPSH}_r + 0.5$$

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{asp}^{adm} = \text{NPSH}_r + 0.5$$

D'où :

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - \text{NPSH}_r - 0.5$$

**A.N :**

$$\bullet \sum h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{asp} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{asp}^5}$$

**A.N :**

La longueur d'aspiration :  $L_{asp} = 10 \text{ m}$

$$\varepsilon (\text{fonte}) = 0.122 \text{ mm}$$

$$D_a = (1.2 \sim 1.5) \times D_{raccord \text{ d'aspiration}} = 1.35 \times 200 = 270 \text{ mm}$$

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{\varepsilon}{D_a}\right))^{-2} = (1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{0.122}{270}\right))^{-2} = 0.017 \quad \sum h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times 0.018 \times 10 \times 0.143^2}{3.14^2 \times 9.81 \times 0.2^5} = 0.90 \text{ m}$$

$$\sum h_{asp} = 1.15 \times \sum h_{asp}^{lin} = 1.15 \times 0.90 = 1.035 \text{ m}$$

- $V_{asp} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D_a^2}$

A.N :  $V_{asp} = \frac{4 \times 0.143}{3.14 \times 0.27^2} = 2.5 \text{ m/s}$

Donc : (pour une température de l'eau  $T = 20^\circ \text{C}$ )

$$h_{asp}^{adm} = \frac{10^5}{10^3 \times 9.81} - 0.24 - 0.95 - \frac{2.5}{2 \times 9.81} - 3.18 - 0.5 = 5.19 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} NPSH_d &= \frac{P_{at}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{asp}^{adm} \\ &= 10.19 - 0.24 - 1.035 - 0.13 - 5.19 = 3.595 \text{ m} \end{aligned}$$

$$NPSH_r = 3.18 < NPSH_d = 3.595$$

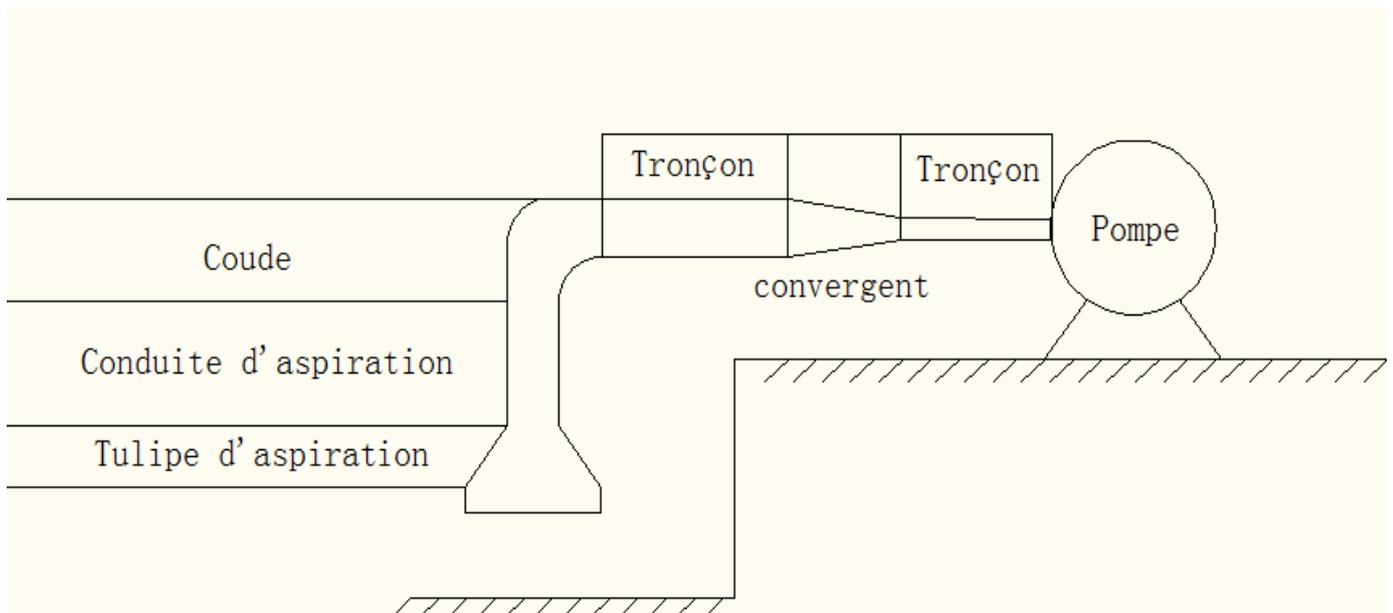
Condition de non cavitation vérifié, donc notre pompe ne risque rien de ce coté.

La cote d'aspiration

$$\nabla_{asp} = \nabla_{pbe} + h_{asp}^{adm} + 0.1 = 100 + 5.19 + 0.1 = 105.29 \text{ m}$$

### V.11- Conduite d'aspiration

Le nombre de conduites d'aspiration est égal au nombre des pompes installées, et la matière de construction des ces conduites c'est l'acier.



**Figure V.4 : Schéma des équipements en amont de la pompe**

### V.12- Conduite de refoulement

Ces conduites en charge sont destinées à transporter l'eau à partir de la station de pompage jusqu'au réservoir de stockage. Tenant compte des critères suivant :

- ✓ L'investissement : le nombre de collecteurs de refoulement dépend de l'étude technico-économique. Cette étude est basée principalement sur la longueur de refoulement et le nombre d'accessoires.
- ✓ Type de matériaux et le nombre de pompes installées (les diamètres doivent être calculés par une étude technico-économique)

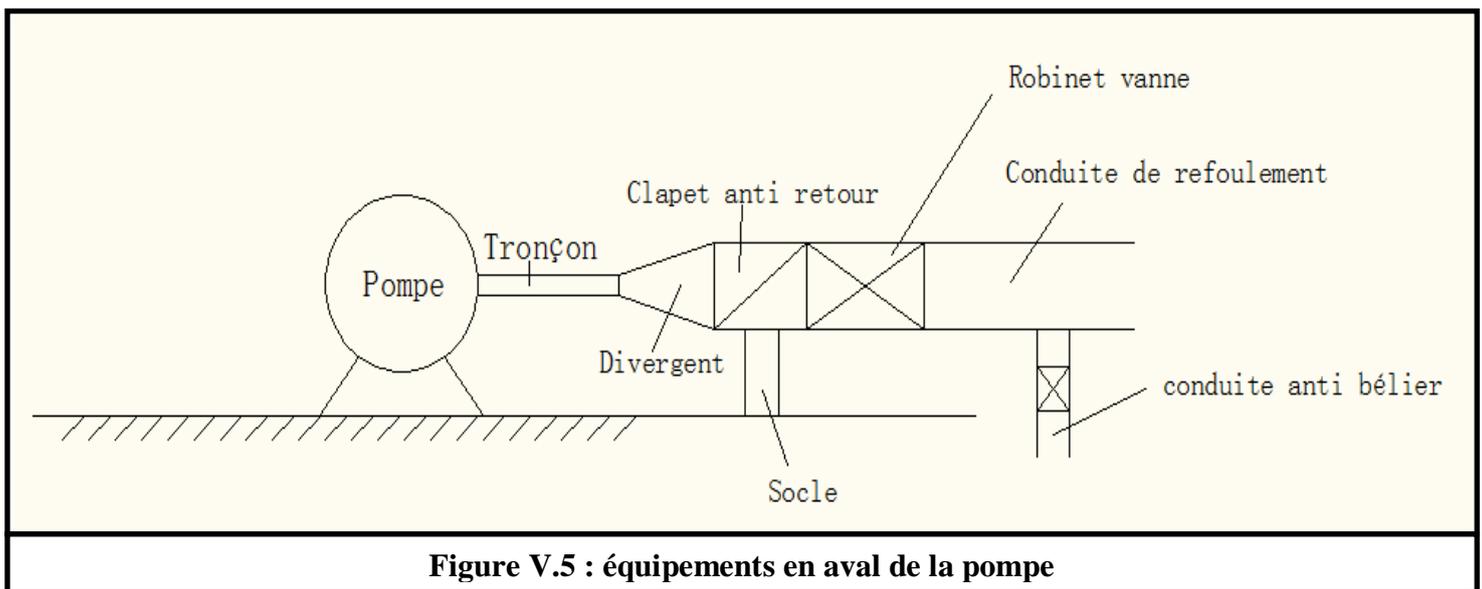


Figure V.5 : équipements en aval de la pompe

### V.13- Rendement de la station de pompage

Le rendement d'une station de pompage est lié à plusieurs paramètres tels que : le mode d'accouplement, le moteur électrique, la pompe choisie, et le rendement du réseau électrique.

Ces paramètres peuvent être récapitulés par la formule suivante :

$$\eta_{SP} = \eta_{pompe} \times \eta_{moteur\ elec} \times \eta_{accoup}$$

Avec :

$\eta_{SP}$  : Rendement de la station de pompage

$\eta_{pompe}$  : Rendement de la pompe choisie =0.792

$\eta_{moteur\ elec}$  : Rendement du moteur électrique =0.95

$\eta_{accoup}$  : Rendement d'accouplement =0.7

D'où :  $\eta_{SP} = 0.792 \times 0.95 \times 0.7 = 0.53 = 53 \%$

### V.14- Bâtiment de la station de pompage

#### V.14.1- Type des bâtiments des stations de pompage

Il ya plusieurs types de bâtiments des stations de pompage, parmi lesquelles on cite :

- ✓ Bâtiment type surface
- ✓ Bâtiment type bloc
- ✓ Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- ✓ Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- ✓ Bâtiment type puits bloc
- ✓ Bâtiment type bache sèche
- ✓ Bâtiment type puits bache sèche

#### Remarque

Le type de bâtiment le plus répandue en Algérie est le bâtiment type surface

#### V.14.2- Construction du bâtiment

La construction du bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

- ✓ La façon de raccordement bâtiment et prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- ✓ Type de pompes et de moteur électrique
- ✓ Variations du plan d'eau dans l'oued
- ✓ Conditions géologique et hydrologique
- ✓ Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché

#### V.14.3- Choix du type de bâtiment

Pour le choix du type de bâtiment on se repère au tableau ci-dessous :

**Tableau V.6 : choix du type de bâtiment**

Paramètres	Type de bâtiment			
	Type bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	De surface
Q (m <sup>3</sup> /s)	> 2	< 2	< 2	< 1.5
Type de pompe	Axiale Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale Verticale	Pompes Centrifuge
$h_a^{adm}$ (m)	< 0	< 0; > 0	< 0; > 0	> 0
Variation du plan d'eau	1~2	1~3	1	importante

Dans notre cas on a :

$$Q = 143 \text{ l/s}$$

$$h_a^{adm} = 5.19 \text{ m}$$

Variation du plan d'eau = 5 m

Pompe à axe horizontal

**Donc on à un bâtiment du type surface**

**Remarque :**

Les installations principales et auxiliaires dont le poids dépasse 100 kg doivent être placées sous un pont roulant.

### V.14.4- Partie supérieur du bâtiment

- **Les hauteurs recommandées pour les bâtiments**

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques)

Il est recommandé de prendre une hauteur de la station de pompage normalisé :

$$H_b = 3\text{m} - 4.2\text{m} - 4.8\text{m} - 5\text{m} - 6\text{m}$$

Si la hauteur est importante ( $> 6\text{m}$ ), on prévoit des ponts coulant dont les hauteurs sont :

$$8.4\text{m} - 9.6\text{m} - 10.8\text{m} - 12.6\text{m} - 14\text{m} - 18\text{m}$$

- **Les longueurs recommandées pour les bâtiments**

Les longueurs recommandées pour les bâtiments sont :

$$6\text{m} - 9\text{m} - 14\text{m} - 21\text{m} - 24\text{m}$$

**Remarque :**

- ✓ La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.
- ✓ Les dimensions normalisées des portes sont les suivantes :

$$3 \times 3 - 3.6 \times 3.6 - 4 \times 3 - 4.2 \times 4 - 4.8 \times 5.4$$

### V.14.5- Dimensionnement du bâtiment

- **La hauteur du bâtiment**

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

$$h_5 : \text{Distance verticale.} \quad h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$$

$$h_{\text{reserve}} = 0.5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = 0.3 \div 0.5 \text{ m} \quad \text{On prend } h_{\text{socle}} = 0.4 \text{ m}$$

$$h_p : \text{Hauteur de la pompe.} \quad h_p = 941 \text{ mm} = 0.941 \text{ m}$$

$$\text{Donc :} \quad h_5 = 0.5 + 0.4 + 0.941 = 1.841 \text{ m}$$

$$h_6 = 2.2 \text{ m} \quad (\text{Hauteur réservé a l'homme})$$

$$h_7 = 0.3 \text{ m} \quad (\text{Hauteur du chariot})$$

$$h_8 = 0.8 \text{ m} \quad (\text{Hauteur profilée})$$

$$h_9 = 0.5 \text{ m} \quad (\text{Hauteur de sécurité})$$

Donc :

$$H_b = 1.841 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.641 \text{ m}$$

On normalise la valeur a :  $H_b = 6\text{m}$

- **Largeur du bâtiment :**

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s}$$

$$l_1 = 20 \div 30\text{cm} = 25 \text{ cm} \quad (\text{Distance entre le mur et le premier organe})$$

$$l_2 = 16 \div 20\text{cm} = 18 \text{ cm} \quad (\text{Distance entre les tubulures})$$

$l_3$  : (Longueur des accessoires en aspiration)

$l_4$ : (Longueur des accessoires au refoulement)

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_j + l_d$$

**Calcul du nombre de fenêtres**

$$\sum S_{fenêtre} = (10 \div 15)\% S_{salle\ des\ machines}$$

Avec :

$$S_{salle\ des\ machines} = 20 \times 8 = 160\ m^2$$

Donc :

$$\sum S_{fenêtre} = 0.15 \times 160 = 24\ m^2$$

Mais en prenant :

$$S_{fenêtre} = 1.4 \times 2.2 = 3.08\ m^2$$

Le nombre de fenêtres vas être de :

$$N = \frac{\sum S_{fenêtre}}{S_{fenêtre}} = \frac{24}{3.08} = 7.79 \approx 8\ fenêtres$$

**Calcul de la distance entre les pompes et les moteurs électrique :**

- ✓ Si :  $V < 1000\ volts$  ,  $L = 1\ m$
- ✓ Si :  $V > 1000\ volts$  ,  $L = 1.2\ m$

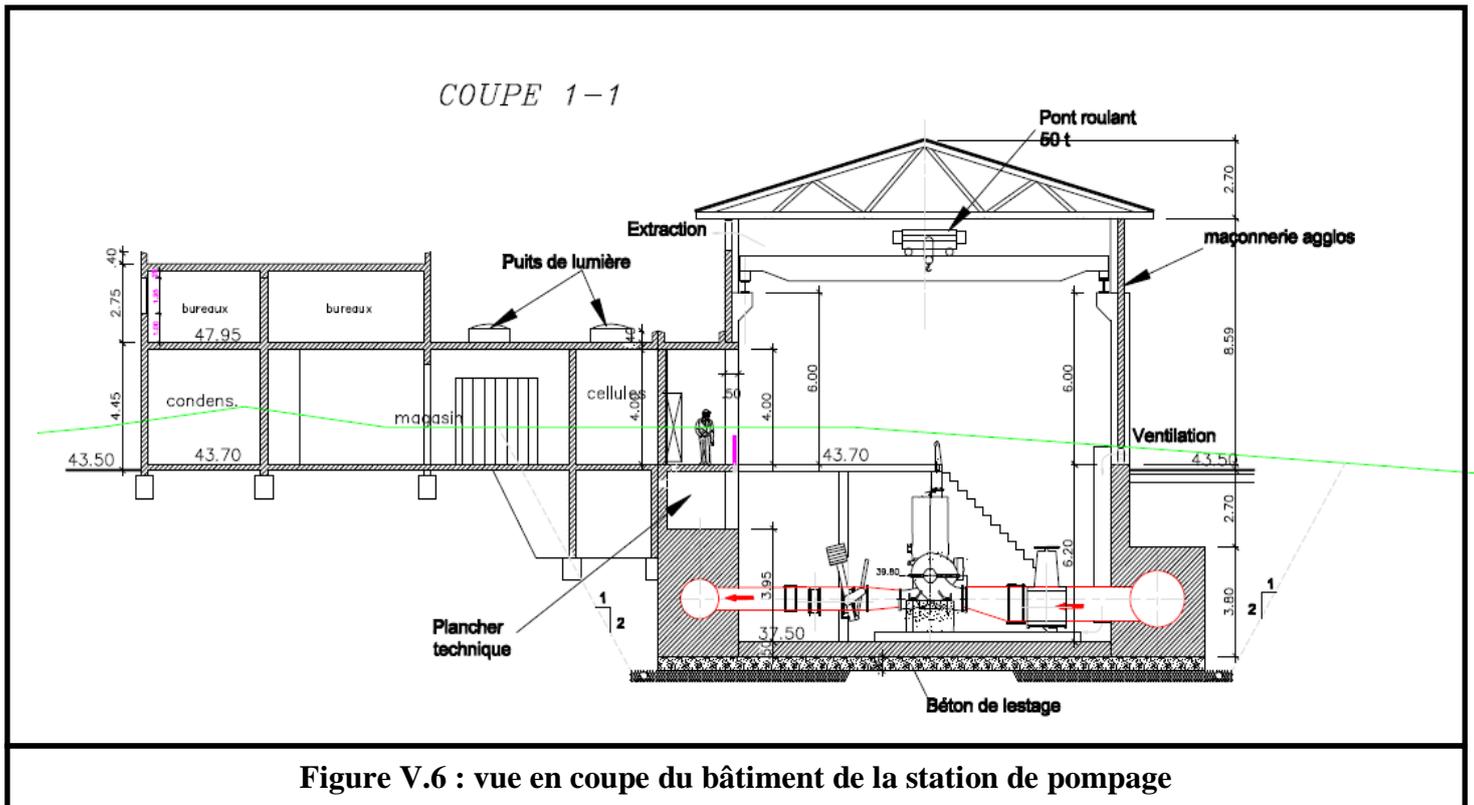
**Marches d'escalier**

Hauteur : soit (15-16.5-17.3) cm, on va prendre 15 cm

Largeur : soit (30- 29.26) cm, on va prendre 30 cm

Longueur : varie entre 90 et 220 cm, on prend 155 cm

Pente : soit (1/1.75), (1/1.15), on prend (1/1.15)



### V.15- conclusion

A travers ce chapitre, nous avons pu faire le choix du type ainsi que du nombre de pompes qui peuvent satisfaire le transport des besoins en eau de notre agglomération à partir du complexe hydraulique de SAHEL jusqu'au réservoir Mahelma, tout en exploitant leurs potentiel de fonctionnement au maximum.

Nous avons aussi eu un aperçu des modes de réglage qui nous permettent de caler le fonctionnement des pompes choisies aux conditions de fonctionnement déjà déterminées, et qui sont le débit appelé et la Hmt.

La cote d'emplacement des pompes n'a elle aussi pas été choisie au hasard, c'est plutôt une étude de cavitation et qu'elle cote nous permet de contourner ce phénomène nocif aux pompes et leurs équipements qu'on a pu déterminer cette cote.

On finit ensuite avec l'étude du bâtiment de la station de pompage qui va loger nos groupes électropompes et leurs équipements

### VI.0- Introduction

Très souvent les installations d'adduction et de distribution d'eau comportent un réservoir. Ce réservoir a une double fonction :

#### a. Fonction technique

- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation du débit
- Régulation de pression
- Faciliter l'exploitation

#### b. Fonction économique

- Réduit le coût d'investissement sur les ouvrages de production
- Réduit le coût d'investissement sur le réseau de distribution

### VI.1- types de réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons et selon plusieurs critères, on peut trouver comme critères de classifications ceux cités ci-dessous :

#### a. Selon la position

- Réservoir posé sur le sol
- Réservoir enterrés
- Réservoir semi-enterrés
- Réservoir surélevée ou bien château d'eau

#### b. Selon le matériau de construction

- En maçonnerie
- En béton ordinaire ou précontraint
- En acier dans le cas de petit volume de stockage

#### c. Selon la forme de la cuve

- **Rectangulaire ou carrée** : utilisées dans le cas de capacités de stockage importante, dans ce cas le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.
- **Circulaire** : elle est préférée dans le cas de réservoirs à faibles capacités de stockage, réaliser soit en béton armé ou précontraint.

