

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 du système d'alimentation en eau potable des centre  
ruraux de Maramene, Brossette et Sidi Moussa (w. Blida).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-11

APA Citation (توثيق APA):

**Hammouche, Abdessamed (2011). Etude du système d'alimentation en eau potable  
des centre ruraux de Maramene, Brossette et Sidi Moussa (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

**THEME :**

**ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DES CENTRES RURAUX DE MARAMENE,  
BROSSETTE ET SIDI MOUSSA  
(W. BLIDA)**

Présenté par :

M<sup>r</sup>. HAMMOUCHE ABDESSAMED

Promoteur :

M<sup>r</sup>: AYADIA

Devant le JURY composé de :

Président: M<sup>r</sup> B.SALAH  
Examineurs: M<sup>me</sup> W.MAHMOUDI  
M<sup>r</sup> A.HACHEMI  
M<sup>me</sup> M.KAHLERRAS  
M<sup>r</sup> M.BOUZIANE

Octobre 2011

# *Remerciement*

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes parents pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout au long de mes études.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur M<sup>f</sup> AYADI ADERRAHMANE, pour tous ses conseils et orientations ainsi que pour sa disponibilité qui ont été déterminants pour l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation durant mon cycle d'étude.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

*M. HAMMOUCHE ABDESSAMED*

# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et du respect :

- A mes parents ; « Abdelkader et Nadjia »
  
- A mes frères ;
  
- A mes oncles ;
  
- A mes cousins et cousines ;
  
- A toute la famille ;
  
- A mes amis ;
  
- A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.

*M. HAMMOUCHE ABDESSAMED*



## ملخص:

أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب للمناطق الريفية لممرمان , هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التزويد و منشأة التخزين و أنابيب النقل من الآبار إلى الخزان من اجل الاستجابة النوعية والكمية للطلبات المتزايدة للسكان المناطق الريفية لممرمان تقع على سهل متيجة, تتميز بتضاريس منتظمة مع منحدرات خفيفة و ذات مناخ قاري.

## RESUME :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable des centres ruraux de MARAMEN, cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution, l'ouvrage de stockage et l'adduction a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

Les centres ruraux de maramen sont situés sur la pleine de metidja, Présente un relief uniforme, et un climat de type continental.

## ABSTRACT:

The memory of our last studies consist to study the system to feed out of drinking water of MARAMEN'S CENTER , this study is for object to dimensioning of the network distribution, nonfiction of stocking and the adduction in order to answer qualitively and Quantitatively to the growing needs of the population

The MARAMEN'S RURAL CENTERS situate on the metidja plateau represented a uniform relief, the climate is continental.

## SOMMAIRE

Introduction générale

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

I-1 : Introduction :	1
I-2 : Situation géographique et limites :	1
I-3- Situation topographique :	2
I-3-1- Relief :	2
I-3-2- Pentés :	2
I-4- Situation géologique :	3
I-4-1- Géologie :	3
I-4-2- Sismicité :	3
I-4-3- Géotechnique :	3
I-5- Situation climatologique:	3
I-5-1- Pluviométrie:	4
I-5-2- Température:	4
I-6- Situation démographique :	5
I-6-1- Population :	5
I-6-2- Equipement :	5
I-7- Situation hydraulique :	6
I-7-1- Les ressources en eaux :	6
I-7-2- État actuel du réseau d'AEP :	7
Recommandations :	11
Conclusion :	11

### **CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX**

II-1- Introduction :	12
II-2- Estimation de la population future :	12
II-3- Consommation moyenne journalière :	13
II-4- Besoins en eau par catégorie de consommateur pour les trois centres :	14
II-4-1- Besoins domestiques :	14
II-4-2- Besoins scolaires :	14
II-4-3- Besoins socioculturels :	15

II-5-Récapitulation des besoins en eaux des centres ruraux :	16
Au moyen terme (2025)	16
Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eaux au moyen terme (2025)	16
A long terme (2040) :	16
II-6-Coefficient d'irrégularité :	17
II-6-1-Coefficient d'irrégularité journalière maximale ( $K_{max,j}$ ) :	17
II-6-2-Coefficient d'irrégularité journalière minimale ( $K_{min,j}$ ) :	17
II-6-3-Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :	17
II-6-4-Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min,h}$ ) :	18
II-7-Détermination des débits journaliers :	20
II-7-1-Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) :	20
II-7-2/ Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ) :	20
II-8/ Détermination des débits horaires :	21
II-8-1/ Débit moyen horaire :	21
II-8-2/ Détermination du débit maximum horaire :	22
II-9-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	22
Remarque :	24
II-9-Comparaison entre les ressources et les besoins :	27
Conclusion :	27