#### d. Selon leurs usages

- Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage
- Réservoirs d'équilibre (tampon)
- Réservoirs de transits



Réservoir a cuve cylindrique semi enterrée



Réservoir surélevée à cuve conique

- Grande capacité-



Réservoir surélevée à cuve cylindro-conique

-petite capacité-

Figure VI .1 : quelques types de réservoirs

### VI -2. Déterminer le type d'un réservoir

Plusieurs facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir et parmi lesquelles on cite :

- Conditions topographique de la région à desservir
- Conditions hydrauliques imposé sur le réseau de distribution
- Le budget du projet
- Sécurité d'approvisionnement et facilité d'exploitation

**Dans notre cas d'étude on opte pour un réservoir semi-enterré cylindrique**

### VI.3- choix du site d'implantation du réservoir

Le choix du site du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression aux points d'alimentation. Il est recommandé que cette pression atteigne 10 m d'eau, et si possible 20 m (certains équipements ne peuvent en cas supporter plus de 70 m)

On tiendra compte de ces valeurs et de la cote des points d'alimentation les plus bas et les plus hauts (derniers étages des maisons les plus élevées), pour choisir en terrain accidenté, le point du relief le plus proche assurant au mieux les conditions désirées. Ce choix permet d'édifier un réservoir enterré ou semi enterré (moins cher)

En plaine, on devra édifier un réservoir surélevé ; en la plaçant le plus prêt possible des utilisateurs, on pourra le construire un peu moins haut ; si l'agglomération est développée en longueur, choisir l'emplacement vers son milieu si c'est possible ; a défaut, on peut avoir intérêt à placer deux réservoirs, un a chaque extrémité.

Certaines considérations techniques et économiques sont prises en considération dans le choix du site d'implantation du réservoir et qui sont les suivantes :

- ✓ Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe
- ✓ Pour des raisons économique, il est préférable que le remplissage du réservoir se fait gravitairement, c'est-à-dire choisir un emplacement plus bas que la prise d'eau
- ✓ Aussi pour des raisons économiques, il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, la cote du radier doit donc être supérieure a la cote piézométrique maximale dans le réseau de distribution

### VI.4- équipements des réservoirs

#### VI.4.1- équipements hydraulique

##### a. Conduite d'arrivée ou d'adduction

« **Arrivée par le haut ou chute libre** » Elle à l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avals.

« **Arrivée par le bas ou siphon noyée** » elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accident sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en déposant un clapet sur l'arrivée du réservoir

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

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

### b. Conduite de départ ou de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ dans la conduite de distribution devra être situé 0.15 à 0.20 m au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée, pour éviter l'entraînement des dépôts décantés dans le réservoir dans la conduite de distribution.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex. D'où la pénétration de l'air dans la conduite.

### c. Conduite de trop-plein

Le rôle de la conduite de trop plein est l'évacuation du débit excédentaire lorsque le niveau d'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop plein est conçu de manière d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable

### d. Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir, généralement raccorder à la conduite du trop plein, elle permet le vidange du réservoir pour l'entretien et d'éventuel réparations

### e. Conduite by-pass

Assure la continuité de distribution au moment de nettoyage du réservoir, relie la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé by-pass

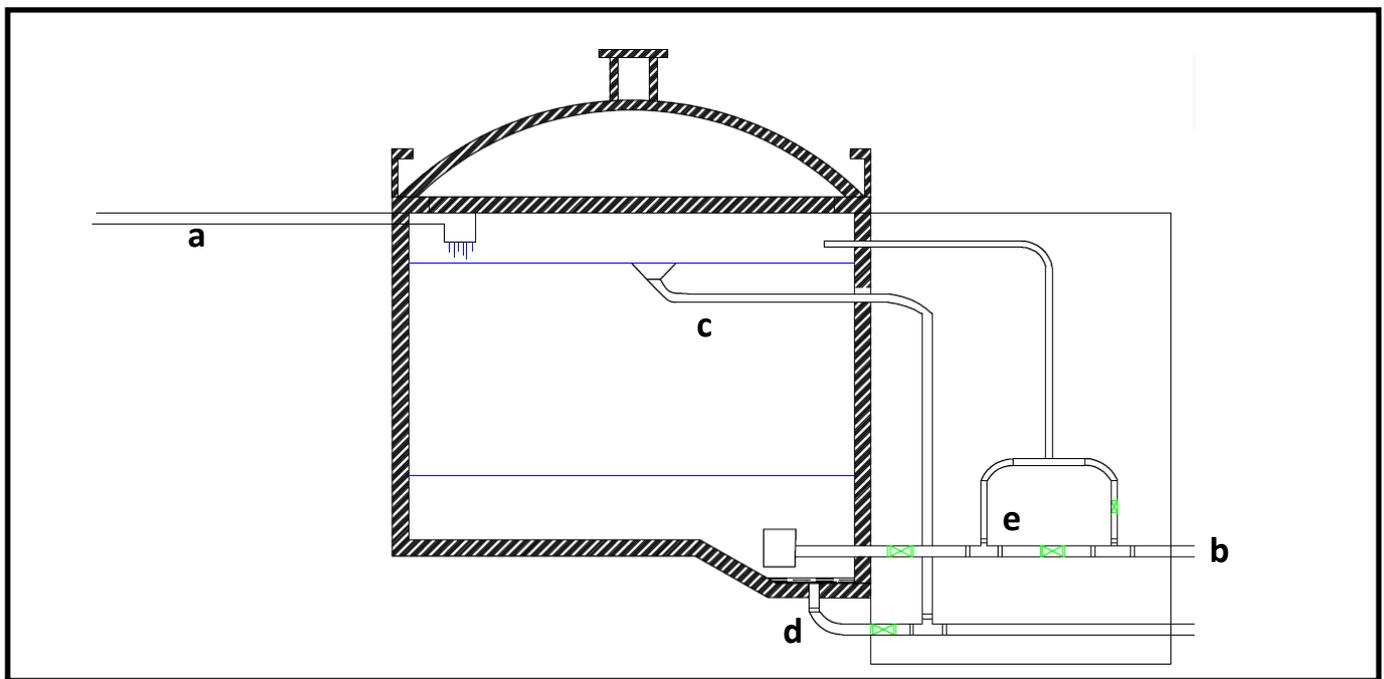


Figure VI.2 : équipements hydraulique d'un réservoir –vue en coupe

### VI.4.2- équipements de nettoyage

Les équipements de nettoyage dans un réservoir sont les suivant :

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
- Equipements spéciaux pour le nettoyage
- Pompes d'alimentation en eau

### VI.5- capacité des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter

La capacité d'un réservoir peut être estimée en tenant compte des variations de débit a l'entrée comme a la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique
- ✓ La méthode graphique

### Dans notre cas on va utiliser la méthode analytique pour la détermination de la capacité du réservoir

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisée par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants)

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a \times Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (6.1)$$

$V_r$  : Capacité résiduelle ( $m^3$ )

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

$Q_{max,j}$  : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ )

Le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (6.2)$$

$V_T$  : Capacité total du réservoir (m<sup>3</sup>)

$V_{inc}$  : Volume d'incendie estimé a 120 m<sup>3</sup>

### a. Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé a déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs les heures de pointe ou la consommation est élevée.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence du débit entrant au réservoir est supérieur a celui qui sort de ce dernier, cela indique qu'il ya un surplus ; et dans le cas contraire on aura un déficit

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage

**Tableau VI.1 : estimation de la capacité du réservoir de Mahelma par la méthode analytique**

heure	Consommation horaire %	$Q_{pompe}$ %	Stockage %	Distribution %	Résidus
0-1	1.5	0		1.5	6
1-2	1.5	0		1.5	4.5
2-3	1.5	0		1.5	3
3-4	1.5	0		1.5	1.5
4-5	2.5	5	2.5		0
5-6	3.5	5	1.5		2.5
6-7	4.5	5	0.5		4
7-8	5.5	5		0.5	4.5
8-9	6.25	5		1.25	4
9-10	6.25	5		1.25	2.75
10-11	6.25	5		1.25	1.5
11-12	6.25	5		1.25	0.25
12-13	5	5			-1
13-14	5	5			-1
14-15	5.5	5		0.5	-1
15-16	6	5		1	-1.5
16-17	6	5		1	-2.5
17-18	5.5	5		0.5	-3.5
18-19	5	5			-4
19-20	4.5	5	0.5		-4
20-21	4	5	1		-3.5
21-22	3	5	2		-2.5
22-23	2	5	3		-0.5
23-24	1.5	5	3.5		2.5
<b>Somme</b>	<b>100 %</b>	<b>100 %</b>			

Le réservoir est vide de 4h à 5h du matin, ce choix se justifie par le fait que l'eau pompée peut compenser la demande en eau de l'agglomération à cette heure. Il ne faut surtout pas qu'il y ait une coïncidence entre un réservoir vide, un débit pompé nul avec une demande en eau de l'agglomération non nul.

Le volume du réservoir sera :

$$V_r = \frac{6 \times 17468.5}{100} = 1048.11 \text{ m}^3$$

Et le volume total est de :

$$V_t = 120 + 1100 = 1168.11 \text{ m}^3$$

On normalise le volume a :

Donc le volume du réservoir Mahelma est de : 1200 m<sup>3</sup>

### b. Dimensionnement du réservoir

#### Section

$$S_{\text{réservoir}} = \frac{V_{\text{réservoir}}}{H_{\text{réservoir}}} \quad (6.3)$$

Avec :

$S_{\text{réservoir}}$  : Section de la cuve (m<sup>2</sup>)

$V_{\text{réservoir}}$  : Volume du réservoir (m<sup>3</sup>)

$H_{\text{réservoir}}$  : Hauteur du réservoir (m) « on prend H= 8 m »

A.N : 
$$S_{\text{réservoir}} = \frac{1200}{8} = 150 \text{ m}^2$$

#### Diamètre :

$$S_{\text{réservoir}} = \pi \times \frac{D_{\text{réservoir}}^2}{4}$$

Donc 
$$D_{\text{réservoir}} = \sqrt{\frac{4 \times S_{\text{réservoir}}}{\pi}}$$

A.N :

$$D_{réservoir} = \sqrt{\frac{4 \times 150}{3.14}} = 13.82 \text{ m}$$

### Hauteur d'incendie

$$H_{incendie} = \frac{V_{incendie}}{S_{réservoir}}$$

A.N :

$$H_{incendie} = \frac{120}{150} = 0.8 \text{ m}$$

**Tableau VI.2 : tableau récapitulatif des dimensions du réservoir**

V (m <sup>3</sup> )	S <sub>réservoir</sub> (m <sup>2</sup> )	H <sub>réservoir</sub> (m)	D <sub>réservoir</sub> (m)	V <sub>incendie</sub> (m)	H <sub>incendie</sub> (m)
1200	150	8	13.82	120	0.8

### **VI.6- Hygiène et sécurité**

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution qui peut provenir du milieu extérieur.

D'où les réservoirs doivent :

- Contenir des robinets de puisage afin de faciliter les prélèvements pour le contrôle de qualité
- Etre nettoyer au moins une fois par an
- Etre couvert afin de protéger l'eau des variations de température et l'introduction de corps parasite
- Eclairés par des ouvertures munies de plaques de verre
- Etre parfaitement étanche
- Ne recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau
- Aérer par des orifices grillagés

### **VI.7- Entretien des réservoirs**

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'un suivi régulier. Et un soin particulier doit être pris en considération lors du nettoyage des cuves qui se fait sur plusieurs étapes qui sont les suivantes :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois

- Examen et réparation éventuel de la cuve
- Désinfection a l'aide des produits chlorés et remise en service

### **VI .8- conclusion**

A travers ce chapitre nous avons pu voir les différents types de réservoirs qui existent, et nous avons fait le choix du réservoir a projeté, calculer sa capacité et la normaliser

Nous avons aussi fait le point de l'après construction du réservoir, la chose la plus importante après ce fait est d'assurer son hygiène et sécurité et de bien l'entretenir, afin de garantir son fonctionnement optimale.

### VII.1- Introduction

Après avoir présenté les problèmes faisant obstacle à l'alimentation en eau potable de la ville de Mahelma, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consiste à la réhabilitation du système d'alimentation.

### VII.2- Choix du matériau des conduites

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

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera de l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'il présente :

- ✓ Disponibilité sur le marché
- ✓ Pose de canalisation facile
- ✓ Surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique

### VII.3- Les différents types de réseaux

On distingue trois types de réseaux :

- ✓ Réseau ramifié
- ✓ Réseau maillé

#### VII.3.1- Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent. C'est un réseau qui n'assure aucune distribution en retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

Le tracé du réseau dépend du plan d'urbanisation, de l'emplacement des grands consommateurs et du relief.

#### a. Calcul des débits

##### a.1- Calcul des débits en route

Le calcul est mené en supposant que la population est uniformément répartie sur toute la longueur du réseau (1, 2, 3...n-2, n-1, n). Au nœud (1) arrive un débit  $Q_{max,h}$  qui sera égal à la somme des débits en route total et du débit de transit( $Q_{tr}$ ).

$$Q_{max,h} = Q_r + Q_{tr}$$

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

Si nous appelons par  $\sum L_i$  la somme des longueurs de tous les tronçons du réseau assurant un service en route non compris nous pouvant déterminer le débit spécifique par la formule suivante :

$$q = \frac{Q_r}{\sum_1^k L_i}$$

K : nombre de tronçons assurant le service en route

### a.2- Calcul des débits aux nœuds

Aux nœuds, on admet que le débit en route d'un tronçon est divisé en deux et chaque moitié est attribuée à un nœud, donc le débit nodal sera composé d'un débit réel concentré au niveau du nœud et de la moitié de la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud

Pour le réseau ramifié le calcul se fait de l'aval vers l'amont. Le dimensionnement se fait en deux parties :

- La détermination des débits nodaux et des tronçons
- La détermination des paramètres hydraulique du réseau

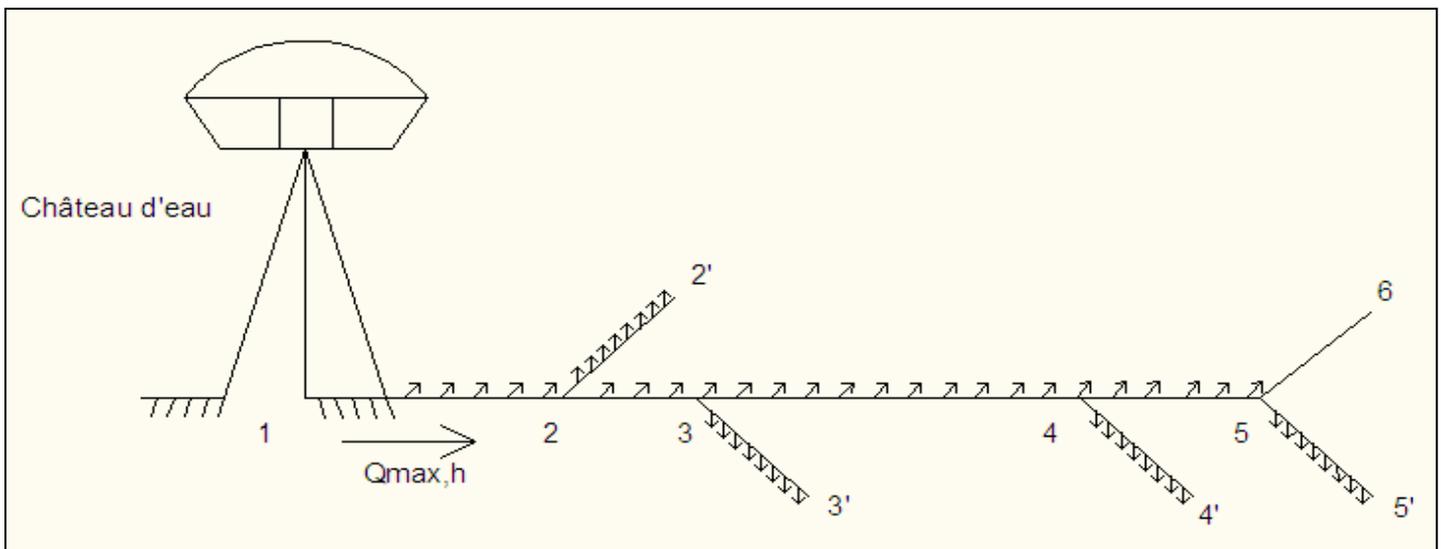


Figure VII.1 : exemple d'un réseau de distribution ramifié

### VII.3.2-Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés, le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous formes associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Nb :

#### a- Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

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

#### b- Principe du tracé du réseau maillé

Le tracé se fait comme suit :

- ✓ Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants
- ✓ Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- ✓ Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- ✓ Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle
- ✓ Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau
- ✓ Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles)

#### c- Calcul hydraulique du réseau maillé

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons :

- La longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- Les débits routes pendant les heures considérées
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes
- Les débits supposés concentrés aux nœuds

### VII.4- calcul du réseau de distribution

#### VII.4.1- configuration et dimensionnement du réseau de distribution projetée pour Mahelma

Le réseau de distribution projetée pour Mahelma est du type mixte. Ce type de réseau a été obtenue compte tenu de la répartition spatiale des constructions existantes et pour contenir des extensions prévus dans le plan d'aménagement et ce jusqu'au long terme (2045).

##### a- Détermination des débits du réseau

Le système d'alimentation existant dans la ville de Mahelma est un système de distribution à réservoir en tête, donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution considère les deux cas de fonctionnements les plus usuels, à savoir :

- ✓ Cas de fonctionnement en débit de pointe ( $Q_p$ ).
- ✓ Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie ( $Q_p + Q_{inc}$ )

##### b- Débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution pour cette raison on a calculé le débit spécifique  $q_{sp}$  qui est égal à :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \left( \frac{l}{ml} \right)$$

Avec :

$Q_r$ : Débit en route (l/s)

$\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons assurant un service en route (ml)

A.N: 
$$q_{sp} = \frac{86.18 \left( \frac{l}{s} \right)}{38922.63 (ml)} = 0.0022 \left( \frac{l}{ml} \right)$$

##### c- Débit en route

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

$$Q_r = Q_c - \sum Q_{cc} (l/s)$$

$Q_c$ : Débit consommée (l/s)

$Q_{cc}$ : Débit concentré (l/s)

### d- Débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{cci}$$

Avec :

$Q_{ni}$ : Débit au nœud (l/s)

$\sum Q_{cci}$  : Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré (l/s)

$\sum Q_{ri}$ : Somme des débits route (l/s)

**Tableau VII.1 : détermination des débits route (cas de pointe)**

Tronçon	Longueur (ml)	Débit spécifique (l/s/ml)	Débit route (l/s)
18 <sup>°</sup> -17 <sup>°</sup>	345.36	0.0022	0,760
17 <sup>°</sup> -15 <sup>°</sup>	174.96	0.0022	0,385
15 <sup>°</sup> -16 <sup>°</sup>	223.84	0.0022	0,492
15 <sup>°</sup> -14 <sup>°</sup>	224.64	0.0022	0,494
13 <sup>°</sup> -14 <sup>°</sup>	78.32	0.0022	0,172
13 <sup>°</sup> -12 <sup>°</sup>	11.12	0.0022	0,024
12 <sup>°</sup> -32 <sup>°</sup>	198.08	0.0022	0,436
32 <sup>°</sup> -33 <sup>°</sup>	231.36	0.0022	0,509
33 <sup>°</sup> -17 <sup>°</sup>	108.32	0.0022	0,238
12 <sup>°</sup> -8 <sup>°</sup>	134.72	0.0022	0,296
8 <sup>°</sup> -36 <sup>°</sup>	168.8	0.0022	0,371
36 <sup>°</sup> -35 <sup>°</sup>	53.04	0.0022	0,117
35 <sup>°</sup> -32 <sup>°</sup>	73.28	0.0022	0,161
36 <sup>°</sup> -38 <sup>°</sup>	163.04	0.0022	0,359
37 <sup>°</sup> -38 <sup>°</sup>	137.2	0.0022	0,302
35 <sup>°</sup> -34 <sup>°</sup>	268.08	0.0022	0,590
38 <sup>°</sup> -40 <sup>°</sup>	49.12	0.0022	0,108
40 <sup>°</sup> -41 <sup>°</sup>	57.52	0.0022	0,127
40 <sup>°</sup> -42 <sup>°</sup>	46.4	0.0022	0,102
42 <sup>°</sup> -43 <sup>°</sup>	81.12	0.0022	0,178
42 <sup>°</sup> -44 <sup>°</sup>	52.96	0.0022	0,117
44 <sup>°</sup> -45 <sup>°</sup>	189.84	0.0022	0,418
44 <sup>°</sup> -46 <sup>°</sup>	43.36	0.0022	0,095
46 <sup>°</sup> -47 <sup>°</sup>	138.4	0.0022	0,304
46 <sup>°</sup> -48 <sup>°</sup>	58.08	0.0022	0,128

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

48 <sup>2</sup> -51 <sup>2</sup>	149.6	0.0022	0,329
48 <sup>2</sup> -49 <sup>2</sup>	27.04	0.0022	0,059
49 <sup>2</sup> -50 <sup>2</sup>	110.32	0.0022	0,243
49 <sup>2</sup> -52 <sup>2</sup>	219.68	0.0022	0,483
13 <sup>2</sup> -6 <sup>2</sup>	273.68	0.0022	0,602
6 <sup>2</sup> -7 <sup>2</sup>	257.52	0.0022	0,567
6 <sup>2</sup> -3 <sup>2</sup>	75.76	0.0022	0,167
3 <sup>2</sup> -4 <sup>2</sup>	125.2	0.0022	0,275
4 <sup>2</sup> -9 <sup>2</sup>	118.96	0.0022	0,262
9 <sup>2</sup> -10 <sup>2</sup>	6.8	0.0022	0,015
4 <sup>2</sup> -5 <sup>2</sup>	64.4	0.0022	0,142
9 <sup>2</sup> -11 <sup>2</sup>	112.96	0.0022	0,249
2 <sup>2</sup> -3 <sup>2</sup>	6.88	0.0022	0,015
18 <sup>2</sup> -19 <sup>2</sup>	49.76	0.0022	0,109
19 <sup>2</sup> -20 <sup>2</sup>	98.56	0.0022	0,217
19 <sup>2</sup> -21 <sup>2</sup>	41.76	0.0022	0,092
21 <sup>2</sup> -22 <sup>2</sup>	44.08	0.0022	0,097
21 <sup>2</sup> -23 <sup>2</sup>	3.92	0.0022	0,009
23 <sup>2</sup> -24 <sup>2</sup>	89.28	0.0022	0,196
23 <sup>2</sup> -25 <sup>2</sup>	43.12	0.0022	0,095
25 <sup>2</sup> -26 <sup>2</sup>	41.28	0.0022	0,091
25 <sup>2</sup> -27 <sup>2</sup>	126.56	0.0022	0,278
27 <sup>2</sup> -28 <sup>2</sup>	66.08	0.0022	0,145
27 <sup>2</sup> -29 <sup>2</sup>	181.68	0.0022	0,400
29 <sup>2</sup> -30 <sup>2</sup>	66.48	0.0022	0,146
29 <sup>2</sup> -31 <sup>2</sup>	67.12	0.0022	0,148
2 <sup>2</sup> -56 <sup>2</sup>	1639.84	0.0022	3,608
56 <sup>2</sup> -63 <sup>2</sup>	634.72	0.0022	1,396
63 <sup>2</sup> -64 <sup>2</sup>	118.56	0.0022	0,261
64 <sup>2</sup> -65 <sup>2</sup>	147.44	0.0022	0,324
56 <sup>2</sup> -57 <sup>2</sup>	293.04	0.0022	0,645
57 <sup>2</sup> -58 <sup>2</sup>	106.64	0.0022	0,235
57 <sup>2</sup> -85 <sup>2</sup>	227.84	0.0022	0,501
58 <sup>2</sup> -101 <sup>2</sup>	282.08	0.0022	0,621
101 <sup>2</sup> -102 <sup>2</sup>	33.04	0.0022	0,073
102 <sup>2</sup> -103 <sup>2</sup>	41.52	0.0022	0,091
103 <sup>2</sup> -104 <sup>2</sup>	31.04	0.0022	0,068
102 <sup>2</sup> -107 <sup>2</sup>	247.6	0.0022	0,545
103 <sup>2</sup> -106 <sup>2</sup>	255.52	0.0022	0,562
104 <sup>2</sup> -105 <sup>2</sup>	250.8	0.0022	0,552
152-108 <sup>2</sup>	4765.6	0.0022	10,484
108 <sup>2</sup> -109 <sup>2</sup>	74.32	0.0022	0,164
108 <sup>2</sup> -110 <sup>2</sup>	99.04	0.0022	0,218
110 <sup>2</sup> -111 <sup>2</sup>	96.96	0.0022	0,213
110 <sup>2</sup> -112 <sup>2</sup>	242.4	0.0022	0,533
58 <sup>2</sup> -59 <sup>2</sup>	215.52	0.0022	0,474
59 <sup>2</sup> -60 <sup>2</sup>	169.6	0.0022	0,373
59 <sup>2</sup> -61 <sup>2</sup>	26.64	0.0022	0,059

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

61'-62'	12.96	0.0022	0,029
62'-64'	200.8	0.0022	0,442
65'-66'	10.72	0.0022	0,024
66'-67'	126.56	0.0022	0,278
66'-68'	36.32	0.0022	0,080
68'-72'	95.12	0.0022	0,209
72'-73'	187.04	0.0022	0,411
73'-74'	114.24	0.0022	0,251
73'-75'	65.36	0.0022	0,144
75'-76'	76.4	0.0022	0,168
75'-77'	153.28	0.0022	0,337
72'-78'	818	0.0022	1,800
78'-79'	441.68	0.0022	0,972
78'-80'	878.08	0.0022	1,932
80'-81'	167.36	0.0022	0,368
80'-82'	128.24	0.0022	0,282
82'-84'	204.32	0.0022	0,450
1'-2'	226	0.0022	0,497
14'-18'	393.52	0.0022	0,866
33'-34'	83.04	0.0022	0,183
34'-37'	61.68	0.0022	0,136
37'-39'	741.44	0.0022	1,631
7'-10'	79.04	0.0022	0,174
10'-53'	189.6	0.0022	0,417
53'-54'	59.92	0.0022	0,132
53'-55'	69.68	0.0022	0,153
82'-83'	140.96	0.0022	0,310
69'-70'	363.76	0.0022	0,800
68'-69'	152.64	0.0022	0,336
69'-71'	521.84	0.0022	1,148
62'-86'	480.32	0.0022	1,057
61'-87'	694.88	0.0022	1,529
87'-88'	102.88	0.0022	0,226
87'-89'	139.6	0.0022	0,307
89'-90'	84.24	0.0022	0,185
89'-91'	47.44	0.0022	0,104
91'-92'	82.8	0.0022	0,182
91'-93'	44.72	0.0022	0,098
93'-94'	53.36	0.0022	0,117
93'-95'	38.56	0.0022	0,085
95'-96'	49.12	0.0022	0,108
95'-97'	24.56	0.0022	0,054
97'-98'	39.20	0.0022	0,086
97'-99'	31.12	0.0022	0,068
99'-100'	26.00	0.0022	0,057
1-2	40.12	0.0022	0,088
2-3	498.02	0.0022	1,096
2-4	40.96	0.0022	0,090

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

4-5	111.29	0.0022	0,245
4-6	566.48	0.0022	1,246
6-69	798.16	0.0022	1,756
69-68	68.8	0.0022	0,151
69-70	136.88	0.0022	0,301
70-72	148.24	0.0022	0,326
70-73	47.6	0.0022	0,105
73-74	73.12	0.0022	0,161
74-75	30.16	0.0022	0,066
74-76	145.6	0.0022	0,320
73-78	1105.68	0.0022	2,432
6-7	537.52	0.0022	1,183
6-8	479.28	0.0022	1,054
8-9	68.16	0.0022	0,150
9-10	76.4	0.0022	0,168
9-11	5.52	0.0022	0,012
11-12	72.72	0.0022	0,160
11-13	24.96	0.0022	0,055
13-14	57.68	0.0022	0,127
13-15	9.76	0.0022	0,021
15-16	71.44	0.0022	0,157
15-17	65.12	0.0022	0,143
8-20	53.52	0.0022	0,118
20-21	84.72	0.0022	0,186
20-19	34.4	0.0022	0,076
19-18	235.6	0.0022	0,518
19-22	2048.48	0.0022	4,507
22-23	618.56	0.0022	1,361
22-24	144.4	0.0022	0,318
24-25	304.16	0.0022	0,669
24-26	200	0.0022	0,440
26-27	283.52	0.0022	0,624
26-28	152.64	0.0022	0,336
28-29	415.12	0.0022	0,913
28-30	544	0.0022	1,197
30-31	247.52	0.0022	0,545
31-32	99.6	0.0022	0,219
31-33	397.44	0.0022	0,874
33-34	46.32	0.0022	0,102
34-35	29.28	0.0022	0,064
34-36	69.04	0.0022	0,152
33-37	197.6	0.0022	0,435
30-40	409.52	0.0022	0,901
40-41	46.32	0.0022	0,102
40-38	44.4	0.0022	0,098
38-39	59.84	0.0022	0,132
38-42	34.64	0.0022	0,076
42-43	44	0.0022	0,097

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

43-44	54.72	0.0022	0,120
43-45	228.96	0.0022	0,504
45-46	67.52	0.0022	0,149
45-47	26.08	0.0022	0,057
47-48	102.4	0.0022	0,225
47-49	47.76	0.0022	0,105
49-50	91.28	0.0022	0,201
49-51	31.68	0.0022	0,070
51-52	112.24	0.0022	0,247
51-53	277.2	0.0022	0,610
53-56	35.12	0.0022	0,077
56-57	89.2	0.0022	0,196
56-58	54.96	0.0022	0,121
58-59	103.6	0.0022	0,228
58-60	38.96	0.0022	0,086
60-61	176.8	0.0022	0,389
60-62	110.72	0.0022	0,244
53-54	3.92	0.0022	0,009
54-55	128.8	0.0022	0,283
54-164	55.04	0.0022	0,121
164-165	48.16	0.0022	0,106
164-166	51.2	0.0022	0,113
166-167	84.56	0.0022	0,186
166-168	53.76	0.0022	0,118
168-169	87.04	0.0022	0,191
7'-8'	5.36	0.0022	0,011
63'-65'	119.04	0.0022	0,262
42-63	616.96	0.0022	1,36
63-64	241.44	0.0022	0,53
63-65	388.16	0.0022	0,85
65-66	189.76	0.0022	0,42
65-67	730.24	0.0022	1,62

**Tableau VII.2 : détermination des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœud	Tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)$	$Q_n$ (l/s)
18'	18'-17'	0.760	0.87	0	0.87
	18'-19'	0.109			
	18'-14'	0.866			
17'	18'-17'	0.760			
	17'-15'	0.385			
	33'-17'	0.238			
15'	17'-15'	0.385	0.69	0	0.69
	15'-16'	0.492			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	15'-14'	0.494			
16'	15'-16'	0.492	0.25	0	0.25
14'	15'-14'	0.494	0.77	0	0.77
	13'-14'	0.172			
	14'-18'	0.866			
13'	13'-14'	0.172	0.40	0	0.40
	13'-12'	0.024			
	13'-6'	0.602			
12'	13'-12'	0.024	0.25	0	0.25
	12'-32'	0.436			
	12'-8'	0.296			
32'	32'-12'	0.436	0.37	0	0.37
	32'-33'	0.509			
	35'-32'	0.161			
33'	32'-33'	0.509	0.47	0	0.47
	33'-17'	0.238			
	33'-34'	0.183			
8'	12'-8'	0.296	0.34	0	0.34
	8'-36'	0.371			
	7'-8'	0.011			
36'	8'-36'	0.371	0.42	0	0.42
	36'-35'	0.117			
	36'-38'	0.359			
35'	36'-35'	0.117	0.43	0	0.43
	35'-32'	0.161			
	35'-34'	0.590			
38'	36'-38'	0.359	0.38	0	0.38
	37'-38'	0.302			
	38'-40'	0.108			
40'	40'-38'	0.302	1.03	0	1.03
	34'-40'	0.136			
	40'-39'	1.631			
39'	35'-39'	0.590	0.45	0	0.45
	33'-39'	0.183			
	39'-37'	0.136			
40'	38'-40'	0.108	0.17	0	0.17
	40'-41'	0.127			
	40'-42'	0.102			
41'	40'-41'	0.127	0.06	0	0.06
42'	40'-42'	0.102	0.20	0	0.20
	42'-43'	0.178			
	42'-44'	0.117			
43'	42'-43'	0.178	0.09	0	0.09
44'	42'-44'	0.117	0.32	0	0.32
	44'-45'	0.418			
	44'-46'	0.095			
45'	44'-45'	0.418	0.21	0	0.21
46'	44'-46'	0.095	0.26	0	0.26
	46'-47'	0.304			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	46'-48'	0.128			
47'	46'-47'	0.304	0.15	0	0.15
48'	46'-48'	0.128	0.26	0	0.26
	48'-51'	0.329			
	48'-49'	0.059			
51'	48'-51'	0.329	0.16	0	0.16
49'	48'-49'	0.059	0.39	0	0.39
	49'-50'	0.243			
	49'-52'	0.483			
50'	50'-49'	0.243	0.12	0	0.12
52'	49'-52'	0.483	0.24	0	0.24
6'	13'-6'	0.602	0.67	0	0.67
	6'-7'	0.567			
	6'-3'	0.167			
7'	6'-7'	0.567	0.29	0	0.29
	7'-8'	0.011			
	7'-9'				
3'	3'-4'	0.275	0.23	0	0.23
	3'-2'	0.015			
	3'-6'	0.167			
4'	4'-3'	0.275	0.34	0	0.34
	4'-5'	0.142			
	4'-9'	0.262			
9'	9'-10'	0.015	0.26	0	0.26
	9'-4'	0.262			
	9'-11'	0.249			
10'	10'-7'	0.174	0.303	0	0.303
	10'-9'	0.015			
	10'-53'	0.417			
5'	4'-5'	0.142	0.07	0	0.07
11'	9'-11'	0.249	0.12	0	0.12
2'	2'-1'	0.497	2.06	0	2.06
	2'-3'	0.015			
	2'-56'	3.608			
19'	19'-18'	0.109	0.209	0	0.209
	19'-20'	0.217			
	19'-21'	0.092			
20'	19'-20'	0.217	0.109	0	0.109
21'	19'-21'	0.092	0.10	0	0.10
	21'-22'	0.097			
	21'-23'	0.009			
22'	21'-22'	0.097	0.05	0	0.05
23'	21'-23'	0.009	0.15	0	0.15
	23'-24'	0.196			
	23'-25'	0.095			
24'	23'-24'	0.196	0.10	0	0.10
25'	23'-25'	0.095	0.23	0	0.23
	25'-26'	0.091			
	25'-27'	0.278			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

26'	26'-25'	0.091	0.05	0	0.05
27'	25'-27'	0.278	0.41	0	0.41
	27'-28'	0.145			
	27'-29'	0.400			
28'	27'-28'	0.145	0.07	0	0.07
29'	27'-29'	0.400	0.35	0	0.35
	29'-30'	0.146			
	29'-31'	0.148			
30'	29'-30'	0.146	0.07	0	0.07
31'	29'-31'	0.148	0.07	0	0.07
56'	2'-56'	3.608	2.82	0	2.82
	56'-63'	1.396			
	56'-57'	0.645			
63'	56'-63'	1.396	0.96	0	0.96
	63'-64'	0.261			
	63'-65'	0.262			
64'	63'-64'	0.261	0.29	0	0.29
	64'-65'	0.324			
	64'-62'				
66'	66'-65'	0.029	0.19	0	0.19
	66'-67'	0.278			
	66'-68'	0.080			
65'	64'-65'	0.324	0.31	0	0.31
	65'-66'	0.024			
	63'-65'	0.262			
57'	56'-57'	0.645	0.69	0	0.69
	57'-58'	0.235			
	57'-136'	0.501			
85'	85'-57'	0.501	0.25	0	0.25
58'	57'-58'	0.235	0.67	0	0.67
	58'-101'	0.621			
	58'-59'	0.474			
101'	58'-101'	0.621	5.59	0	5.59
	101'-102'	0.073			
	101'-108'	10.484			
102'	101'-102'	0.073	0.35	0	0.35
	102'-103'	0.091			
	102'-107'	0.545			
103'	102'-103'	0.091	0.36	0	0.36
	103'-104'	0.068			
	103'-106'	0.562			
104'	103'-104'	0.068	0.31	0	0.31
	104'-105'	0.552			
107'	107'-102'	0.545	0.27	0	0.27
106'	103'-106'	0.562	0.28	0	0.28
105'	104'-105'	0.552	0.28	0	0.28
108'	101'-108'	10.484	5.43	0	5.43
	108'-109'	0.164			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	108'-110'	0.218			
109'	108'-109'	0.164	0.08	0	0.08
110'	108'-110'	0.218	0.48	0	0.48
	110'-111'	0.213			
	110'-112'	0.533			
111'	110'-111'	0.213	0.11	0	0.11
112'	110'-112'	0.533	0.27	0	0.27
59'	58'-59'	0.474	0.45	0	0.45
	59'-60'	0.373			
	59'-61'	0.059			
60'	60'-59'	0.373	0.19	0	0.19
61'	59'-61'	0.059	0.81	0	0.81
	61'-62'	0.029			
	61'-87'	1.529			
62'	61'-62'	0.029	0.76	0	0.76
	62'-64'	0.442			
	62'-86'	1.057			
67'	66'-67'	0.278	0.14	0	0.14
68'	66'-68'	0.080	0.31	0	0.31
	68'-72'	0.209			
	68'-69'	0.336			
72'	68'-72'	0.209	1.21	0	1.21
	72'-73'	0.411			
	72'-78'	1.800			
73'	72'-73'	0.411	0.403	0	0.403
	73'-74'	0.251			
	73'-75'	0.144			
74'	73'-74'	0.251	0.13	0	0.13
75'	73'-75'	0.144	0.32	0	0.32
	75'-76'	0.168			
	75'-77'	0.337			
76'	75'-76'	0.168	0.08	0	0.08
77'	75'-77'	0.337	0.17	0	0.17
78'	72'-78'	1.800	2.35	0	2.35
	78'-79'	0.972			
	78'-80'	1.932			
79'	78'-79'	0.972	0.49	0	0.49
80'	78'-80'	1.932	1.29	0	1.29
	80'-81'	0.368			
	80'-82'	0.282			
81'	81'-80'	0.368	0.18	0	0.18
82'	80'-82'	0.282	0.52	0	0.52
	82'-84'	0.450			
	82'-83'	0.310			
84'	82'-84'	0.450	0.23	0	0.23
1'	1'-2'	0.497	0.25	0	0.25
39'	39'-37'	1.631	0.82	0	0.82
53'	10'-53'	0.417	0.35	0	0.35
	53'-54'	0.132			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	53'-55'	0.153			
54'	53'-54'	0.132	0.07	0	0.07
55'	53'-55'	0.153	0.08	0	0.08
70'	70'-69'	0.800	0.40		0.40
69'	69'-70'	0.800		0	
	69'-71'	1.148	1.14		1.14
	69'-68'	0.336			
71'	71'-69'	1.148	0.57	0	0.57
86'	86'-62'	1.057	0.53	0	0.53
87'	61'-87'	1.529			
	87'-88'	0.226	1.03	0	1.03
	87'-89'	0.307			
88'	87'-88'	0.226	0.11	0	0.11
89'	87'-89'	0.307			
	89'-90'	0.185	0.30	0	0.30
	89'-91'	0.104			
90'	89'-90'	0.185	0.09	0	0.09
91'	89'-91'	0.104			
	91'-92'	0.182	0.19	0	0.19
	91'-93'	0.098			
92'	91'-92'	0.182	0.09	0	0.09
93'	91'-93'	0.098			
	93'-94'	0.117	0.15	0	0.15
	93'-95'	0.085			
94'	93'-94'	0.117	0.06	0	0.06
95'	93'-95'	0.085			
	95'-96'	0.108	0.12	0	0.12
	95'-97'	0.054			
96'	95'-96'	0.108	0.05	0	0.05
97'	95'-97'	0.054			
	97'-98'	0.086	0.104	0	0.104
	97'-99'	0.068			
98'	97'-98'	0.086	0.043	0	0.043
99'	97'-99'	0.068			
	99'-100'	0.057	0.063	0	0.063
100'	99'-100'	0.057	0.03	0	0.03
1	1-2	0.088	0.044	0	0.044
2	1-2	0.088			
	2-3	1.096	0.64	0	0.64
	2-4	0.090			
3	2-3	1.096	0.55	0	0.55
4	2-4	0.090			
	4-5	0.245	0.79	0	0.79
	4-6	1.246			
5	4-5	0.245	0.12	0	0.12
6	4-6	1.246			
	6-69	1.756	2.62	0	2.62
	6-7	1.183			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	6-8	1.054			
69	6-69	1.756	1.10	0	1.10
	69-68	0.151			
	69-70	0.301			
68	68-69	0.151	0.08	0	0.08
70	69-70	0.301	0.37	0	0.37
	70-72	0.326			
	70-73	0.105			
72	70-72	0.326	0.16	0	0.16
73	70-73	0.105	1.35	0	1.35
	73-74	0.161			
	73-78	2.432			
74	73-74	0.161	0.274	0	0.274
	74-75	0.066			
	74-76	0.320			
75	75-74	0.066	0.033	0	0.033
76	76-74	0.320	0.160	0	0.160
78	73-78	2.432	1.22	0	1.22
7	6-7	1.183	0.59	0	0.59
8	6-8	1.054	0.66	0	0.66
	8-9	0.150			
	8-20	0.118			
9	8-9	1.054	0.62	0	0.62
	9-10	0.168			
	9-11	0.012			
10	9-10	0.168	0.084	0	0.084
11	9-11	0.012	0.11	0	0.11
	11-12	0.160			
	11-13	0.055			
12	11-12	0.160	0.08	0	0.08
13	11-13	0.055	0.10	0	0.10
	13-14	0.127			
	13-15	0.021			
14	13-14	0.127	0.064	0	0.064
15	13-15	0.021	0.16	0	0.16
	15-16	0.157			
	15-17	0.143			
16	15-16	0.157	0.08	0	0.08
17	15-17	0.143	0.072	0	0.072
20	8-20	0.118	0.19	0	0.19
	20-21	0.186			
	20-19	0.076			
21	20-21	0.186	0.09	0	0.09
19	20-19	0.076	2.55	0	2.55
	19-18	0.518			
	19-22	4.507			
18	19-18	0.518	0.26	0	0.26
22	19-22	4.507	3.09	0	3.09
	22-23	1.361			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	22-24	0.318			
23	22-23	1.361	0.68	0	0.68
24	22-24	0.318	0.71	0	0.71
	24-25	0.669			
25	24-26	0.440	0.33	0	0.33
	24-25	0.669			
26	24-26	0.440	0.70	0	0.70
	26-27	0.624			
27	26-28	0.336	0.312	0	0.312
	26-27	0.624			
28	28-26	0.336	1.22	0	1.22
	28-29	0.913			
29	28-30	1.197	0.46	0	0.46
	28-29	0.913			
30	28-30	1.197	0.87	0	0.87
	30-31	0.545			
31	30-31	0.545	0.82	0	0.82
	31-32	0.219			
32	31-33	0.874	0.11	0	0.11
	31-32	0.219			
33	31-33	0.874	0.71	0	0.71
	33-34	0.102			
34	33-37	0.435	0.16	0	0.16
	33-34	0.102			
35	34-35	0.064	0.032	0	0.032
	34-36	0.152			
36	34-35	0.064	0.08	0	0.08
37	34-36	0.152	0.22	0	0.22
30	33-37	0.435	0.45	0	0.45
40	30-40	0.901	0.55	0	0.55
	40-41	0.102			
41	40-38	0.098	0.05	0	0.05
	40-41	0.102			
38	40-38	0.098	0.15	0	0.15
	38-39	0.132			
39	38-42	0.076	0.07	0	0.07
	38-39	0.132			
42	38-42	0.076	0.09	0	0.09
	42-43	0.097			
43	42-43	0.097	0.36	0	0.36
	43-44	0.120			
44	43-45	0.504	0.06	0	0.06
	43-44	0.120			
45	43-45	0.504	0.36	0	0.36
	45-46	0.149			
46	45-47	0.057	0.07	0	0.07
	45-46	0.149			
47	45-47	0.057	0.19	0	0.19