### **CHAPITRE III : RESERVOIRS ET CAPACITE DE STOCKAGE**

III-1-Introduction :	28
III-2-Rôle et fonctions des réservoirs:	28
III-2-1-Introduction :	28
III-2-2-Fonctions techniques des réservoirs :	28
III-2-3-Fonctions économiques :	29
III-3-Emplacement des réservoirs :	29
III-4-Choix du type du réservoir :	29
III-5-Construction des réservoirs :	30
III-6-Calcul de la capacité de la cuve :	30
III-6-1 principe de calcul :	31
III-6-2 détermination analytique de la capacité du réservoir:	31
Conclusion :	33

III-6-3- Dimensionnement du château d'eau :	34
III-7- équipement du réservoir :	35
III-7-1- Conduite d'arrivée ou d'adduction :	35
III-7-2- Conduite de départ ou de distribution :	36
III-7-3- Conduite du trop-plein :	36
III-7-4- Conduites de vidange :	37
III-7-5- Conduit by-pass:	37
III-7-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	39
III-7-7- Les joints d'étanchéité :	39
III-7-8 -Système de canalisation :	39
Conclusion :	39

#### **CHAPITRE IV : ADDUCTION**

IV-1- Introduction :	40
IV-2- Notions générales sur les adductions :	40
IV-2-1- définition :	40
IV-2-2- Type d'adduction :	40
IV-2-2-1-Adduction gravitaire :	40
IV-2-2-2-Adduction par refoulement :	40
IV-2-2-3 -Adduction mixte :	41
IV-2-3-Type d'écoulement :	41
IV-2-3-1-Ecoulement à surface libre :	41
IV-2-3-2-Ecoulement en charge :	41
IV-3- Etude des variantes :	41
IV-3-1- Description des variantes proposées :	41
Première variante :	42
Deuxième variante :	43
IV-3-2 : avantages et inconvénients de chaque variante :	44
IV-4- dimensionnement de la conduite d'adduction (forage – château d'eau) :	45
IV-4- 1- Définition du système :	45
IV-4- 2- choix du tracé :	46
IV-4- 3- Modèle de calcul:	46
Données structurelles :	46

Débit produit :	46
Canalisation :	47
Symbolique :	48
IV-5- Dimensionnement du tronçon AB :	48
IV-5-1 diamètre économique :	48
IV-5-1-a) Frais d'amortissement :	49
IV-5-1-b) Frais d'exploitation :	50
IV-5-1-d) Bilan :	52
Conclusion :	53

## **CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE**

V- Introduction :	54
V-1- choix du type d'installation :	54
V-2- Les groupes immergés :	54
V-2-1- Description :	54
V-2-1- Conditions d'installation :	56
V-3 – choix de la pompe :	57
V-3-1) Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe :	57
V-3-2) critères du choix du type de pompe :	58
V-4- Courbes caractéristiques des pompes :	59
V-4- Courbes caractéristiques des pompes :	59
V-5- Courbe caractéristique d'une conduite :	59
V-5-1) la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage- château) :	60
Conclusion :	62

## **CHAPITRE VI : RESEAU DE DISTRIBUTION**

VI-1- Introduction :	63
VI-2- Les différents types de réseaux :	63
VI-2-1- Le réseau ramifié :	63
VI-2-2- Le Réseau étagé :	63
VI-2-3- Le réseau maillé :	63
VI-3- Configuration du réseau de distribution projeté :	64
A) choix du type de réseau :	64
B) Choix du matériau des conduites :	65
VI-4- Calcul hydraulique du réseau de distribution :	65