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	47-48	0.225			
	47-49	0.105			
48	47-48	0.225	0.11	0	0.11
	49-50	0.201	0.10	0	0.10
50	47-49	0.105			
49	49-50	0.201	0.19	0	0.19
	49-51	0.070			
	49-51	0.070			
51	51-52	0.247	0.46	0	0.46
	51-53	0.610			
52	51-52	0.247	0.12	0	0.12
	51-53	0.610			
53	53-56	0.077	0.35	0	0.35
	53-54	0.009			
	53-56	0.077			
56	56-57	0.196	0.197	0	0.197
	56-58	0.121			
57	56-57	0.196	0.098	0	0.098
	56-58	0.121			
58	58-59	0.228	0.22	0	0.22
	58-60	0.086			
59	58-59	0.228	0.11	0	0.11
	58-60	0.086			
60	60-61	0.389	0.36	0	0.36
	60-62	0.244			
61	60-61	0.389	0.19	0	0.19
62	60-62	0.244	0.12	0	0.12
	53-54	0.009			
54	54-55	0.283	0.21	0	0.21
	54-164	0.121			
55	54-55	0.283	0.14	0	0.14
	72'-78'	0.121			
78'	78'-79'	0.106	0.28	0	0.28
	78'-80'	0.113			
79'	78'-79'	0.972	0.49	0	0.49
	78'-80'	1.932			
80'	80'-81'	0.368	1.33	0	1.33
	80'-82'	0.368			
81'	80'-81'	0.368	0.18	0	0.18
83'	82'-83'	0.310	0.155	0	0.155

**Tableau VII.2 : détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)**

Nœud	tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)$	$Q_n$ (l/s)
99	99-96	0.760	0.87	0	0.87
	99-100	0.109			
	99-95	0.866			
96	99-96	0.760	0.85	0	0.85
	96-97	0.385			
	116-96	0.238			
	96-74	0.320			
97	96-97	0.385	0.69	0	0.69
	97-98	0.492			
	97-95	0.494			
98	97-98	0.492	0.25	0	0.25
95	97-95	0.494	0.77	0	0.77
	93-95	0.172			
	95-99	0.866			
93	93-95	0.172	0.40	0	0.40
	93-94	0.024			
	93-85	0.602			
94	93-94	0.024	0.25	0	0.25
	94-115	0.436			
	94-87	0.296			
115	115-94	0.436	0.37	0	0.37
	115-116	0.509			
	114-115	0.161			
116	115-116	0.509	0.47	0	0.47
	116-96	0.238			
	116-117	0.183			
87	94-87	0.296	0.34	0	0.34
	87-113	0.371			
	86-87	0.011			
113	87-113	0.371	0.42	0	0.42
	113-114	0.117			
	113-119	0.359			
114	113-114	0.117	0.43	0	0.43
	114-115	0.161			
	114-117	0.590			
119	113-119	0.359	0.38	0	0.38
	118-119	0.302			
	119-120	0.108			
118	118-119	0.302	1.03	0	1.03
	117-118	0.136			
	118-133	1.631			
117	114-117	0.590	0.45	0	0.45

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	116-117	0.183			
	117-118	0.136			
120	119-120	0.108			
	120-121	0.127	0.17	0	0.17
	120-122	0.102			
121	120-121	0.127	0.06	0	0.06
122	120-122	0.102			
	122-123	0.178	0.20	0	0.20
	122-124	0.117			
123	122-123	0.178	0.09	0	0.09
124	122-124	0.117			
	124-125	0.418	0.32	0	0.32
	124-126	0.095			
125	124-125	0.418	0.21	0	0.21
126	124-126	0.095			
	126-127	0.304	0.26	0	0.26
	126-128	0.128			
127	126-127	0.304	0.15	0	0.15
128	126-128	0.128			
	128-131	0.329	0.26	0	0.26
	128-129	0.059			
131	128-131	0.329	0.16	0	0.16
129	128-129	0.059			
	129-130	0.243	0.39	0	0.39
	129-132	0.483			
130	130-129	0.243	0.12	0	0.12
132	129-132	0.483	0.24	0	0.24
85	93-85	0.602			
	85-86	0.567	0.67	0	0.67
	85-81	0.167			
86	85-86	0.567			
	86-87	0.011	0.29	0	0.29
	86-88				
81	81-82	0.275			
	81-80	0.015	0.23	0	0.23
	81-85	0.167			
82	82-81	0.275			
	82-83	0.142	0.34	0	0.34
	82-88	0.262			
88	88-90	0.015			
	88-82	0.262	0.26	0	0.26
	88-84	0.249			
90	90-86	0.174			
	90-88	0.015	0.303	0	0.303
	90-89	0.417			
83	82-83	0.142	0.07	0	0.07
84	88-84	0.249	0.12	0	0.12
80	80-190	0.497	2.06	0	2.06
	80-81	0.015			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	80-134	3.608			
100	100-99	0.109	0.209	0	0.209
	100-101	0.217			
	100-102	0.092			
101	100-101	0.217	0.109	0	0.109
102	100-102	0.092	0.10	0	0.10
	102-103	0.097			
	102-104	0.009			
103	102-103	0.097	0.05	0	0.05
104	102-104	0.009	0.15	0	0.15
	104-105	0.196			
	104-106	0.095			
105	104-105	0.196	0.10	0	0.10
106	104-106	0.095	0.23	0	0.23
	106-107	0.091			
	106-108	0.278			
107	107-106	0.091	0.05	0	0.05
108	106-108	0.278	0.41	0	0.41
	108-109	0.145			
	108-110	0.400			
109	108-109	0.145	0.07	0	0.07
110	108-110	0.400	0.35	0	0.35
	110-111	0.146			
	110-112	0.148			
111	110-111	0.146	0.07	0	0.07
112	110-112	0.148	0.07	0	0.07
134	80-134	3.608	2.82	0	2.82
	134-135	1.396			
	134-136	0.645			
135	134-135	1.396	0.96	0	0.96
	135-138	0.261			
	135-139	0.262			
138	135-138	0.261	0.29	0	0.29
	138-139	0.324			
	138-174				
140	140-139	0.029	0.19	0	0.19
	140-141	0.278			
	140-142	0.080			
139	138-139	0.324	0.31	0	0.31
	139-140	0.024			
	135-139	0.262			
136	134-136	0.645	0.69	0	0.69
	136-137	0.235			
	136-136'	0.501			
136'	136'-136	0.501	0.25	0	0.25
137	136-137	0.235	0.67	0	0.67
	137-152	0.621			
	137-171	0.474			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

152	137-152	0.621	5.59	0	5.59
	152-153	0.073			
	152-159	10.484			
153	152-153	0.073	0.35	0	0.35
	153-154	0.091			
	153-156	0.545			
154	153-154	0.091	0.36	0	0.36
	154-155	0.068			
	154-157	0.562			
155	154-155	0.068	0.31	0	0.31
	155-158	0.552			
156	156-153	0.545	0.27	0	0.27
157	154-157	0.562	0.28	0	0.28
158	155-158	0.552	0.28	0	0.28
159	152-159	10.484	5.43	0	5.43
	159-160	0.164			
	159-161	0.218			
160	159-160	0.164	0.08	0	0.08
161	159-161	0.218	0.48	0	0.48
	161-162	0.213			
	161-163	0.533			
162	161-162	0.213	0.11	0	0.11
163	161-163	0.533	0.27	0	0.27
171	137-171	0.474	0.45	0	0.45
	171-172	0.373			
	171-173	0.059			
172	172-171	0.373	0.19	0	0.19
173	171-173	0.059	0.81	0	0.81
	173-174	0.029			
	173-176	1.529			
174	173-174	0.029	0.76	0	0.76
	174-138	0.442			
	174-175	1.057			
141	140-141	0.278	0.14	0	0.14
142	140-142	0.080	0.31	0	0.31
	142-145	0.209			
	142-143	0.336			
145	142-145	0.209	1.21	0	1.21
	145-146	0.411			
	145-164	1.800			
146	145-146	0.411	0.403	0	0.403
	146-147	0.251			
	146-148	0.144			
147	146-147	0.251	0.13	0	0.13
148	146-148	0.144	0.32	0	0.32
	148-149	0.168			
	148-150	0.337			
149	148-149	0.168	0.08	0	0.08
150	148-150	0.337	0.17	0	0.17

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

164	145-164	1.800	2.35	0	2.35
	164-165	0.972			
	164-166	1.932			
165	164-165	0.972	0.49	0	0.49
166	164-166	1.932	1.29	0	1.29
	166-167	0.368			
	166-168	0.282			
167	167-166	0.368	0.18	0	0.18
168	166-168	0.282	0.52	0	0.52
	168-170	0.450			
	168-169	0.310			
170	168-170	0.450	0.23	0	0.23
190	190-80	0.497	0.25	0	0.25
133	133-118	1.631	0.82	0	0.82
89	90-89	0.417	0.35	0	0.35
	89-92	0.132			
	89-91	0.153			
92	89-92	0.132	0.07	0	0.07
91	89-91	0.153	0.08	0	0.08
169	169-168	0.310	0.16	0	0.16
143	144-143	0.800	0.40	0	0.40
	143-144	0.800			
	143-151	1.148	1.14		1.14
	143-142	0.336			
151	151-143	1.148	0.57	0	0.57
175	175-174	1.057	0.53	0	0.53
176	173-176	1.529	1.03	0	1.03
	176-177	0.226			
	176-178	0.307			
177	176-177	0.226	0.11	0	0.11
178	176-178	0.307	0.30	0	0.30
	178-179	0.185			
	178-180	0.104			
179	178-179	0.185	0.09	0	0.09
180	178-180	0.104	0.19	0	0.19
	180-181	0.182			
	180-182	0.098			
181	180-181	0.182	0.09	0	0.09
182	180-182	0.098	0.15	0	0.15
	182-183	0.117			
	182-184	0.085			
183	182-183	0.117	0.06	0	0.06
184	182-184	0.085	0.12	0	0.12
	184-185	0.108			
	184-186	0.054			
185	184-185	0.108	0.05	0	0.05
186	184-186	0.054	0.104	0	0.104
	186-187	0.086			
	186-188	0.068			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

187	186-187	0.086	0.043	0	0.043
188	186-188	0.068	0.063	0	0.063
	188-189	0.057			
189	188-189	0.057	0.03	0	0.03
1	1-2	0.088	0.044	0	0.044
2	1-2	0.088	0.64	0	0.64
	2-3	1.096			
	2-4	0.090			
3	2-3	1.096	0.55	0	0.55
4	2-4	0.090	0.79	0	0.79
	4-5	0.245			
	4-6	1.246			
5	4-5	0.245	0.12	0	0.12
6	4-6	1.246	2.62	0	2.62
	6-69	1.756			
	6-7	1.183			
	6-8	1.054			
69	6-69	1.756	1.10	0	1.10
	69-68	0.151			
	69-70	0.301			
68	68-69	0.151	0.08	0	0.08
70	69-70	0.301	0.37	0	0.37
	70-72	0.326			
	70-73	0.105			
67	67-65	1.071	0.54	17	17.54
72	70-72	0.326	0.16	0	0.16
73	70-73	0.105	1.35	0	1.35
	73-74	0.161			
	73-78	2.432			
74	73-74	0.161	0.274	0	0.274
	74-75	0.066			
	74-76	0.320			
75	75-74	0.066	0.033	0	0.033
76	76-74	0.320	0.160	0	0.160
78	73-78	2.432	1.22	0	1.22
7	6-7	1.183	0.59	0	0.59
8	6-8	1.054	0.66	0	0.66
	8-9	0.150			
	8-20	0.118			
9	8-9	1.054	0.62	0	0.62
	9-10	0.168			
	9-11	0.012			
10	9-10	0.168	0.084	0	0.084
11	9-11	0.012	0.11	0	0.11
	11-12	0.160			
	11-13	0.055			
12	11-12	0.160	0.08	0	0.08
13	11-13	0.055	0.10	0	0.10
	13-14	0.127			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	13-15	0.021			
14	13-14	0.127	0.064	0	0.064
15	13-15	0.021	0.16	0	0.16
	15-16	0.157			
16	15-17	0.143	0.08	0	0.08
	15-16	0.157			
17	15-17	0.143	0.072	0	0.072
20	8-20	0.118	0.19	0	0.19
	20-21	0.186			
	20-19	0.076			
21	20-21	0.186	0.09	0	0.09
19	20-19	0.076	2.55	0	2.55
	19-18	0.518			
	19-22	4.507			
18	19-18	0.518	0.26	0	0.26
22	19-22	4.507	3.09	0	3.09
	22-23	1.361			
	22-24	0.318			
23	22-23	1.361	0.68	0	0.68
24	22-24	0.318	0.71	0	0.71
	24-25	0.669			
	24-26	0.440			
25	24-25	0.669	0.33	0	0.33
26	24-26	0.440	0.70	0	0.70
	26-27	0.624			
	26-28	0.336			
27	26-27	0.624	0.312	0	0.312
28	28-26	0.336	1.22	0	1.22
	28-29	0.913			
	28-30	1.197			
29	28-29	0.913	0.46	0	0.46
	28-30	1.197			
30	30-31	0.545	0.87	0	0.87
	28-30	1.197			
31	30-31	0.545	0.82	0	0.82
	31-32	0.219			
	31-33	0.874			
32	31-32	0.219	0.11	0	0.11
33	31-33	0.874	0.71	0	0.71
	33-34	0.102			
	33-37	0.435			
34	33-34	0.102	0.16	0	0.16
	34-35	0.064			
	34-36	0.152			
35	34-35	0.064	0.032	0	0.032
36	34-36	0.152	0.08	0	0.08
37	33-37	0.435	0.22	0	0.22
30	30-40	0.901	0.45	0	0.45
40	30-40	0.901	0.55	0	0.55
	40-41	0.102			

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

	40-38	0.098			
41	40-41	0.102	0.05	0	0.05
38	40-38	0.098	0.15	0	0.15
	38-39	0.132			
	38-42	0.076			
39	38-39	0.132	0.07	0	0.07
42	38-42	0.076	0.09	0	0.09
	42-43	0.097			
43	42-43	0.097	0.36	0	0.36
	43-44	0.120			
	43-45	0.504			
44	43-44	0.120	0.06	0	0.06
45	43-45	0.504	0.36	0	0.36
	45-46	0.149			
	45-47	0.057			
46	45-46	0.149	0.07	0	0.07
47	45-47	0.057	0.19	0	0.19
	47-48	0.225			
	47-49	0.105			
48	47-48	0.225	0.11	0	0.11
49	49-50	0.201	0.10	0	0.10
	47-49	0.105			
	49-50	0.201	0.19	0	0.19
	49-51	0.070			
51	49-51	0.070	0.46	0	0.46
	51-52	0.247			
	51-53	0.610			
52	51-52	0.247	0.12	0	0.12
53	51-53	0.610	0.35	0	0.35
	53-56	0.077			
	53-54	0.009			
56	53-56	0.077	0.197	0	0.197
	56-57	0.196			
	56-58	0.121			
57	56-57	0.196	0.098	0	0.098
58	56-58	0.121	0.22	0	0.22
	58-59	0.228			
	58-60	0.086			
59	58-59	0.228	0.11	0	0.11
60	58-60	0.086	0.36	0	0.36
	60-61	0.389			
	60-62	0.244			
61	60-61	0.389	0.19	0	0.19
62	60-62	0.244	0.12	0	0.12
54	53-54	0.009	0.21	0	0.21
	54-55	0.283			
	54-164	0.121			
55	54-55	0.283	0.14	0	0.14

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

164	54-164	0.121	0.28	0	0.28
	164-165	0.106			
	164-166	0.113			
165	164-165	0.972	0.49	0	0.49
166	164-166	1.932	1.33	0	1.33
	166-167	0.368			
	166-168	0.368			
167	166-167	0.368	0.18	0	0.18
168	166-168	0.282	0.30	0	0.30
	168-169	0.310			
169	168-169	0.310	0.155	0	0.155

### VII.4.2- détermination des diamètres du réseau

Les conduites du réseau sont dimensionnée a partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesses ( $0.5 \sim 1.5 \frac{m}{s}$  jusqu'a  $2 \frac{m}{s}$  en cas de pointe plus incendie)

**Tableau VII.3 : détermination des diamètres du réseau**

tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)		$\varnothing_{ext}$ (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)	
	$Q_{pointe}$ (l/s)	$Q_{pointe+inc}$ (l/s)			pointe	Pointe+inc
1'-2'	54	54	200	11.9	0,78	0,78
2'-3'	16.41	16.41	160	9.5	0,89	0,89
78'-79'	0.53	0.53	25	3.0	1,45	1,45
78'-80'	2.47	2.47	50	3.0	1,05	1,05
80'-82'	0.92	0.92	40	3.0	0,66	0,66
80'-81'	0.20	0.20	25	3.0	0,89	0,89
82'-83'	0.17	0.17	25	3.0	0,54	0,54
82'-84'	0.25	0.25	25	3.0	0,67	0,67
72'-78'	5.30	5.30	63	3.0	1,13	1,13
77'-75'	0.19	0.19	25	3.0	1,42	1,42