Calcul des débits : .....	66
Débits en route : .....	66
Débit spécifique : .....	66
Les débits aux nœuds : .....	66
cas de pointe : .....	67
VI-5- Description du logiciel WATER CAD : .....	73
Fonction et application : .....	73
VI-6- Dimensionnement du réseau : .....	74
Détermination des diamètres du réseau : .....	74
Remarque : .....	84
IV -7- Équipement du réseau de distribution : .....	84
Type du matériau de canalisation : .....	84
Appareils et accessoires du réseau : .....	84
Robinets vannes: .....	84
Les ventouses : .....	85
Les poteaux d'incendie : .....	87
Les régulateurs des pressions : .....	87
Les organes de mesure : .....	88
Pièces spéciales de raccords : .....	89
Bouche de lavage : .....	90
Conclusion : .....	90

## **CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES**

VII-1- Introduction : .....	91
VII-1- La Protection des conduites contre le Coup de Bélier : .....	91
VII-1-1-Causes du coup de bélier : .....	91
VII-1-2- Les risques dus aux coups de bélier : .....	92
VII-1-3- Interprétation physique du coup de bélier : .....	92
VII-1-4- Moyen de protection contre le coup de bélier : .....	93
Vanne à fermeture lente : .....	93
Soupape de décharge : .....	94
Cheminée d'équilibre : .....	94
Volant d'inertie : .....	95

Réservoir d'air : .....	95
VII-2- protection de la conduite d'adduction reliant l'ouvrage de production d'eau (forage F19) et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier : .....	96
Calcul de la célérité d'ondes : .....	96
VI-3-Détermination de la variation de pression : .....	97
Conclusion:.....	98
<b><u>CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL</u></b>	
VIII-1-Introduction : .....	99
VIII-2- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique : .....	99
Facteurs humains : .....	99
Facteurs matériels : .....	100
VIII-3-Liste des conditions dangereuses : .....	100
VIII-4-Liste des actions dangereuses : .....	100
VIII-4-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents : .....	101
Protection individuelle : .....	101
Autre protections : .....	101
Protection collective : .....	101
Equipement de mise en œuvre du béton : .....	101
Engin de levage : .....	101
Appareillage électrique : .....	102
VIII-4-Conclusion .....	102
Conclusion générale	

## Liste des abréviations

<b>ADE :</b>	Algérienne Des Eaux.
<b>AEP :</b>	Alimentation en Eau Potable.
<b>Cons :</b>	Consommation.
<b>Cr:</b>	Côte Radier
<b>C<sub>tp</sub> :</b>	Côte Trop- Plein
<b>D :</b>	Diamètre
<b>DN :</b>	Diamètre Nominal
<b>Dex :</b>	Diamètre extérieur.
<b>Dint :</b>	Diamètre intérieur.
<b>DHW :</b>	Direction d'Hydraulique de la Wilaya
<b>H :</b>	Hauteur.
<b>Ha :</b>	Hectare.
<b>Hg :</b>	Hauteur géométrique.
<b>Hmt :</b>	Hauteur manométrique totale.
<b>Max :</b>	Maximum.
<b>Min :</b>	Minimum.
<b>Moy :</b>	Moyen.
<b>NPSHd :</b>	Charge nette d'aspiration Disponible.
<b>NPSHr :</b>	Charge nette d'aspiration Requise.
<b>PN :</b>	Pression Nominale.
<b>Q :</b>	Débit.
<b>R :</b>	Réservoir.
<b>S :</b>	Section.
<b>Pnd :</b>	profondeur du niveau dynamique.
<b>J :</b>	Nœud.
<b>P :</b>	Tronçon.



## Liste des tableaux

### CHAPITRE I :

Tableau I -1: Températures moyennes mensuelles .....	4
Tableau I.2 : Nombre d'habitants par région .....	5
Tableau I -3: Construction et équipements Par région .....	5
Tableau I -4: Les Caractéristiques du Forage F19.....	6
Tableau I -5: Caractéristiques de réseau de distribution.....	8
Tableau I -6 : Etat de l'ancien réseau de distribution.....	8