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

75'-76'	0.09	0.09	25	3.0	0,76	0,76
73'-75'	0.58	0.58	25	3.0	0,87	0,87
73'-74'	0.14	0.14	25	3.0	1,42	1,42
72'-73'	1.13	1.13	32	3.0	1,02	1,02
68'-72'	6.64	6.64	75	4.5	1,28	1,28
69'-71'	0.63	0.63	32	3.0	0,71	0,71
69'-70'	0.44	0.44	25	3.0	1,54	1,54
68'-69'	2.13	2.13	63	3.0	0,53	0,53
66'-68'	9.06	9.06	110	6.6	0,99	0,99
66'-67'	0.15	0.15	25	3.0	0,71	0,71
65'-66'	9.38	9.38	75	4.5	1,76	1,76
63'-65'	4.84	4.84	50	3.0	1,7	1,7
65'-64'	4.88	4.88	75	4.5	0,9	0,9
63'-64'	5.17	5.17	110	6.6	0,6	0,6
56'-63'	11.01	11.01	200	11.9	0,35	0,35
99'-100'	0.031	0.031	25	3.0	0,87	0,87
97'-99'	0.094	0.094	25	3.0	0,59	0,59
97'-98'	0.05	0.05	25	3.0	1,2	1,2
95'-97'	0.24	0.24	25	3.0	0,78	0,78
95'-96'	0.06	0.06	25	3.0	1,5	1,5
93'-95'	0.42	0.42	32	3.0	0,58	0,58
93'-94'	0.06	0.06	25	3.0	0,51	0,51
91'-93'	0.63	0.63	32	3.0	0,51	0,51

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

91'-92'	0.10	0.10	25	3.0	0,94	0,94
89'-91'	0.91	0.91	40	3.0	0,68	0,68
89'-90'	0.10	0.10	25	3.0	0,59	0,59
87'-89'	1.31	1.31	50	3.0	0,51	0,51
87'-88'	0.12	0.12	25	3.0	0,76	0,76
61'-87'	2.52	2.52	40	3.0	1,58	1,58
62'-86'	0.58	0.58	25	3.0	1,35	1,35
62'-64'	0.24	0.24	25	3.0	0,64	0,64
61'-62'	1.51	1.51	50	3.0	0,59	0,59
59'-61'	4.77	4.77	90	3.5	0,62	0,62
59'-60'	0.21	0.21	25	3.0	0,57	0,57
58'-59'	5.43	5.43	75	4.5	0,97	0,97
110'-112'	0.29	0.29	25	3.0	0,56	0,56
110'-111'	0.12	0.12	25	3.0	1,14	1,14
108'-110'	0.87	0.87	32	3.0	0,7	0,7
108'-109'	0.09	0.09	25	3.0	1,03	1,03
108'-101'	6.89	6.89	90	3.5	0,84	0,84
104'-105'	0.30	0.30	25	3.0	0,58	0,58
103'-104'	0.59	0.59	25	3.0	0,81	0,81
103'-106'	0.31	0.31	25	3.0	1,49	1,49
102'-103'	1.23	1.23	32	3.0	1,09	1,09
102'-107'	0.30	0.30	25	3.0	0,82	0,82
101'-102'	1.85	1.85	50	3.0	0,66	0,66

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

101'-58'	13.84	13.84	125	7.4	0,96	0,96
57'-58'	19.89	19.89	200	11.9	0,59	0,59
57'-85'	0.28	0.28	25	3.0	0,64	0,64
57'-56'	20.35	20.35	200	11.9	0,63	0,63
2'-56'	34.27	34.27	200	11.9	0,95	0,95
29'-30'	0.08	0.08	25	3.0	1,89	1,89
29'-31'	0.08	0.08	25	3.0	0,78	0,78
27'-29'	0.51	0.51	25	3.0	0,89	0,89
27'-28'	0.08	0.08	25	3.0	1,45	1,45
25'-27'	0.99	0.99	32	3.0	1,05	1,05
25'-26'	0.05	0.05	25	3.0	0,66	0,66
23'-25'	1.26	1.26	40	3.0	0,89	0,89
23'-24'	0.11	0.11	25	3.0	0,54	0,54
21'-23'	1.50	1.50	50	3.0	0,67	0,67
21'-22'	0.097	0.097	25	3.0	1,13	1,13
19'-21'	1.66	1.66	32	3.0	1,42	1,42
19'-20'	0.12	0.12	25	3.0	0,76	0,76
18'-19'	1.97	1.97	50	3.0	0,87	0,87
37'-39'	0.90	0.90	25	3.0	1,42	1,42
49'-52'	0.27	0.27	25	3.0	1,02	1,02
49'-50'	0.13	0.13	25	3.0	1,28	1,28
48'-49'	0.76	0.76	32	3.0	0,71	0,71
48'-51'	0.18	0.18	25	3.0	1,54	1,54

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

46'-48'	1.22	1.22	50	3.0	0,53	0,53
46'-47'	0.17	0.17	25	3.0	0,99	0,99
44'-46'	1.57	1.57	50	3.0	0,71	0,71
44'-45'	0.23	0.23	25	3.0	1,76	1,76
42'-44'	2.10	2.10	32	3.0	1,7	1,7
42'-43'	0.10	0.10	25	3.0	0,9	0,9
40'-42'	2.39	2.39	63	3.0	0,6	0,6
40'-41'	0.07	0.07	25	3.0	0,35	0,35
38'-40'	2.62	2.62	63	3.0	0,87	0,87
55'-53'	0.08	0.08	25	3.0	0,59	0,59
53'-54'	0.07	0.07	25	3.0	1,2	1,2
53'-10'	0.51	0.51	25	3.0	0,78	0,78
9'-11'	0.14	0.14	25	3.0	1,5	1,5
4'-5'	0.14	0.14	25	3.0	0,58	0,58
1-2	31,3894	48.39	200	11.9	1,15	1.77
2-3	0,6028	0,6028	25	3.0	1,32	1.32
2-4	30,2045	47.20	160	9.5	1,43	2.23
4-5	0,13475	0,13475	25	3.0	0,78	0.78
4-6	29,3493	46.35	200	11.9	0,89	2.25
6-69	4,8278	4,8278	63	3.0	1,45	1.45
69-68	0,08305	0,08305	25	3.0	1,05	1.05
69-70	0,59655	0,59655	32	3.0	0,66	0.66
70-72	0,1793	0,1793	25	3.0	0,89	0.89

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

70-73	0,21875	0,21875	25	3.0	0,54	0.54
73-74	0,08855	0,08855	25	3.0	0,67	0.67
74-75	0,0363	0,0363	25	3.0	1,13	1.13
74-76	0,176	0,176	25	3.0	1,42	1.42
73-78	1,3376	1,3376	50	3.0	0,76	0.76
6-7	0,65065	0,65065	32	3.0	0,87	0.87
6-8	21,3887	38.39	125	7.4	1,42	2.55
8-9	0,9255	0,9255	32	3.0	1,02	1.02
9-10	0,0924	0,0924	25	3.0	1,28	1.28
9-11	0,6696	0,6696	32	3.0	0,71	0.71
11-12	0,088	0,088	25	3.0	1,54	1.54
11-13	0,47825	0,47825	32	3.0	0,53	0.53
13-14	0,06985	0,06985	25	3.0	0,99	0.99
13-15	0,31155	0,31155	25	3.0	0,71	0.71
15-16	0,08635	0,08635	25	3.0	1,76	1.76
15-17	0,07865	0,07865	25	3.0	1,7	1.7
8-20	19,7629	36.76	160	7.4	0,9	1.67
20-19	0,0418	0,0418	25	3.0	0,35	0.35
19-18	0,2849	0,2849	25	3.0	0,87	0.87
19-22	16,88985	33.89	200	11.9	0,59	1.18
22-23	0,74855	0,74855	25	3.0	1,2	1.2
22-24	12,9069	29.91	125	7.4	0,78	0.78
24-25	0,36795	0,36795	25	3.0	1,5	1.5

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

24-26	11,865	28.87	160	9.5	0,58	0.58
26-27	0,3432	0,3432	25	3.0	0,51	0.51
26-28	10,8478	37.85	160	9.5	0,51	1.78
28-29	0,50215	0,50215	25	3.0	0,94	0.94
28-30	9,21135	26.21	125	7.4	0,68	1.94
30-31	2,14575	2,14575	63	3.0	0,59	0.59
31-32	0,12045	0,12045	25	3.0	0,51	0.51
31-33	1,2337	1,2337	40	3.0	0,76	0.76
33-34	0,2721	0,2721	25	3.0	1,58	1.58
34-35	0,0352	0,0352	25	3.0	1,35	1.35
34-36	0,0836	0,0836	25	3.0	0,64	0.64
33-37	0,23925	0,23925	25	3.0	0,59	0.59
30-40	5,75655	22.76	110	6.6	0,62	2.45
40-41	0,0561	0,0561	25	3.0	0,57	0.57
40-38	5,1149	22.11	75	4.5	0,97	4.20
38-39	0,0726	0,0726	25	3.0	0,56	0.56
38-42	4,8948	11.89	75	4.5	1,14	2.77
42-43	4,80935	21.8	90	5.4	0,7	3.17
43-44	0,066	0,066	25	3.0	1,03	1.03
43-45	4,4092	21.40	75	4.5	0,84	0.84
45-46	0,08195	0,08195	25	3.0	0,58	0.58
45-47	3,95735	20.96	75	4.5	0,81	0.81
47-48	0,12375	0,12375	25	3.0	1,49	1.49

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

47-49	3,65375	20.65	63	3.0	1,09	1.09
49-50	0,11055	17.11	25	3.0	0,82	0.82
49-51	3,3635	3,3635	75	4.5	0,66	0.66
51-52	0,13585	0,13585	25	3.0	0,96	0.96
51-53	2,8035	19.8	75	4.5	0,59	0.59
53-56	1,30635	18.3	50	3.0	0,64	0.64
56-57	0,1078	17.1	25	3.0	0,63	0.63
56-58	1,01355	18.01	40	3.0	0,95	0.95
58-59	0,1254	0,1254	25	3.0	1,89	1.89
58-60	0,6803	17.68	25	3.0	1,66	1.66
60-61	0,21395	0,21395	25	3.0	1,47	1.47
60-62	0,1342	17.13	25	3.0	1,68	1.68
53-54	1,12295	1,12295	40	3.0	0,87	0.87
54-55	0,15565	0,15565	25	3.0	0,68	0.68
54-164	0,78055	0,78055	40	3.0	0,58	0.58
164-165	0,0583	0,0583	25	3.0	1,45	1.45
164-166	0,55715	0,55715	25	3.0	1,23	1.23
166-167	0,1023	0,1023	25	3.0	0,58	0.58
166-168	0,2559	0,2559	25	3.0	1,2	1.2
168-169	0,10505	0,10505	25	3.0	1,05	1.05
42-63	4,168	21.168	63	3.0	1,42	3.25
63-64	0,2915	0,2915	25	3.0	1,15	1.15
63-65	2,5075	19.51	63	3.0	0,68	5.23

65-66	0,231	0,231	25	3.0	0,89	0.89
65-67	0,891	0,891	40	3.0	0,67	0.67

### VII.4.3 – calcul des paramètres hydrauliques par l'Epanet

Pour le calcul des paramètres hydrauliques du réseau projeté, on a introduit les données nécessaires, pour les deux cas de fonctionnement :

- ✓ Cas de pointe
- ✓ Cas de pointe + incendie

#### a. Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux sous pression.

#### b. Etapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes d'utilisation d'Epanet pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivant :

- ✓ Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons)
- ✓ Lancer une simulation hydraulique
- ✓ visualiser les résultats de la simulation (sous forme de tableaux ou de schémas)

La perte de charge peut être calculée en utilisant la formule de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D}$$

Avec :

$\Delta H$  : Perte de charge (m)

$V$  : vitesse de l'écoulement (m/s)

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )

$D$  : Diamètre de la conduite (m)

$\lambda$  : Coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement ( $\lambda = f(\varepsilon, D, Q)$ )

$\varepsilon$  : Rugosité absolue de la conduite (mm)

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

### VII.4.4 – calcul des paramètres hydrauliques par l'Epanet

Les résultats de calcul hydraulique obtenus par l'Epanet sont représentés dans les tableaux et les schémas suivants :

**Tableau VII.4 : Calcul des paramètres hydraulique de la ville (cas de pointe)**

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.D.C (mce)
1'-2'	345.36	200	0.05	54	0,78	34,54
2'-3'	174.96	160	0.01	16.41	0,89	17,50
78'-79'	223.84	25	0.01	0.53	1,45	22,38
78'-80'	224.64	50	0.01	2.47	1,05	22,46
80'-82'	78.32	40	0.01	0.92	0,66	7,83
80'-81'	11.12	25	0.01	0.20	0,89	1,11
82'-83'	198.08	25	0.01	0.17	0,54	19,81
82'-84'	231.36	25	0.01	0.25	0,67	23,14
72'-78'	108.32	63	0.01	5.30	1,13	10,83
77'-75'	134.72	25	0.01	0.19	1,42	13,47
75'-76'	168.8	25	0.01	0.09	0,76	16,88
73'-75'	53.04	25	0.01	0.58	0,87	5,30
73'-74'	73.28	25	0.01	0.14	1,42	7,33
72'-73'	163.04	32	0.01	1.13	1,02	16,30
68'-72'	137.2	75	0.01	6.64	1,28	13,72
69'-71'	268.08	32	0.01	0.63	0,71	26,81
69'-70'	49.12	25	0.01	0.44	1,54	4,91
68'-69'	57.52	63	0.01	2.13	0,53	5,75
66'-68'	46.4	110	0.01	9.06	0,99	4,64
66'-67'	81.12	25	0.01	0.15	0,71	8,11
65'-66'	52.96	75	0.01	9.38	1,76	5,30
63'-65'	189.84	50	0.01	4.84	1,7	18,98
65'-64'	43.36	75	0.01	4.88	0,9	4,34
63'-64'	138.4	110	0.01	5.17	0,6	13,84
56'-63'	58.08	200	0.05	11.01	0,35	5,81
99'-100'	149.6	25	0.01	0.031	0,87	14,96
97'-99'	27.04	25	0.01	0.094	0,59	2,70
97'-98'	110.32	25	0.01	0.05	1,2	11,03
95'-97'	219.68	25	0.01	0.24	0,78	21,97
95'-96'	273.68	25	0.01	0.06	1,5	27,37
93'-95'	257.52	32	0.01	0.42	0,58	25,70
93'-94'	75.76	25	0.01	0.06	0,51	7,58
91'-93'	125.2	32	0.01	0.63	0,51	12,52
91'-92'	118.96	25	0.01	0.10	0,94	11,90
89'-91'	6.8	40	0.01	0.91	0,68	0,68
89'-90'	64.4	25	0.01	0.10	0,59	6,44
87'-89'	112.96	50	0.01	1.31	0,51	11,30
87'-88'	6.88	25	0.01	0.12	0,76	0,69

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

61'-87'	49.76	40	0.01	2.52	1,58	4,98
62'-86'	98.56	25	0.01	0.58	1,35	9,86
62'-64'	41.76	25	0.01	0.24	0,64	4,15
61'-62'	44.08	50	0.01	1.51	0,59	4,41
59'-61'	3.92	90	0.01	4.77	0,62	0,39
59'-60'	89.28	25	0.01	0.21	0,57	8,93
58'-59'	43.12	75	0.01	5.43	0,97	4,31
110'-112'	41.28	25	0.01	0.29	0,56	4,13
110'-111'	126.56	25	0.01	0.12	1,14	12,66
108'-110'	66.08	32	0.01	0.87	0,7	6,61
108'-109'	181.68	25	0.01	0.09	1,03	18,17
108'-101'	66.48	90	0.01	6.89	0,84	6,65
104'-105'	67.12	25	0.01	0.30	0,58	6,71
103'-104'	1639.84	25	0.01	0.59	0,81	163,98
103'-106'	634.72	25	0.01	0.31	1,49	63,47
102'-103'	118.56	32	0.01	1.23	1,09	11,86
102'-107'	147.44	25	0.01	0.30	0,82	14,74
101'-102'	293.04	50	0.01	1.85	0,66	29,30
101'-58'	106.64	125	0.01	13.84	0,96	10,66
57'-58'	227.84	200	0.05	19.89	0,59	22,78
57'-85'	282.08	25	0.01	0.28	0,64	28,21
57'-56'	33.04	200	0.05	20.35	0,63	3,30
2'-56'	41.52	200	0.05	34.27	0,95	4,15
29'-30'	31.04	25	0.01	0.08	1,89	3,10
29'-31'	247.6	25	0.01	0.08	0,78	24,76
27'-29'	255.52	25	0.01	0.51	0,89	25,55
27'-28'	250.8	25	0.01	0.08	1,45	25,08
25'-27'	4765.6	32	0.01	0.99	1,05	476,54
25'-26'	74.32	25	0.01	0.05	0,66	7,43
23'-25'	99.04	40	0.01	1.26	0,89	9,90
23'-24'	96.96	25	0.01	0.11	0,54	9,70
21'-23'	242.4	50	0.01	1.50	0,67	24,24
21'-22'	215.52	25	0.01	0.097	1,13	21,55
19'-21'	169.6	32	0.01	1.66	1,42	16,96
19'-20'	26.64	25	0.01	0.12	0,76	2,66
18'-19'	12.96	50	0.01	1.97	0,87	1,30
37'-39'	200.8	25	0.01	0.90	1,42	20,08
49'-52'	10.72	25	0.01	0.27	1,02	1,07
49'-50'	126.56	25	0.01	0.13	1,28	12,66
48'-49'	36.32	32	0.01	0.76	0,71	3,63
48'-51'	95.12	25	0.01	0.18	1,54	9,51
46'-48'	187.04	50	0.01	1.22	0,53	18,70
46'-47'	114.24	25	0.01	0.17	0,99	11,42
44'-46'	65.36	50	0.01	1.57	0,71	6,54
44'-45'	76.4	25	0.01	0.23	1,76	7,64
42'-44'	153.28	32	0.01	2.10	1,7	15,38
42'-43'	818	25	0.01	0.10	0,9	81,80
40'-42'	441.68	63	0.01	2.39	0,6	44,17

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

40'-41'	878.08	25	0.01	0.07	0,35	87,81
38'-40'	167.36	63	0.01	2.62	0,87	16,74
55'-53'	128.24	25	0.01	0.08	0,59	12,82
53'-54'	204.32	25	0.01	0.07	1,2	20,43
53'-10'	226	25	0.01	0.51	0,78	22,60
9'-11'	393.52	25	0.01	0.14	1,5	39,35
4'-5'	83.04	25	0.01	0.14	0,58	8,30
1-2	61.68	200	0.05	31,3894	1,15	6,17
2-3	741.44	25	0.01	0,6028	1,32	74,14
2-4	79.04	160	0.01	30,2045	1,43	7,90
4-5	189.6	25	0.01	0,13475	0,78	18,96
4-6	59.92	200	0.05	29,3493	0,89	5,99
6-69	69.68	63	0.01	4,8278	1,45	6,97
69-68	140.96	25	0.01	0,08305	1,05	14,10
69-70	363.76	32	0.01	0,59655	0,66	36,38
70-72	152.64	25	0.01	0,1793	0,89	15,26
70-73	521.84	25	0.01	0,21875	0,54	52,18
73-74	480.32	25	0.01	0,08855	0,67	48,03
74-75	694.88	25	0.01	0,0363	1,13	69,49
74-76	102.88	25	0.01	0,176	1,42	10,29
73-78	139.6	50	0.01	1,3376	0,76	13,96
6-7	84.24	32	0.01	0,65065	0,87	8,42
6-8	47.44	125	0.01	21,3887	1,42	4,74
8-9	82.8	32	0.01	0,9255	1,02	8,28
9-10	44.72	25	0.01	0,0924	1,28	4,47
9-11	53.36	32	0.01	0,6696	0,71	5,34
11-12	38.56	25	0.01	0,088	1,54	3,86
11-13	49.12	32	0.01	0,47825	0,53	4,91
13-14	24.56	25	0.01	0,06985	0,99	2,46
13-15	39.20	25	0.01	0,31155	0,71	3,92
15-16	31.12	25	0.01	0,08635	1,76	3,11
15-17	26.00	25	0.01	0,07865	1,7	2,60
8-20	40.12	160	0.01	19,7629	0,9	4,01
20-19	498.02	25	0.01	0,0418	0,35	49,80
19-18	40.96	25	0.01	0,2849	0,87	4,10
19-22	111.29	200	0.05	16,88985	0,59	11,13
22-23	566.48	25	0.01	0,74855	1,2	56,65
22-24	798.16	125	0.01	12,9069	0,78	79,82
24-25	68.8	25	0.01	0,36795	1,5	6,88
24-26	136.88	160	0.01	11,865	0,58	13,69
26-27	148.24	25	0.01	0,3432	0,51	14,82
26-28	47.6	160	0.01	10,8478	0,51	4,76
28-29	73.12	25	0.01	0,50215	0,94	7,31
28-30	30.16	125	0.01	9,21135	0,68	3,02
30-31	145.6	63	0.01	2,14575	0,59	14,56
31-32	1105.68	25	0.01	0,12045	0,51	110,57
31-33	537.52	40	0.01	1,2337	0,76	53,75
33-34	479.28	25	0.01	0,2721	1,58	47,93