### CHAPITRE II :

Tableau II-1 : Evaluation de la population .....	13
Tableau II-2 : Besoins domestiques .....	14
Tableau II-3 : Evaluation des besoins scolaires .....	15
Tableau II-4 : évaluation des besoins socioculturels .....	15
Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eaux au moyen terme (2025) .....	16
Tableau II-6: Récapitulation des besoins en eaux au long terme .....	16
Tableau II-7 : $\beta$ max en fonction du nombre d'habitants .....	18
Tableau II-8 : valeur de $\beta_{\max}$ de différentes zones.....	18
Tableau II-9 : Valeur du Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax,h).....	18
Tableau II-10 : $\beta$ min en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II-11 : valeur de $\beta_{\min}$ de différentes zones .....	19
Tableau II-11 : valeur de $\beta_{\min}$ de différentes zones (suite).....	19
Tableau II-12 valeur du Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin,h).....	19
Tableau II-13 : Calcul du débit minimal journalier.....	20
Tableau II-14 : Calcul de la consommation maximale journalière.....	21
Tableau II-15 Débit moyen horaire.....	21
Tableau II-16 débit maximum horaire.....	22
Tableau II-17 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau II-18 : Débit maximum horaire à moyen terme (2025).....	24
Tableau II-19 : Débit maximum horaire à long terme (2040).....	25

### CHAPITRE III :

Tableau III-1: capacité de stockage du réservoir projeté .....	32
--	----

### CHAPITRE IV:

Tableau IV-1 : les avantages et les inconvénients de la première variante proposée .....	44
Tableau IV-2 : Les avantages et les inconvénients de la deuxième variante proposée.....	44
Tableau IV-3 : ouvrage de production .....	46
Tableau IV-4 : canalisation .....	47
Tableau IV-5. : Diamètres nominaux PE100 ( PN16) .....	47
Tableau IV-6 : frais d’amortissement .....	50
Tableau IV-7 : calcul de hauteurs manométriques totales (Hmt).....	51
Tableau IV-8 : consommation en KWH et prix de l’exploitation.....	51
Tableau IV-9 : bilan .....	52
Tableau IV-10 : Caractéristiques du tronçon AB.....	53

### **CHAPITRE V:**

Tableau V-1 : les différents types de matériaux des conduites.....	90
Tableau V.2: Calcul des charges disponibles.....	94
Tableau V.3: Calcul des diamètres d’adductions.....	97

### **CHAPITRE VI:**

Tableau -VI-1 : Tableau Récapitulatif .....	105
Tableau VI.2 : Calcul de la célérité.....	106
Tableau VI.2 : Calcul de la célérité.....	107

### **CHAPITRE VII:**

Tableau VII-1: choix du coefficient du talus.....	119
Tableau VII-2 : volume de terrassement pour chaque diamètre.....	121
Tableau VII-3 : volume de sable nécessaire. Volume de déblai.....	122
Tableau VII-3 : Calcul du volume des remblais du réseau de distribution.....	123

## Liste des Figures

<b><u>CHAPITRE I :</u></b>	
Figure I-1 : Plan de Situation des centres (MARAMÈNE, SIDI MOUSSA ET BROSSETTE).....	2
<b><u>CHAPITRE II :</u></b>	
Figure II-1 : Histogramme d'accroissement de la population des centres ruraux de MARAMÈNE (2008-2040) .....	13
Figure II-2 : graphique de consommation des centres ruraux à long terme (2040).....	26
Figure II-3 : courbe intégrale de consommation à long terme (2040).....	27
<b><u>CHAPITRE III :</u></b>	
Figure III-1 : Conduite d'arrivée (Par le bas).....	35
Figure III-2 : la conduite de départ (de distribution).....	36
Figure III-3 : by-pass avec conduite d'arrivée et de départ....	37
Figure III-4 : schéma récapitulatif des équipements des réservoirs.....	38
<b><u>CHAPITRE IV:</u></b>	
Figure VI-1 : schéma explicatif de la première variante .....	42
Figure IV-2 : schéma explicatif de la deuxième variante.....	43
Figure IV-3 : courbe donnant le cout total de la conduite de refoulement en fonction de son diamètre .....	53
<b><u>CHAPITRE V:</u></b>	
Figure V-1 : installation verticale d'un groupe électropompe dans un forage .....	55
Figure V-2 : la profondeur d'immersion minimale X en fonction du débit refoulé. ....	56
Figure V-3 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage- château).....	61
<b><u>CHAPITRE VI:</u></b>	
Figure VI- 1 les types de réseaux.....	64
Figure VI-2 Régulateur de pression aval .....	88
Figure VI-3 Régulateur de pression amont .....	88
<b><u>CHAPITRE VII:</u></b>	
Figure .VII-1: Réservoir d'air.....	96

## **Introduction générale**

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à la contribution à l'étude Du système d'alimentation en eau potable des centres ruraux de MARAMENE centre MARAMENE- centre SIDI MOUSSA - centre BROSSETTE.