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

34-35	68.16	25	0.01	0,0352	1,35	6,82
34-36	76.4	25	0.01	0,0836	0,64	7,64
33-37	5.52	25	0.01	0,23925	0,59	0,55
30-40	72.72	110	0.01	5,75655	0,62	7,27
40-41	24.96	25	0.01	0,0561	0,57	2,50
40-38	57.68	75	0.01	5,1149	0,97	5,77
38-39	9.76	25	0.01	0,0726	0,56	0,98
38-42	71.44	75	0.01	4,8948	1,14	7,14
42-43	65.12	90	0.01	4,80935	0,7	6,51
43-44	53.52	25	0.01	0,066	1,03	5,35
43-45	84.72	75	0.01	4,4092	0,84	8,47
45-46	34.4	25	0.01	0,08195	0,58	3,44
45-47	235.6	75	0.01	3,95735	0,81	23,56
47-48	2048.48	25	0.01	0,12375	1,49	204,85
47-49	618.56	63	0.01	3,65375	1,09	61,86
49-50	144.4	25	0.01	0,11055	0,82	14,44
49-51	304.16	75	0.01	3,3635	0,66	30,42
51-52	200	25	0.01	0,13585	0,96	20,00
51-53	283.52	75	0.01	2,8035	0,59	28,35
53-56	152.64	50	0.01	1,30635	0,64	15,26
56-57	415.12	25	0.01	0,1078	0,63	41,51
56-58	544	40	0.01	1,01355	0,95	54,40
58-59	247.52	25	0.01	0,1254	1,89	24,75
58-60	99.6	25	0.01	0,6803	1,66	9,96
60-61	397.44	25	0.01	0,21395	1,47	39,74
60-62	46.32	25	0.01	0,1342	1,68	4,63
53-54	29.28	40	0.01	1,12295	0,87	2,93
54-55	69.04	25	0.01	0,15565	0,68	6,90
54-164	197.6	40	0.01	0,78055	0,58	19,76
164-165	409.52	25	0.01	0,0583	1,45	40,95
164-166	46.32	25	0.01	0,55715	1,23	4,63
166-167	44.4	25	0.01	0,1023	0,58	4,44
166-168	59.84	25	0.01	0,2559	1,2	5,98
168-169	34.64	25	0.01	0,10505	1,05	3,46
42-63	44	63	0.01	4,168	1,42	4,40
63-64	54.72	25	0.01	0,2915	1,15	5,47
63-65	228.96	63	0.01	2,5075	0,68	22,90
65-66	67.52	25	0.01	0,231	0,89	6,75
65-67	26.08	40	0.01	0,891	0,67	2,61

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

**Tableau VII.5 : Calcul des paramètres hydraulique de la ville (cas de pointe + incendie)**

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.D.C (mce)
1'-2'	345.36	200	0.05	54	0,78	34,54
2'-3'	174.96	160	0.01	16.41	0,89	17,50
78'-79'	223.84	25	0.01	0.53	1,45	22,38
78'-80'	224.64	50	0.01	2.47	1,05	22,46
80'-82'	78.32	40	0.01	0.92	0,66	7,83
80'-81'	11.12	25	0.01	0.20	0,89	1,11
82'-83'	198.08	25	0.01	0.17	0,54	19,81
82'-84'	231.36	25	0.01	0.25	0,67	23,14
72'-78'	108.32	63	0.01	5.30	1,13	10,83
77'-75'	134.72	25	0.01	0.19	1,42	13,47
75'-76'	168.8	25	0.01	0.09	0,76	16,88
73'-75'	53.04	25	0.01	0.58	0,87	5,30
73'-74'	73.28	25	0.01	0.14	1,42	7,33
72'-73'	163.04	32	0.01	1.13	1,02	16,30
68'-72'	137.2	75	0.01	6.64	1,28	13,72
69'-71'	268.08	32	0.01	0.63	0,71	26,81
69'-70'	49.12	25	0.01	0.44	1,54	4,91
68'-69'	57.52	63	0.01	2.13	0,53	5,75
66'-68'	46.4	110	0.01	9.06	0,99	4,64
66'-67'	81.12	25	0.01	0.15	0,71	8,11
65'-66'	52.96	75	0.01	9.38	1,76	5,30
63'-65'	189.84	50	0.01	4.84	1,7	18,98
65'-64'	43.36	75	0.01	4.88	0,9	4,34
63'-64'	138.4	110	0.01	5.17	0,6	13,84
56'-63'	58.08	200	0.05	11.01	0,35	5,81
99'-100'	149.6	25	0.01	0.031	0,87	14,96
97'-99'	27.04	25	0.01	0.094	0,59	2,70
97'-98'	110.32	25	0.01	0.05	1,2	11,03
95'-97'	219.68	25	0.01	0.24	0,78	21,97
95'-96'	273.68	25	0.01	0.06	1,5	27,37
93'-95'	257.52	32	0.01	0.42	0,58	25,70
93'-94'	75.76	25	0.01	0.06	0,51	7,58
91'-93'	125.2	32	0.01	0.63	0,51	12,52
91'-92'	118.96	25	0.01	0.10	0,94	11,90
89'-91'	6.8	40	0.01	0.91	0,68	0,68
89'-90'	64.4	25	0.01	0.10	0,59	6,44
87'-89'	112.96	50	0.01	1.31	0,51	11,30
87'-88'	6.88	25	0.01	0.12	0,76	0,69
61'-87'	49.76	40	0.01	2.52	1,58	4,98
62'-86'	98.56	25	0.01	0.58	1,35	9,86
62'-64'	41.76	25	0.01	0.24	0,64	4,15
61'-62'	44.08	50	0.01	1.51	0,59	4,41
59'-61'	3.92	90	0.01	4.77	0,62	0,39
59'-60'	89.28	25	0.01	0.21	0,57	8,93
58'-59'	43.12	75	0.01	5.43	0,97	4,31

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

110'-112'	41.28	25	0.01	0.29	0,56	4,13
110'-111'	126.56	25	0.01	0.12	1,14	12,66
108'-110'	66.08	32	0.01	0.87	0,7	6,61
108'-109'	181.68	25	0.01	0.09	1,03	18,17
108'-101'	66.48	90	0.01	6.89	0,84	6,65
104'-105'	67.12	25	0.01	0.30	0,58	6,71
103'-104'	1639.84	25	0.01	0.59	0,81	163,98
103'-106'	634.72	25	0.01	0.31	1,49	63,47
102'-103'	118.56	32	0.01	1.23	1,09	11,86
102'-107'	147.44	25	0.01	0.30	0,82	14,74
101'-102'	293.04	50	0.01	1.85	0,66	29,30
101'-58'	106.64	125	0.01	13.84	0,96	10,66
57'-58'	227.84	200	0.05	19.89	0,59	22,78
57'-85'	282.08	25	0.01	0.28	0,64	28,21
57'-56'	33.04	200	0.05	20.35	0,63	3,30
2'-56'	41.52	200	0.05	34.27	0,95	4,15
29'-30'	31.04	25	0.01	0.08	1,89	3,10
29'-31'	247.6	25	0.01	0.08	0,78	24,76
27'-29'	255.52	25	0.01	0.51	0,89	25,55
27'-28'	250.8	25	0.01	0.08	1,45	25,08
25'-27'	4765.6	32	0.01	0.99	1,05	476,54
25'-26'	74.32	25	0.01	0.05	0,66	7,43
23'-25'	99.04	40	0.01	1.26	0,89	9,90
23'-24'	96.96	25	0.01	0.11	0,54	9,70
21'-23'	242.4	50	0.01	1.50	0,67	24,24
21'-22'	215.52	25	0.01	0.097	1,13	21,55
19'-21'	169.6	32	0.01	1.66	1,42	16,96
19'-20'	26.64	25	0.01	0.12	0,76	2,66
18'-19'	12.96	50	0.01	1.97	0,87	1,30
37'-39'	200.8	25	0.01	0.90	1,42	20,08
49'-52'	10.72	25	0.01	0.27	1,02	1,07
49'-50'	126.56	25	0.01	0.13	1,28	12,66
48'-49'	36.32	32	0.01	0.76	0,71	3,63
48'-51'	95.12	25	0.01	0.18	1,54	9,51
46'-48'	187.04	50	0.01	1.22	0,53	18,70
46'-47'	114.24	25	0.01	0.17	0,99	11,42
44'-46'	65.36	50	0.01	1.57	0,71	6,54
44'-45'	76.4	25	0.01	0.23	1,76	7,64
42'-44'	153.28	32	0.01	2.10	1,7	15,38
42'-43'	818	25	0.01	0.10	0,9	81,80
40'-42'	441.68	63	0.01	2.39	0,6	44,17
40'-41'	878.08	25	0.01	0.07	0,35	87,81
38'-40'	167.36	63	0.01	2.62	0,87	16,74
55'-53'	128.24	25	0.01	0.08	0,59	12,82
53'-54'	204.32	25	0.01	0.07	1,2	20,43
53'-10'	226	25	0.01	0.51	0,78	22,60
9'-11'	393.52	25	0.01	0.14	1,5	39,35
4'-5'	83.04	25	0.01	0.14	0,58	8,30

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

1-2	61.68	200	0.05	48.39	1.77	6,17
2-3	741.44	25	0.01	0,6028	1.32	74,14
2-4	79.04	160	0.01	47.20	2.23	7,90
4-5	189.6	25	0.01	0,13475	0.78	18,96
4-6	59.92	200	0.05	46.35	2.25	5,99
6-69	69.68	63	0.01	4,8278	1.45	6,97
69-68	140.96	25	0.01	0,08305	1.05	14,10
69-70	363.76	32	0.01	0,59655	0.66	36,38
70-72	152.64	25	0.01	0,1793	0.89	15,26
70-73	521.84	25	0.01	0,21875	0.54	52,18
73-74	480.32	25	0.01	0,08855	0.67	48,03
74-75	694.88	25	0.01	0,0363	1.13	69,49
74-76	102.88	25	0.01	0,176	1.42	10,29
73-78	139.6	50	0.01	1,3376	0.76	13,96
6-7	84.24	32	0.01	0,65065	0.87	8,42
6-8	47.44	125	0.01	38.39	2.55	4,74
8-9	82.8	32	0.01	0,9255	1.02	8,28
9-10	44.72	25	0.01	0,0924	1.28	4,47
9-11	53.36	32	0.01	0,6696	0.71	5,34
11-12	38.56	25	0.01	0,088	1.54	3,86
11-13	49.12	32	0.01	0,47825	0.53	4,91
13-14	24.56	25	0.01	0,06985	0.99	2,46
13-15	39.20	25	0.01	0,31155	0.71	3,92
15-16	31.12	25	0.01	0,08635	1.76	3,11
15-17	26.00	25	0.01	0,07865	1.7	2,60
8-20	40.12	160	0.01	36.76	1.67	4,01
20-19	498.02	25	0.01	0,0418	0.35	49,80
19-18	40.96	25	0.01	0,2849	0.87	4,10
19-22	111.29	200	0.05	33.89	1.18	11,13
22-23	566.48	25	0.01	0,74855	1.2	56,65
22-24	798.16	125	0.01	29.91	0.78	79,82
24-25	68.8	25	0.01	0,36795	1.5	6,88
24-26	136.88	160	0.01	28.87	0.58	13,69
26-27	148.24	25	0.01	0,3432	0.51	14,82
26-28	47.6	160	0.01	37.85	1.78	4,76
28-29	73.12	25	0.01	0,50215	0.94	7,31
28-30	30.16	125	0.01	26.21	1.94	3,02
30-31	145.6	63	0.01	2,14575	0.59	14,56
31-32	1105.68	25	0.01	0,12045	0.51	110,57
31-33	537.52	40	0.01	1,2337	0.76	53,75
33-34	479.28	25	0.01	0,2721	1.58	47,93
34-35	68.16	25	0.01	0,0352	1.35	6,82
34-36	76.4	25	0.01	0,0836	0.64	7,64
33-37	5.52	25	0.01	0,23925	0.59	0,55
30-40	72.72	110	0.01	22.76	2.45	7,27
40-41	24.96	25	0.01	0,0561	0.57	2,50
40-38	57.68	75	0.01	22.11	4.20	5,77
38-39	9.76	25	0.01	0,0726	0.56	0,98

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

38-42	71.44	75	0.01	11.89	2.77	7,14
42-43	65.12	90	0.01	21.8	3.17	6,51
43-44	53.52	25	0.01	0,066	1.03	5,35
43-45	84.72	75	0.01	21.40	0.84	8,47
45-46	34.4	25	0.01	0,08195	0.58	3,44
45-47	235.6	75	0.01	20.96	0.81	23,56
47-48	2048.48	25	0.01	0,12375	1.49	204,85
47-49	618.56	63	0.01	20.65	1.09	61,86
49-50	144.4	25	0.01	17.11	0.82	14,44
49-51	304.16	75	0.01	3,3635	0.66	30,42
51-52	200	25	0.01	0,13585	0.96	20,00
51-53	283.52	75	0.01	19.8	0.59	28,35
53-56	152.64	50	0.01	18.3	0.64	15,26
56-57	415.12	25	0.01	17.1	0.63	41,51
56-58	544	40	0.01	18.01	0.95	54,40
58-59	247.52	25	0.01	0,1254	1.89	24,75
58-60	99.6	25	0.01	17.68	1.66	9,96
60-61	397.44	25	0.01	0,21395	1.47	39,74
60-62	46.32	25	0.01	17.13	1.68	4,63
53-54	29.28	40	0.01	1,12295	0.87	2,93
54-55	69.04	25	0.01	0,15565	0.68	6,90
54-164	197.6	40	0.01	0,78055	0.58	19,76
164-165	409.52	25	0.01	0,0583	1.45	40,95
164-166	46.32	25	0.01	0,55715	1.23	4,63
166-167	44.4	25	0.01	0,1023	0.58	4,44
166-168	59.84	25	0.01	0,2559	1.2	5,98
168-169	34.64	25	0.01	0,10505	1.05	3,46
42-63	44	63	0.01	21.168	3.25	4,40
63-64	54.72	25	0.01	0,2915	1.15	5,47
63-65	228.96	63	0.01	19.51	5.23	22,90
65-66	67.52	25	0.01	0,231	0.89	6,75
65-67	26.08	40	0.01	0,891	0.67	2,61

**Tableau VII.6 : Calcul des pressions de service de la ville (cas de pointe)**

Nœud	$Q_n$ (l/s) cas de pointe	$Q_n$ (l/s) Pte + inc	Pression Cas de pte (m.c.e)	Pression Cas de pte + inc (m.c.e)
18'	0.87	0.87	93.38	93.38
15'	0.69	0.85	92.46	92.46
16'	0.25	0.69	90.74	90.74
14'	0.77	0.25	90.53	90.53
13'	0.40	0.77	90.09	90.09

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

12'	0.25	0.40	90.21	90.21
32'	0.37	0.25	91.05	91.05
33'	0.47	0.37	90.32	90.32
8'	0.34	0.47	89.95	89.95
36'	0.42	0.34	89.64	89.64
35'	0.43	0.42	89.88	89.88
38'	0.38	0.43	89.93	89.93
40'	1.03	0.38	89.89	89.89
39'	0.45	1.03	89.1	89.1
40'	0.17	0.45	91.57	91.57
41'	0.06	0.17	87.91	87.91
42'	0.20	0.06	86.92	86.92
43'	0.09	0.20	86.54	86.54
44'	0.32	0.09	85.57	85.57
45'	0.21	0.32	88.97	88.97
46'	0.26	0.21	89.08	89.08
47'	0.15	0.26	89.82	89.82
48'	0.26	0.15	89.29	89.29
51'	0.16	0.26	67.97	67.97
49'	0.39	0.16	85.83	85.83
50'	0.12	0.39	86.4	86.4
52'	0.24	0.12	97.8	97.8
6'	0.67	0.24	96.4	96.4
7'	0.29	0.67	92.3	92.3
3'	0.23	0.29	90.2	90.2
4'	0.34	0.23	89.7	89.7
9'	0.26	0.34	96.5	96.5
10'	0.303	0.26	89.7	89.7
5'	0.07	0.303	92.3	92.3
11'	0.12	0.07	91.4	91.4
2'	2.06	0.12	93.4	93.4
19'	0.209	2.06	91.5	91.5
20'	0.109	0.209	93.5	93.5
21'	0.10	0.109	90.6	90.6
22'	0.05	0.10	92.4	92.4
23'	0.15	0.05	93.4	93.4
24'	0.10	0.15	95.5	95.5
25'	0.23	0.10	96.6	96.6
26'	0.05	0.23	97.4	97.4
27'	0.41	0.05	92.3	92.3
28'	0.07	0.41	93.3	93.3
29'	0.35	0.07	89.5	89.5
30'	0.07	0.35	90.5	90.5
31'	0.07	0.07	89.7	89.7
56'	2.82	0.07	96.5	96.5

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

63'	0.96	2.82	89.7	89.7
64'	0.29	0.96	92.3	92.3
66'	0.19	0.29	91.4	91.4
65'	0.31	0.19	93.4	93.4
57'	0.69	0.31	91.5	91.5
85'	0.25	0.69	93.5	93.5
58'	0.67	0.25	90.6	90.6
101'	5.59	0.67	92.4	92.4
102'	0.35	5.59	89.7	89.7
103'	0.36	0.35	96.5	96.5
104'	0.31	0.36	89.7	89.7
107'	0.27	0.31	93.2	93.2
106'	0.28	0.27	90.4	90.4
105'	0.28	0.28	89.6	89.6
108'	5.43	0.28	87.6	87.6
109'	0.08	5.43	96.5	96.5
110'	0.48	0.08	95.4	95.4
111'	0.11	0.48	92.3	92.3
112'	0.27	0.11	91.5	91.5
59'	0.45	0.27	95.6	95.6
60'	0.19	0.45	89.7	89.7
61'	0.81	0.19	93.3	93.3
62'	0.76	0.81	95.4	95.4
67'	0.14	0.76	94.2	94.2
68'	0.31	0.14	93.5	93.5
72'	1.21	0.31	92.1	92.1
73'	0.403	1.21	92.3	92.3
74'	0.13	0.403	93.2	93.2
75'	0.32	0.13	96.2	96.2
76'	0.08	0.32	97.3	97.3
77'	0.17	0.08	97.6	97.6
78'	2.35	0.17	96.4	96.4
79'	0.49	2.35	97.6	97.6
80'	1.29	0.49	97.1	97.1
81'	0.18	1.29	93.1	93.1
82'	0.52	0.18	93.2	93.2
84'	0.23	0.52	92.1	92.1
1'	0.25	0.23	98.4	98.4
39'	0.82	0.25	94.5	94.5
53'	0.35	0.82	95.6	95.6
54'	0.07		94.6	94.6

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

		0.35		
55'	0.08	0.07	92.3	92.3
		0.08	87.6	87.6
70'	0.40	0.16	88.4	88.4
69'	1.14			
71'	0.57	0.40	89.4	89.4
		1.14		
86'	0.53	0.57	92.3	92.3
87'	1.03	0.53	94.6	94.6
88'	0.11	1.03	90.6	90.6
89'	0.30	0.11	88.5	88.5
90'	0.09	0.30	89.4	89.4
91'	0.19			
92'	0.09	0.19	87.4	87.4
93'	0.15	0.09	94.3	94.3
94'		0.15	91.3	91.3
95'	0.12	0.06	94.6	94.6
96'	0.05	0.12	96.4	96.4
97'	0.104			
98'	0.043	0.104	90.4	90.4
99'	0.063	0.043	90.3	90.3
100'	0.03	0.063	92.3	92.3
1	0.044	0.03	93.4	88,73
2	0.64	0.044	94.5	89,775
3	0.55	0.64	96.6	91,77
4	0.79	0.55	93.2	88,54
5	0.12	0.79	90.4	85,88
6	2.62	0.12	89.6	85,12
69	1.10	2.62	87.6	83,22
68	0.08	1.10	96.5	91,675
70	0.37	0.08	95.4	90,63
72	0.16	0.37	92.3	87,685
73	1.35	17.54	91.5	86,925
74	0.274	0.16	95.6	90,82
75	0.033	1.35	89.7	85,215

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

76	0.160	0.274	93.3	88,635
78	1.22	0.033	95.4	90,63
7	0.59	0.160	94.2	89,49
8	0.66	1.22	93.5	88,825
9	0.62	0.59	92.1	87,495
10	0.084	0.66	92.3	87,685
11	0.11	0.62	93.2	88,54
12	0.08	0.084	96.2	91,39
13	0.10	0.11	97.3	92,435
14	0.064	0.08	97.6	92,72
15	0.16	0.10	96.4	91,58
16	0.08	0.064	97.6	92,72
17	0.072	0.16	97.1	92,245
20	0.19	0.08	93.1	88,445
21	0.09	0.072	93.2	88,54
19	2.55	0.19	92.1	87,495
18	0.26	0.09	98.4	93,48
22	3.09	2.55	94.5	89,775
23	0.68	0.26	95.6	90,82
24	0.71	3.09	94.6	89,87
25	0.33	0.68	92.3	87,685
26	0.70	0.71	87.6	83,22
27	0.312	0.33	88.4	83,98
28	1.22	0.70	89.4	84,93
29	0.46	0.312	92.3	87,685
30	0.87	1.22	94.6	89,87
31	0.82	0.46	90.6	86,07
32	0.11	0.87	88.5	84,075
33	0.71	0.82	89.4	84,93
34	0.16	0.11	96.4	91,58
35	0.032	0.71	87.4	83,03
36	0.08	0.16	94.3	89,585
37	0.22	0.032	91.3	86,735
30	0.45	0.08	94.6	89,87
40	0.55	0.22	96.4	91,58
41	0.05	0.45	98.7	93,765
38	0.15	0.55	89.7	85,215
39	0.07	0.05	96.2	91,39
42	0.09	0.15	95.4	90,63
43	0.36	0.07	93.4	88,73
44	0.06	0.09	92.1	87,495
45	0.36	0.36	92.3	87,685

## Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

---

46	0.07	0.06	93.2	88,54
47	0.19	0.36	96.2	91,39
48	0.11	0.07	97.3	92,435
51	0.46	0.11	97.6	92,72
52	0.12	0.10 0.19	96.4	91,58
53	0.35	0.46	97.6	92,72
56	0.197	0.12	97.1	92,245
57	0.098	0.35	93.1	88,445
58	0.22	0.197	93.2	88,54
59	0.11	0.098	92.1	87,495
60	0.36	0.22	98.4	93,48
61	0.19	0.11	94.5	89,775
62	0.12	0.36	95.6	90,82
54	0.21	0.19	94.6	89,87
55	0.14	0.12	92.3	87,685
78'	0.28	0.21	87.6	83,22
79'	0.49	0.14	88.4	83,98
80'	1.33	0.28	89.4	84,93
81'	0.18	0.49	92.3	87,685
83'	0.155	1.33	92.1	87,495

### Conclusion

Les résultats de simulation du réseau de distribution projeté pour Mahelma aux cas de fonctionnement envisagés sont satisfaisants, notamment en termes de pression de service.



### VIII.0. Introduction

L'organisation de chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humains et matériels. C'est donc élaborer le planning d'exécution des travaux afin de garantir la réalisation du projet dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Le but de ce chapitre est de faire une étude d'estimation des différents travaux à entreprendre et l'établissement d'un devis qualitatif et quantitatif des différents travaux à exécuter.

### VIII.1. Différents travaux à entreprendre

Les différents travaux à entreprendre sont :

#### VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

##### a. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée.

##### b. Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 à 15cm.

##### c. Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

##### d. Essais de pression

Ces essais de pression ont pour but de vérifier l'étanchéité des canalisations, appareils et Accessoires, après leurs mises en place.

On l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai munie d'un manomètre de contrôle.

L'épreuve consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

##### e. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

##### f. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

### VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

#### a. Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale, L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

#### b. Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :  $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m).

L : longueur de la fouille (m).

h : profondeur de la fouille (m).

#### c. Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

#### d. Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

#### e. Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux. Les demis -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

#### f. Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

**VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction**

Les différents volumes de travaux sont :

**VIII.2.1. Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers Sachant que :

$$S_d = b \times h_{tr} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

**S<sub>d</sub>** : surface des déblais de chaque coupe (m<sup>2</sup>).

**b** : largeur de la tranchée (m).

**h<sub>tr</sub>** : profondeur de la tranchée (m).

Donc le volume excavé en (m<sup>3</sup>) sera :

$$V_d = S_d \times L \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

**L** : distance entre deux coupes consécutives en (m).

- **La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

$$h_{tr} = D + h + e \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

**D** : diamètre de la conduite (m).

**h** : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

**e** : épaisseur du lit de pose e = 0,15 m.

- **Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + (0,3 \times 2) \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

**D** : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VIII.1:** Calcul du volume du déblai de l'adduction.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>h<sub>tr</sub> (m)</b>	<b>S<sub>d</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V<sub>d</sub> (m<sup>3</sup>)</b>
300	2380	0.9	0.75	0.675	1586.25

Donc le volume total des déblais est de : **1586.25 m<sup>3</sup>**

**VIII.2.2.Lit de sable**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur:

$$V_s = b \times e \times L \dots \dots \dots (VII.5)$$

Avec :

$V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ).

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 0,15m$ .

$b$  : largeur de la tranchée (m).

$L$  : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.2:** Calcul du volume du lit de sable.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>e (m)</b>	<b>Vs (m<sup>3</sup>)</b>
300	2350	0.9	0,15	317.25

Donc le volume du lit de sable est :  $V_s = 317.25 m^3$

**VIII.2.3.Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots \dots \dots (VII.6)$$

Avec :

$S_c$  : section de la conduite ( $m^2$ ).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L \dots \dots \dots (VII.7)$$

Avec :

$V_c$  : volume de la conduite ( $m^3$ ).

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.3:** Calcul du volume de la conduite.

<b>D (mm)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Vc (m<sup>3</sup>)</b>
300	0,071	2350	166.85

Donc le volume de la conduite :  $V_c = 166.85 m^3$

### VIII.2.4. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots\dots\dots (VII.8)$$

$V_r$  : volume du remblai ( $m^3$ ).

$V_d$ : volume du déblai ( $m^3$ ).

$V_c$  : volume occupé par la conduite ( $m^3$ ).

$V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ).

A.N :

$$V_r = 1586.25 - 317.25 - 166.85 \Rightarrow V_r = 1102.15 m^3$$

**Tableau VIII.4:** volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	unité	Quantité
1	Déblais	$m^3$	1586.25
2	Lit de sable	$m^3$	317.25
3	La conduite	m	166.25
4	Remblais	$m^3$	1102.15

### VIII.3. Choix des engins

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

#### ✓ Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

#### ✓ Dozer

C'est un engin de terrassement destiné à repousser les terres, il peut aussi faire d'autres travaux de terrassement.

### ✓ **Chargeur**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

### ✓ **Compacteur**

C'est un engin peu encombrant, Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

## **VIII.4. Accessoires**

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- ❖ Assurer un bon écoulement.
- ❖ Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- ❖ Protéger les canalisations.
- ❖ Soutirer les débits.
- ❖ Purger les canalisations.
- ❖ Vidanger les canalisations.
- ❖ Isoler les canalisations.
- ❖ Changer les sens d'écoulement.

### **VIII.4.1. Vannes de sectionnement**

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

#### ➤ **Les vannes d'isolement**

Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

#### ➤ **Les vannes à clapets de non-retour**

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

- Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.
- Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter sa vidange accidentelle.

### VIII.4.2. Ventouses

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. Dans notre cas on prévoit des ventouses :

- Dans tous les points les plus hauts.
- Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m).
- Après les pompes.

### VIII.4.3. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

### VIII.4.4. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

### VIII.4.5. Moyens anti-bélier

Les différents moyens de protection anti-bélier. (Voir chapitre VI)

### VIII.4.6. Crépines

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

### VIII.4.7. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné, et ça se trouve au niveau des conduites de trop plain des réservoirs.

### VIII.4.8. Joints de raccordement

Les conduites sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

### VIII.4.9. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

#### ➤ Coude

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

#### ➤ Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements.
- Les cônes à deux brides.
- Les cônes à emboîtement et bride.

#### ➤ Joints de démontage

En pratique, nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

### VIII.4.10. Organes de mesure

#### ➤ Mesure de débit

Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme.

- La tuyère.
- Le venturi.

### ➤ **Mesure de pression**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont

- **Manomètres à aiguilles** : Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.
- **Manomètres à soufflet** : Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.

### **VIII.5. Planification des travaux**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- ✓ sans retard.
- ✓ aussi économique que possible.

#### **VIII.5.1. Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- ✓ Etablissement d'une liste des tâches.
- ✓ Détermination des tâches antérieures.
- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.

- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction finale.

### VIII.5.2. Définitions des tâches et leurs durées

**A** : Préparation de l'espace de travail

**B** : Exécution des tranchées.

**C** : Aménagement du lit de pose.

**D** : La mise en place des canalisations.

**E** : Remblai des tranchées.

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-suisant :

**Tableau VIII.7:** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jours)
<b>A</b>	Préparation de l'espace de travail	5
<b>B</b>	Exécution des tranchées	143
<b>C</b>	Aménagement du lit de pose	30
<b>D</b>	La mise en place des canalisations	92
<b>E</b>	Remblai des tranchées	30

### VIII.5.3. Planification par la méthode du réseau à nœuds

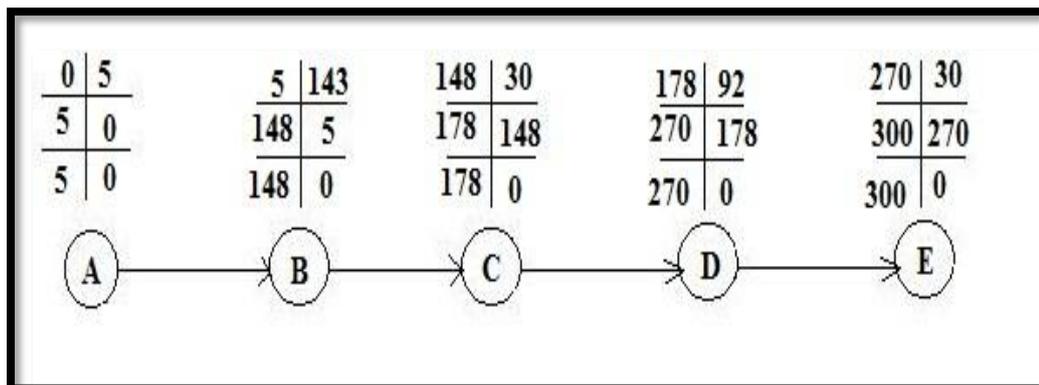
Le tableau suivant montre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction :

**Tableau VIII.8:** tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	succède
A	B	-
B	C	A
C	D	B
D	E	C
E	-	D

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de **300 jours** soit environ **10 mois**.

Le réseau à flèche de ces tâches est représenté sur la Figure VII.1 :



**Figure VIII.1 :** Réseaux à nœuds de l'adduction.

### VIII.6- Conclusion

On a conclu à partir de ce chapitre :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de **300jours**.
- Les engins à utiliser.



## **Conclusion générale**

Ce projet proposé par la SEAAL de la wilaya d'alger, pour lequel nous nous sommes appliqués à définir et analyser le dimensionnement de tout un réseau d'adduction, et qui nous a permis de dégager les résultats suivants :

Le renforcement en eau potable fait pour l'horizon 2045, à ce terme la population de MAHELMA atteindra 46439 habitants, et celle de RAHMANIA 16546

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimé, un réservoir de 1200 m<sup>3</sup> de capacité

Pour le choix des pompes, nous avons une nouvelle station de pompage, pour laquelle nous avons opté pour des pompes de marque Caprari PM150/5A

Afin que notre investissement soit tangible nous avons tenu compte des considérations d'ordre technique et économique. Vu l'agressivité du sol de la région d'étude, nous avons préconisé l'utilisation des conduites en PEHD pour la conduite de refoulement ainsi que ceux de distribution.

Les pressions de service obtenues pour le réseau de distribution sont très satisfaisantes aux heures de pointes même lorsqu'un incendie se produit lorsque la demande en eau est maximale.

Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et les vidanges au niveau des points bas

Enfin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans interruptions, et que ça soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

## Références bibliographiques

### Ouvrages généraux

- (1) **Dupont** : hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution d'eau. Tome 2, Edition Eyrolles, Paris 1977
- (2) **B.SALAH** : cours d'alimentation en eau potable 5 ème année ,p11,27,28,29,72,78,140  
« Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement »
- (3) **M.CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p289
- (4) **A.LENCASTE** « Hydraulique générale », Edition Eyrolles, Paris 1983, p349.
- (5) **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », Edition technique et documentation, Paris 1982, p 101.

### Mémoire de fin d'études

AIT AHCENE Mohand Ouamar « Alimentation en eau potable du flanc nord de la Wilaya de TIZI OUZOU à partir de barrage de Taksebt (Adduction, Station de traitement, Réservoir tampon) », (mémoire de fin d'études ENSH 2007-2008)

### Catalogues

**Caprari** « pompes multicellulaire a haute pression »

**Annexe 01 / détermination des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœud	Tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)$	$Q_n$ (l/s)
61'	59'-61'	0.059	0.81	0	0.81
	61'-62'	0.029			
	61'-87'	1.529			
62'	61'-62'	0.029	0.76	0	0.76
	62'-64'	0.442			
	62'-86'	1.057			
67'	66'-67'	0.278	0.14	0	0.14
68'	66'-68'	0.080	0.31	0	0.31
	68'-72'	0.209			
	68'-69'	0.336			
72'	68'-72'	0.209	1.21	0	1.21
	72'-73'	0.411			
	72'-78'	1.800			
73'	72'-73'	0.411	0.403	0	0.403
	73'-74'	0.251			
	73'-75'	0.144			
74'	73'-74'	0.251	0.13	0	0.13
75'	73'-75'	0.144	0.32	0	0.32
	75'-76'	0.168			
	75'-77'	0.337			
76'	75'-76'	0.168	0.08	0	0.08
77'	75'-77'	0.337	0.17	0	0.17
78'	72'-78'	1.800	2.35	0	2.35
	78'-79'	0.972			
	78'-80'	1.932			
79'	78'-79'	0.972	0.49	0	0.49
80'	78'-80'	1.932	1.29	0	1.29
	80'-81'	0.368			
	80'-82'	0.282			
81'	81'-80'	0.368	0.18	0	0.18
82'	80'-82'	0.282	0.52	0	0.52
	82'-84'	0.450			
	82'-83'	0.310			
84'	82'-84'	0.450	0.23	0	0.23
1'	1'-2'	0.497	0.25	0	0.25
39'	39'-37'	1.631	0.82	0	0.82
53'	10'-53'	0.417	0.35	0	0.35
	53'-54'	0.132			
	53'-55'	0.153			
54'	53'-54'	0.132	0.07	0	0.07
55'	53'-55'	0.153	0.08	0	0.08
70'	70'-69'	0.800	1.12	0	1.12
	69'-70'	0.800			
	69'-71'	1.148			

**Annexe 01 / détermination des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœud	Tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)$	$Q_n$ (l/s)
71'	71'-69'	1.148	0.57	0	0.57
86'	86'-62'	1.057	0.53	0	0.53
87'	61'-87'	1.529	1.03	0	1.03
	87'-88'	0.226			
	87'-89'	0.307			
88'	87'-88'	0.226	0.11	0	0.11
89'	87'-89'	0.307	0.30	0	0.30
	89'-90'	0.185			
	89'-91'	0.104			
90'	89'-90'	0.185	0.09	0	0.09
91'	89'-91'	0.104	0.19	0	0.19
	91'-92'	0.182			
	91'-93'	0.098			
92'	91'-92'	0.182	0.09	0	0.09
93'	91'-93'	0.098	0.15	0	0.15
	93'-94'	0.117			
	93'-95'	0.085			
94'	93'-94'	0.117	0.06	0	0.06
95'	93'-95'	0.085	0.12	0	0.12
	95'-96'	0.108			
	95'-97'	0.054			
96'	95'-96'	0.108	0.05	0	0.05
97'	95'-97'	0.054	0.104	0	0.104
	97'-98'	0.086			
	97'-99'	0.068			
98'	97'-98'	0.086	0.043	0	0.043
99'	97'-99'	0.068	0.063	0	0.063
	99'-100'	0.057			
100'	99'-100'	0.057	0.03	0	0.03
1	1-2	0.088	0.044	0	0.044
2	1-2	0.088	0.64	0	0.64
	2-3	1.096			
	2-4	0.090			
3	2-3	1.096	0.55	0	0.55
4	2-4	0.090	0.79	0	0.79
	4-5	0.245			
	4-6	1.246			
5	4-5	0.245	0.12	0	0.12
6	4-6	1.246	2.62	0	2.62
	6-69	1.756			
	6-7	1.183			
	6-8	1.054			
69	6-69	1.756	1.10	0	1.10
	69-68	0.151			
	69-70	0.301			
68	68-69	0.151	0.08	0	0.08

**Annexe 01 / détermination des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœud	Tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc}$ ( $\frac{l}{s}$ )	$Q_n$ (l/s)
70	69-70	0.301	0.37	0	0.37
	70-72	0.326			
	70-73	0.105			
72	70-72	0.326	0.16	0	0.16
73	70-73	0.105	1.35	0	1.35
	73-74	0.161			
	73-78	2.432			
74	73-74	0.161	0.274	0	0.274
	74-75	0.066			
	74-76	0.320			
75	75-74	0.066	0.033	0	0.033
76	76-74	0.320	0.160	0	0.160
78	73-78	2.432	1.22	0	1.22
7	6-7	1.183	0.59	0	0.59
8	6-8	1.054	0.66	0	0.66
	8-9	0.150			
	8-20	0.118			
9	8-9	1.054	0.62	0	0.62
	9-10	0.168			
	9-11	0.012			
10	9-10	0.168	0.084	0	0.084
11	9-11	0.012	0.11	0	0.11
	11-12	0.160			
	11-13	0.055			
12	11-12	0.160	0.08	0	0.08
13	11-13	0.055	0.10	0	0.10
	13-14	0.127			
	13-15	0.021			
14	13-14	0.127	0.064	0	0.064
15	13-15	0.021	0.16	0	0.16
	15-16	0.157			
	15-17	0.143			
16	15-16	0.157	0.08	0	0.08
17	15-17	0.143	0.072	0	0.072
20	8-20	0.118	0.19	0	0.19
	20-21	0.186			
	20-19	0.076			
21	20-21	0.186	0.09	0	0.09
19	20-19	0.076	2.55	0	2.55
	19-18	0.518			
	19-22	4.507			
18	19-18	0.518	0.26	0	0.26
22	19-22	4.507	3.09	0	3.09
	22-23	1.361			
	22-24	0.318			
23	22-23	1.361	0.68	0	0.68

**Annexe 01 / détermination des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœud	Tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc}$ ( $\frac{l}{s}$ )	$Q_n$ (l/s)
24	22-24	0.318	0.71	0	0.71
	24-25	0.669			
	24-26	0.440			
25	24-25	0.669	0.33	0	0.33
26	24-26	0.440	0.70	0	0.70
	26-27	0.624			
	26-28	0.336			
27	26-27	0.624	0.312	0	0.312
28	28-26	0.336	1.22	0	1.22
	28-29	0.913			
	28-30	1.197			
29	28-29	0.913	0.46	0	0.46
30	28-30	1.197	0.87	0	0.87
	30-31	0.545			
31	30-31	0.545	0.82	0	0.82
	31-32	0.219			
	31-33	0.874			
32	31-32	0.219	0.11	0	0.11
33	31-33	0.874	0.71	0	0.71
	33-34	0.102			
	33-37	0.435			
34	33-34	0.102	0.16	0	0.16
	34-35	0.064			
	34-36	0.152			
35	34-35	0.064	0.032	0	0.032
36	34-36	0.152	0.08	0	0.08
37	33-37	0.435	0.22	0	0.22
30	30-40	0.901	0.45	0	0.45
40	30-40	0.901	0.55	0	0.55
	40-41	0.102			
	40-38	0.098			
41	40-41	0.102	0.05	0	0.05
38	40-38	0.098	0.15	0	0.15
	38-39	0.132			
	38-42	0.076			
39	38-39	0.132	0.07	0	0.07
42	38-42	0.076	0.09	0	0.09
	42-43	0.097			
43	42-43	0.097	0.36	0	0.36
	43-44	0.120			
	43-45	0.504			
44	43-44	0.120	0.06	0	0.06
45	43-45	0.504	0.36	0	0.36
	45-46	0.149			
	45-47	0.057			
46	45-46	0.149	0.07	0	0.07

**Annexe 01 / détermination des débits nodaux (cas de pointe)**

Nœud	Tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)$	$Q_n$ (l/s)
47	45-47	0.057	0.19	0	0.19
	47-48	0.225			
	47-49	0.105			
48	47-48	0.225	0.11	0	0.11
50	49-50	0.201	0.10	0	0.10
	47-49	0.105			
49	49-50	0.201	0.19	0	0.19
	49-51	0.070			
51	49-51	0.070	0.46	0	0.46
	51-52	0.247			
	51-53	0.610			
52	51-52	0.247	0.12	0	0.12
53	51-53	0.610	0.35	0	0.35
	53-56	0.077			
	53-54	0.009			
56	53-56	0.077	0.197	0	0.197
	56-57	0.196			
	56-58	0.121			
57	56-57	0.196	0.098	0	0.098
58	56-58	0.121	0.22	0	0.22
	58-59	0.228			
	58-60	0.086			
59	58-59	0.228	0.11	0	0.11
60	58-60	0.086	0.36	0	0.36
	60-61	0.389			
	60-62	0.244			
61	60-61	0.389	0.19	0	0.19
62	60-62	0.244	0.12	0	0.12
54	53-54	0.009	0.21	0	0.21
	54-55	0.283			
	54-164	0.121			
55	54-55	0.283	0.14	0	0.14
78'	72'-78'	0.121	0.28	0	0.28
	78'-79'	0.106			
	78'-80'	0.113			
79'	78'-79'	0.972	0.49	0	0.49
80'	78'-80'	1.932	1.33	0	1.33
	80'-81'	0.368			
	80'-82'	0.368			
81'	80'-81'	0.368	0.18	0	0.18
83'	82'-83'	0.310	0.155	0	0.155