La présente étude a pour objectif de tout calcul pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable des centres ruraux, les calculs hydrauliques des conduites d'adduction et de distribution ainsi que la capacité de stockage des réservoirs.

Cette étude traduit trois volets principaux :

Adduction.

Distribution.

Stockage.

Dans cette présente étude, on a été guidé par des impératifs techniques, aux quels doivent reprendre les diverses installations tout en ayant vu les conditions économiques du projet.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2040, nous conduira à déterminer le débit maximum journalier à fournir à partir du forage, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le domaine d'alimentation en eau potable de la zone d'étude tout en promettant aux citoyens un avenir radieux.

# *chapitre I*

Présentation de la zone  
D'étude

## **I-1: Introduction:**

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

## **I-2 :Situation géographique et limites :**

La zone d'étude (centre MARAMÈNE, SIDI MOUSSA et BROSSETTE) étant partie intégrante de la commune de Blida, les éléments naturels qui caractérisent cette zone d'étude sont identiques à ceux de la ville de BLIDA. Elle est située à l'extrémité Nord-Ouest de la commune de BLIDA.

Le site dit " Centres de MARAMENE " occupe une superficie de 21 Hectares environs. Il fait partie de la plaine de la Mitidja qui s'étend jusqu'au Sahel au Nord est se trouve au pied de l'Atlas BLIDÉEN.

La région de ce projet est limitée comme suite:

- Au Nord : La voie principale existante.
- A l'Est : Les terres Agricoles Nues.
- A l'Ouest : Les vergers.
- Au Sud : Les terres Agricoles nues.

La figure I-1 nous montre la situation géographique des centres ruraux (MARAMENE ,SIDI MOUSSA ET BROSSETTE).

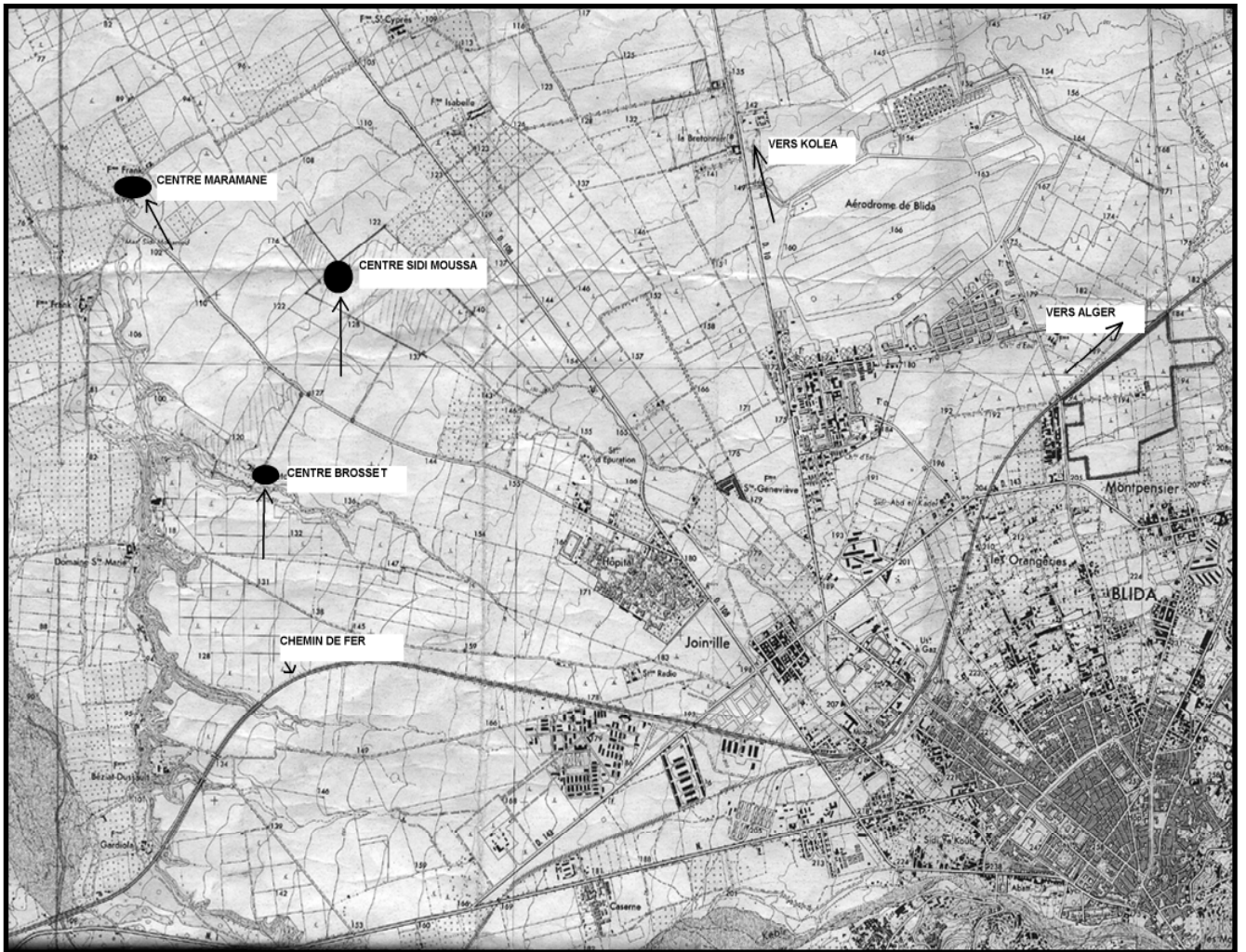


Figure I-1 : Plan de Situation des centres  
(MARAMÈNE, SIDI MOUSSA ET BROSSETTE)

### I- 3- Situation topographique :

#### I-3-1- Relief :

Faisant partie de la plaine ci-dessus nommé, le site de l'étude est en grande partie plat si ce n'est une petite colline située au Sud-est de l'agglomération de MARAMÈNE.

L'altitude varie de 95 à 100 m du Nord au Sud.

#### I-3-2- Pentés :

C'est un paramètre négligeable vu la platitude du terrain, de toutes les façons les pentes variant entre 0 et 5 %.

#### **I-4- Situation géologique:**

##### **I-4-1- Géologie**

Le site est constituée d'alluvions récentes comprenant des dépôts limoneux de la partie moyenne de la plaine de la Mitidja et caillouteux par suite de la pente qui commence au pied de l'Atlas BLIDEEN.

##### **I-4-2- Sismicité :**

D'après le règlement parasismique en vigueur, le terrain concerné par l'étude est classé en Zone II, c'est à dire que c'est une Zone à moyenne sismicité au même titre que la région de Blida.

##### **I-4-3- Géotechnique :**

D'après les observations faites au niveau du terrain, la nature du sol de par sa consistance ne pose aucun problème pour la construction du type léger (individuel), petits équipements.

Néanmoins, en ce qui concerne l'implantation d'ouvrages importants (collectif, ouvrage d'art...), nous ne pouvons qu'insister sur le fait qu'une étude plus poussées (in-situ, laboratoire) soit effectuée auparavant. Celle-ci permettra de définir le type de fondation.

Il est à signaler l'hétérogénéité de ces Sols, tant horizontale que verticale.

#### **I-5-Situation climatologique:**

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisé par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle. Les trois centres, par ces situations géographiques, jouit d'un climat méditerranéen. Avec quelques nuances continentales, le caractère Principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide et humide d'octobre en mars.



### I-5-1-Pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

### I-5-2-Température:

Le climat des trois centres est assez frais qu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale, la moyenne des températures du mois d'Août, le plus chaud est de 27°C tandis que le mois de janvier est le plus froid la température est de 11°C.