**Annexe 02/ détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)**

Nœud	tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)$	$Q_n$ (l/s)
153	152-153	0.073	0.35	0	0.35
	153-154	0.091			
	153-156	0.545			
154	153-154	0.091	0.36	0	0.36
	154-155	0.068			
	154-157	0.562			
155	154-155	0.068	0.31	0	0.31
	155-158	0.552			
156	156-153	0.545	0.27	0	0.27
157	154-157	0.562	0.28	0	0.28
158	155-158	0.552	0.28	0	0.28
159	152-159	10.484	5.43	0	5.43
	159-160	0.164			
	159-161	0.218			
160	159-160	0.164	0.08	0	0.08
161	159-161	0.218	0.48	0	0.48
	161-162	0.213			
	161-163	0.533			
162	161-162	0.213	0.11	0	0.11
163	161-163	0.533	0.27	0	0.27
171	137-171	0.474	0.45	0	0.45
	171-172	0.373			
	171-173	0.059			
172	172-171	0.373	0.19	0	0.19
173	171-173	0.059	0.81	0	0.81
	173-174	0.029			
	173-176	1.529			
174	173-174	0.029	0.76	0	0.76
	174-138	0.442			
	174-175	1.057			
141	140-141	0.278	0.14	0	0.14
142	140-142	0.080	0.31	0	0.31
	142-145	0.209			
	142-143	0.336			
145	142-145	0.209	1.21	0	1.21
	145-146	0.411			
	145-164	1.800			
146	145-146	0.411	0.403	0	0.403
	146-147	0.251			
	146-148	0.144			
147	146-147	0.251	0.13	0	0.13
148	146-148	0.144	0.32	0	0.32
	148-149	0.168			
	148-150	0.337			
149	148-149	0.168	0.08	0	0.08

**Annexe 02/ détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)**

<b>Nœud</b>	<b>tronçon</b>	<b><math>Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>0.5 \times Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)</math></b>	<b><math>Q_n</math> (l/s)</b>
150	148-150	0.337	0.17	0	0.17
164	145-164	1.800	2.35	0	2.35
	164-165	0.972			
	164-166	1.932			
165	164-165	0.972	0.49	0	0.49
166	164-166	1.932	1.29	0	1.29
	166-167	0.368			
	166-168	0.282			
167	167-166	0.368	0.18	0	0.18
168	166-168	0.282	0.52	0	0.52
	168-170	0.450			
	168-169	0.310			
170	168-170	0.450	0.23	0	0.23
190	190-80	0.497	0.25	0	0.25
133	133-118	1.631	0.82	0	0.82
89	90-89	0.417	0.35	0	0.35
	89-92	0.132			
	89-91	0.153			
92	89-92	0.132	0.07	0	0.07
91	89-91	0.153	0.08	0	0.08
169	169-168	0.310	0.16	0	0.16
143	144-143	0.800	1.14	0	1.14
	143-144	0.800			
	143-151	1.148			
	143-142	0.336			
151	151-143	1.148	0.57	0	0.57
175	175-174	1.057	0.53	0	0.53
176	173-176	1.529	1.03	0	1.03
	176-177	0.226			
	176-178	0.307			
177	176-177	0.226	0.11	0	0.11
178	176-178	0.307	0.30	0	0.30
	178-179	0.185			
	178-180	0.104			
179	178-179	0.185	0.09	0	0.09
180	178-180	0.104	0.19	0	0.19
	180-181	0.182			
	180-182	0.098			
181	180-181	0.182	0.09	0	0.09
182	180-182	0.098	0.15	0	0.15
	182-183	0.117			
	182-184	0.085			
183	182-183	0.117	0.06	0	0.06
184	182-184	0.085	0.12	0	0.12
	184-185	0.108			
	184-186	0.054			

**Annexe 02/ détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)**

Nœud	tronçon	$Q_r$ (l/s)	$0.5 \times Q_r$ (l/s)	$Q_{cc}$ ( $\frac{l}{s}$ )	$Q_n$ (l/s)
185	184-185	0.108	0.05	0	0.05
186	184-186	0.054	0.104	0	0.104
	186-187	0.086			
	186-188	0.068			
187	186-187	0.086	0.043	0	0.043
188	186-188	0.068	0.063	0	0.063
	188-189	0.057			
189	188-189	0.057	0.03	0	0.03
1	1-2	0.088	0.044	0	0.044
2	1-2	0.088	0.64	0	0.64
	2-3	1.096			
	2-4	0.090			
3	2-3	1.096	0.55	0	0.55
4	2-4	0.090	0.79	0	0.79
	4-5	0.245			
	4-6	1.246			
5	4-5	0.245	0.12	0	0.12
6	4-6	1.246	2.62	0	2.62
	6-69	1.756			
	6-7	1.183			
	6-8	1.054			
69	6-69	1.756	1.10	0	1.10
	69-68	0.151			
	69-70	0.301			
68	68-69	0.151	0.08	0	0.08
70	69-70	0.301	0.37	0	0.37
	70-72	0.326			
	70-73	0.105			
67	67-65	1.071	0.54	17	17.54
72	70-72	0.326	0.16	0	0.16
73	70-73	0.105	1.35	0	1.35
	73-74	0.161			
	73-78	2.432			
74	73-74	0.161	0.274	0	0.274
	74-75	0.066			
	74-76	0.320			
75	75-74	0.066	0.033	0	0.033
76	76-74	0.320	0.160	0	0.160
78	73-78	2.432	1.22	0	1.22
7	6-7	1.183	0.59	0	0.59
8	6-8	1.054	0.66	0	0.66
	8-9	0.150			
	8-20	0.118			
9	8-9	1.054	0.62	0	0.62
	9-10	0.168			
	9-11	0.012			

<b>Annexe 02/ détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)</b>					
<b>Nœud</b>	<b>tronçon</b>	<b><math>Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>0.5 \times Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>Q_{cc}</math> (<math>\frac{l}{s}</math>)</b>	<b><math>Q_n</math> (l/s)</b>
10	9-10	0.168	0.084	0	0.084
11	9-11	0.012	0.11	0	0.11
	11-12	0.160			
12	11-13	0.055	0.08	0	0.08
	11-12	0.160			
13	11-13	0.055	0.10	0	0.10
	13-14	0.127			
	13-15	0.021			
14	13-14	0.127	0.064	0	0.064
	13-15	0.021			
15	15-16	0.157	0.16	0	0.16
	15-17	0.143			
	15-16	0.157			
16	15-16	0.157	0.08	0	0.08
17	15-17	0.143	0.072	0	0.072
20	8-20	0.118	0.19	0	0.19
	20-21	0.186			
	20-19	0.076			
21	20-21	0.186	0.09	0	0.09
	20-19	0.076			
19	19-18	0.518	2.55	0	2.55
	19-22	4.507			
	19-18	0.518			
18	19-18	0.518	0.26	0	0.26
22	19-22	4.507	3.09	0	3.09
	22-23	1.361			
	22-24	0.318			
23	22-23	1.361	0.68	0	0.68
24	22-24	0.318	0.71	0	0.71
	24-25	0.669			
	24-26	0.440			
25	24-25	0.669	0.33	0	0.33
26	24-26	0.440	0.70	0	0.70
	26-27	0.624			
	26-28	0.336			
27	26-27	0.624	0.312	0	0.312
28	28-26	0.336	1.22	0	1.22
	28-29	0.913			
	28-30	1.197			
29	28-29	0.913	0.46	0	0.46
30	28-30	1.197	0.87	0	0.87
	30-31	0.545			
31	30-31	0.545	0.82	0	0.82
	31-32	0.219			
	31-33	0.874			
32	31-32	0.219	0.11	0	0.11
33	31-33	0.874	0.71	0	0.71
	33-34	0.102			

<b>Annexe 02/ détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)</b>					
<b>Nœud</b>	<b>tronçon</b>	<b><math>Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>0.5 \times Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>Q_{cc}</math> (<math>\frac{l}{s}</math>)</b>	<b><math>Q_n</math> (l/s)</b>
34	33-34	0.102	0.16	0	0.16
	34-35	0.064			
	34-36	0.152			
35	34-35	0.064	0.032	0	0.032
36	34-36	0.152	0.08	0	0.08
37	33-37	0.435	0.22	0	0.22
30	30-40	0.901	0.45	0	0.45
40	30-40	0.901	0.55	0	0.55
	40-41	0.102			
	40-38	0.098			
41	40-41	0.102	0.05	0	0.05
38	40-38	0.098	0.15	0	0.15
	38-39	0.132			
	38-42	0.076			
39	38-39	0.132	0.07	0	0.07
42	38-42	0.076	0.09	0	0.09
	42-43	0.097			
43	42-43	0.097	0.36	0	0.36
	43-44	0.120			
	43-45	0.504			
44	43-44	0.120	0.06	0	0.06
45	43-45	0.504	0.36	0	0.36
	45-46	0.149			
	45-47	0.057			
46	45-46	0.149	0.07	0	0.07
47	45-47	0.057	0.19	0	0.19
	47-48	0.225			
	47-49	0.105			
48	47-48	0.225	0.11	0	0.11
49	49-50	0.201	0.10	0	0.10
	47-49	0.105			
	49-50	0.201	0.19	0	0.19
	49-51	0.070			
51	49-51	0.070	0.46	0	0.46
	51-52	0.247			
	51-53	0.610			
52	51-52	0.247	0.12	0	0.12
53	51-53	0.610	0.35	0	0.35
	53-56	0.077			
	53-54	0.009			
56	53-56	0.077	0.197	0	0.197
	56-57	0.196			
	56-58	0.121			
57	56-57	0.196	0.098	0	0.098

<b>Annexe 02/ détermination des débits nodaux (cas de pointe + incendie)</b>					
<b>Nœud</b>	<b>tronçon</b>	<b><math>Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>0.5 \times Q_r</math> (l/s)</b>	<b><math>Q_{cc} \left(\frac{l}{s}\right)</math></b>	<b><math>Q_n</math> (l/s)</b>
58	56-58	0.121	0.22	0	0.22
	58-59	0.228			
	58-60	0.086			
59	58-59	0.228	0.11	0	0.11
60	58-60	0.086	0.36	0	0.36
	60-61	0.389			
	60-62	0.244			
61	60-61	0.389	0.19	0	0.19
62	60-62	0.244	0.12	0	0.12
54	53-54	0.009	0.21	0	0.21
	54-55	0.283			
	54-164	0.121			
55	54-55	0.283	0.14	0	0.14
164	54-164	0.121	0.28	0	0.28
	164-165	0.106			
	164-166	0.113			
165	164-165	0.972	0.49	0	0.49
166	164-166	1.932	1.33	0	1.33
	166-167	0.368			
	166-168	0.368			
167	166-167	0.368	0.18	0	0.18
168	166-168	0.282	0.30	0	0.30
	168-169	0.310			
169	168-169	0.310	0.155	0	0.155

### Annexe 03/ détermination des diamètres du réseau

tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)		$\phi_{ext}$ (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)		tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)
	$Q_{pointe}$ (l/s)	$Q_{pointe+inc}$ (l/s)			pointe	Pointe+Inc		
29'-31'	0.08		0.08	25	3.0		0,78	0,78
27'-29'	0.51		0.51	25	3.0		0,89	0,89
27'-28'	0.08		0.08	25	3.0		1,45	1,45
25'-27'	0.99		0.99	32	3.0		1,05	1,05
25'-26'	0.05		0.05	25	3.0		0,66	0,66
23'-25'	1.26		1.26	40	3.0		0,89	0,89
23'-24'	0.11		0.11	25	3.0		0,54	0,54
21'-23'	1.50		1.50	50	3.0		0,67	0,67
21'-22'	0.097		0.097	25	3.0		1,13	1,13
19'-21'	1.66		1.66	32	3.0		1,42	1,42
19'-20'	0.12		0.12	25	3.0		0,76	0,76
18'-19'	1.97		1.97	50	3.0		0,87	0,87
37'-39'	0.90		0.90	25	3.0		1,42	1,42
49'-52'	0.27		0.27	25	3.0		1,02	1,02
49'-50'	0.13		0.13	25	3.0		1,28	1,28
48'-49'	0.76		0.76	32	3.0		0,71	0,71
48'-51'	0.18		0.18	25	3.0		1,54	1,54
46'-48'	1.22		1.22	50	3.0		0,53	0,53
46'-47'	0.17		0.17	25	3.0		0,99	0,99
44'-46'	1.57		1.57	50	3.0		0,71	0,71

**Annexe 03/ détermination des diamètres du réseau**

tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)		$\varnothing_{ext}$ (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)		tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)
	$Q_{pointe}$ (l/s)	$Q_{pointe+inc}$ (l/s)			pointe	Pointe+Inc		
44'-45'	0.23		0.23	25	3.0		1,76	1,76
42'-44'	2.10		2.10	32	3.0		1,7	1,7
42'-43'	0.10		0.10	25	3.0		0,9	0,9
40'-42'	2.39		2.39	63	3.0		0,6	0,6
40'-41'	0.07		0.07	25	3.0		0,35	0,35
38'-40'	2.62		2.62	63	3.0		0,87	0,87
55'-53'	0.08		0.08	25	3.0		0,59	0,59
53'-54'	0.07		0.07	25	3.0		1,2	1,2
53'-10'	0.51		0.51	25	3.0		0,78	0,78
9'-11'	0.14		0.14	25	3.0		1,5	1,5
4'-5'	0.14		0.14	25	3.0		0,58	0,58
1-2	31,3894		48.39	200	11.9		1,15	1.77
2-3	0,6028		0,6028	25	3.0		1,32	1.32
2-4	30,2045		47.20	160	9.5		1,43	2.23
4-5	0,13475		0,13475	25	3.0		0,78	0.78
4-6	29,3493		46.35	200	11.9		0,89	2.25
6-69	4,8278		4,8278	63	3.0		1,45	1.45
69-68	0,08305		0,08305	25	3.0		1,05	1.05
69-70	0,59655		0,59655	32	3.0		0,66	0.66
70-72	0,1793		0,1793	25	3.0		0,89	0.89
70-73	0,21875		0,21875	25	3.0		0,54	0.54
73-74	0,08855		0,08855	25	3.0		0,67	0.67
74-75	0,0363		0,0363	25	3.0		1,13	1.13

**Annexe 03/ détermination des diamètres du réseau**

tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)		$\varnothing_{ext}$ (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)		tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)
	$Q_{pointe}$ (l/s)	$Q_{pointe+inc}$ (l/s)			pointe	Pointe+Inc		
74-76	0,176		0,176	25	3.0		1,42	1.42
73-78	1,3376		1,3376	50	3.0		0,76	0.76
6-7	0,65065		0,65065	32	3.0		0,87	0.87
6-8	21,3887		38.39	125	7.4		1,42	2.55
8-9	0,9255		0,9255	32	3.0		1,02	1.02
9-10	0,0924		0,0924	25	3.0		1,28	1.28
9-11	0,6696		0,6696	32	3.0		0,71	0.71
11-12	0,088		0,088	25	3.0		1,54	1.54
11-13	0,47825		0,47825	32	3.0		0,53	0.53
13-14	0,06985		0,06985	25	3.0		0,99	0.99
13-15	0,31155		0,31155	25	3.0		0,71	0.71
15-16	0,08635		0,08635	25	3.0		1,76	1.76
15-17	0,07865		0,07865	25	3.0		1,7	1.7
8-20	19,7629		36.76	160	7.4		0,9	1.67
20-19	0,0418		0,0418	25	3.0		0,35	0.35
19-18	0,2849		0,2849	25	3.0		0,87	0.87
19-22	16,88985		33.89	200	11.9		0,59	1.18
22-23	0,74855		0,74855	25	3.0		1,2	1.2
22-24	12,9069		29.91	125	7.4		0,78	0.78
24-25	0,36795		0,36795	25	3.0		1,5	1.5
24-26	11,865		28.87	160	9.5		0,58	0.58
26-27	0,3432		0,3432	25	3.0		0,51	0.51
26-28	10,8478		37.85	160	9.5		0,51	1.78

**Annexe 03/ détermination des diamètres du réseau**

tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)		$\varnothing_{ext}$ (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)		tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)
	$Q_{pointe}$ (l/s)	$Q_{pointe+inc}$ (l/s)			pointe	Pointe+Inc		
28-29	0,50215	0,50215	25	25	3.0	0,94	0.94	
28-30	9,21135	26.21	125	125	7.4	0,68	1.94	
30-31	2,14575	2,14575	63	63	3.0	0,59	0.59	
31-32	0,12045	0,12045	25	25	3.0	0,51	0.51	
31-33	1,2337	1,2337	40	40	3.0	0,76	0.76	
33-34	0,2721	0,2721	25	25	3.0	1,58	1.58	
34-35	0,0352	0,0352	25	25	3.0	1,35	1.35	
34-36	0,0836	0,0836	25	25	3.0	0,64	0.64	
33-37	0,23925	0,23925	25	25	3.0	0,59	0.59	
30-40	5,75655	22.76	110	110	6.6	0,62	2.45	
40-41	0,0561	0,0561	25	25	3.0	0,57	0.57	
40-38	5,1149	22.11	75	75	4.5	0,97	4.20	
38-39	0,0726	0,0726	25	25	3.0	0,56	0.56	
38-42	4,8948	11.89	75	75	4.5	1,14	2.77	
42-43	4,80935	21.8	90	90	5.4	0,7	3.17	
43-44	0,066	0,066	25	25	3.0	1,03	1.03	
43-45	4,4092	21.40	75	75	4.5	0,84	0.84	
45-46	0,08195	0,08195	25	25	3.0	0,58	0.58	
45-47	3,95735	20.96	75	75	4.5	0,81	0.81	
47-48	0,12375	0,12375	25	25	3.0	1,49	1.49	
47-49	3,65375	20.65	63	63	3.0	1,09	1.09	
49-50	0,11055	17.11	25	25	3.0	0,82	0.82	
49-51	3,3635	3,3635	75	75	4.5	0,66	0.66	

**Annexe 03/ détermination des diamètres du réseau**

tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)		$\varnothing_{ext}$ (mm)	Epaisseur (mm)	Vitesse (m/s)		tronçon	$Q_{véhiculer}$ (l/s)
	$Q_{pointe}$ (l/s)	$Q_{pointe+inc}$ (l/s)			pointe	Pointe+Inc		
51-52	0,13585		0,13585	25	3.0		0,96	0.96
51-53	2,8035		19.8	75	4.5		0,59	0.59
53-56	1,30635		18.3	50	3.0		0,64	0.64
56-57	0,1078		17.1	25	3.0		0,63	0.63
56-58	1,01355		18.01	40	3.0		0,95	0.95
58-59	0,1254		0,1254	25	3.0		1,89	1.89
58-60	0,6803		17.68	25	3.0		1,66	1.66
60-61	0,21395		0,21395	25	3.0		1,47	1.47
60-62	0,1342		17.13	25	3.0		1,68	1.68
53-54	1,12295		1,12295	40	3.0		0,87	0.87
54-55	0,15565		0,15565	25	3.0		0,68	0.68
54-164	0,78055		0,78055	40	3.0		0,58	0.58
164-165	0,0583		0,0583	25	3.0		1,45	1.45
164-166	0,55715		0,55715	25	3.0		1,23	1.23
166-167	0,1023		0,1023	25	3.0		0,58	0.58
166-168	0,2559		0,2559	25	3.0		1,2	1.2
168-169	0,10505		0,10505	25	3.0		1,05	1.05
42-63	4,168		21.168	63	3.0		1,42	3.25
63-64	0,2915		0,2915	25	3.0		1,15	1.15
63-65	2,5075		19.51	63	3.0		0,68	5.23
65-66	0,231		0,231	25	3.0		0,89	0.89
65-67	0,891		0,891	40	3.0		0,67	0.67

**Annexe 04/ Débits limite véhiculer par les différents diamètres des conduites en PEHD PN16**

D (mm)	Q limite (l/s)
80	<7,3
100	7,4-10,6
125	10,6-15,1
150	15,1-19,8
175	19,8-26,5
200	26,5-42
250	42-65
300	65-93