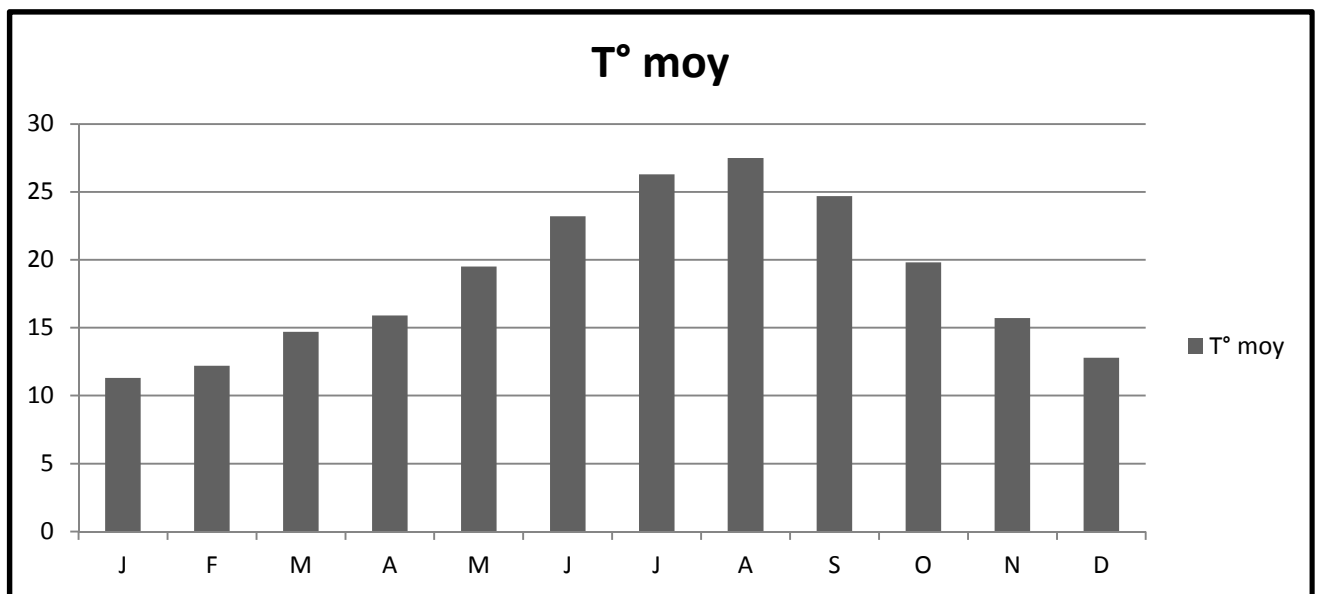
Le tableau I-1 nous donne les températures moyennes mensuelles qui caractérisent notre zone d'étude.

**Tableau I-1 : Températures moyennes mensuelles**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T° Moy	11,3	12,2	14,7	15,9	19,5	23,2	26,3	27,5	24,7	19,8	15,7	12,8

SOURCE : (ANRH BLIDA)

Figure I-2 donne la représentation graphique de températures moyennes mensuelles de la zone d'étude.



**Figure I-2 : Températures moyennes mensuelles**

## I-6- Situation démographique :

### I-6-1- Population :

Les principales sources d'information qui ont été la base pour mener cette analyse sont le recensement de 2008, sur cela s'ajoutent les données récentes fournies par les autorités locales, notamment par l'APC de la wilaya de BLIDA.

Le tableau I-2 représente la répartition de l'agglomération par région selon les statistiques de 2008.

**Tableau I-2 : Nombre d'habitants par région**

N°	Nom de la région	Nbre MASC	Nbre FEM	Total	Taux D'accroissement
01	Centre MARAMENE	1806	1739	3545	2.5%
02	Centre SIDI MOUSSA	412	386	798	2.5%
03	HOUBANE	239	253	492	2.5%
	BENTURKIA	294	304	598	
	Centre BROSSETTE (total)	533	557	1090	

**SOURCE : APC (Service des statistiques)**

### 1-6-2-Equipement :

Le périmètre est quasiment résidentiel hormis quelques commerces de détail et de quelques équipements, le tableau I –3 donne en chiffre le nombre de constructions ainsi que le nombre de logements.

**Tableau I-3 : Construction et équipements Par région**

N°	Nom de la région	Nbre de Construction	Nbre Logement
01	Centre MARAMENE	591	571
02	Centre Sidi moussa	186	175
03	HOUBANE	69	66
	BENTURKIA	85	77
	Centre BROSSETTE (total)	154	142

**SOURCE : APC (Service des statistiques)**

Le développement de la population sera traité dans le prochain chapitre.

## I-7-Situation hydraulique :

### I-7-1- Les ressources en eaux :

Il existe au centre de MARAMÈNE un forage (f19) récemment réalisé, il sera destiné à l'alimentation en eau potable des trois centres ruraux (MARAMÈNE, Sidi Moussa et BROSSETE) et le surplus sera évacué vers la station de pompage de MARAMÈNE qui alimente la ville de Blida.

Les caractéristiques de ce forage sont représentées dans le tableau I-4 ci-dessous :

**Tableau I-4 : Les Caractéristiques du Forage F19**

Désignation	Forage N°1
Débit mobilisé [l/s]	40
Débit D'exploitation [l/s]	35
Niveau statique [m]	23
Niveau dynamique (m)	84
Profondeur [m]	180
Coordonnées Lambert	X=505.359 Y=355.890
Date de réalisation	2009
Débitmètre	inexistant
Pompe de forage	inexistante
<b>Abri de forage</b> Génie civil Électricité	Récemment réalisé en bon état.
Site de Forage : Gardien Clôture L'existence d'éclairage L'anti bélier au démarrage de conduite	01personne En cours de réalisation bonne inexistant

**SOURCE : DHW de Blida**

### **I-7-2- État actuel du réseau d'AEP :**

Le réseau de distribution ne couvre qu'une faible partie de notre aire d'étude (centre de MARAMÈNE) ce qui a contraint les riverains à recevoir à des piquages, surtout ceux de l'ex domaine autogéré, illicites sur la conduite de refoulement du forage destinée à l'alimentation de station de pompage avec tous les conséquences induites par le non maîtrise de la distribution de cette denrée très précieuse.

Pour les autres habitants, ils n'ont trouvé qu'un seul moyen pour se ravitailler, qu'en utilisant leurs bidons et en se dirigeant vers la station de pompage.

Donc, il y a urgence à doter notre aire par le biais de cette étude d'un réservoir et extension du réseau de distribution afin qu'il couvre toute les centres ruraux.

Les centres de BROSSETTE et SIDI MOUSSA ne possèdent aucun réseau de distribution. Actuellement, le centre de Sidi Moussa approvisionne à partir d'un pseudo réseau réalisé anarchiquement sans étude et sans calcul, ainsi que le centre BROSSETTE s'approvisionne par leurs propres moyens.

Pour le centre de MARAMÈNE, l'adduction s'effectue à partir de la station de pompage située dans la partie Sud juste à l'entrée de MARAMÈNE.

Le centre de MARAMÈNE, possède un réseau maillé et ramifié de distribution d'eau potable, ce réseau est constitué de mailles principales de Ø 60 mm, 80mm et 100mm, couvrant la partie Nord et Nord-est du site. La distribution d'eau potable est assurée par une conduite d'amenée en Ø 80 à partir de la station de pompage.

Le réseau d'AEP de cette zone ne couvre qu'un seul quartier principal. Il est généralement en mauvais état, à cause des fuites observées sur site.

Le réseau existant a été réalisé anarchiquement, il n'a été jamais l'objet d'une étude fiable et les extensions des conduites d'alimentation pour les autres habitations ont été réalisé sans étude.

Dans le tableau II-5, on donne les caractéristiques géométriques (diamètre, longueur) ainsi que le matériau des conduites du réseau d'AEP

**Tableau I-5 : Caractéristiques de réseau de distribution**

Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (m)
Amiante ciment Classe 30	150	200
	100	278
Amiante ciment	80	858
PVC	110	708
	63	669
	40	4610
Acier	40	68

**Tableau I-6 : Etat de l'ancien réseau de distribution**

N°	Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	État de la conduite
1	A-B	42.2	80	A.ciment	A réhabilitée
2	B-1	295.2	60	A.ciment	A réhabilitée
3	1-2	38.5	60	A.ciment	A réhabilitée
4	2-3	45.2	60	Acier.G	A réhabilitée
5	3-4	42.4	60	Acier.G	A réhabilitée
6	4-5	135.9	60	Acier.G	A réhabilitée
7	5-6	197.7	60	Acier.G	A réhabilitée
8	1-7	21.1	60	Acier.G	A réhabilitée
9	7-22	86.6	60	P.V.C	A réhabilitée
10	7-8	79.1	60	P.V.C	A réhabilitée
11	2-10	94.4	60	P.V.C	A réhabilitée
12	3-12	74.3	60	P.V.C	A réhabilitée
13	4-13	53.7	60	P.V.C	A réhabilitée
14	22-8	39.4	60	A.ciment	A réhabilitée
15	8-9	20.7	60	A.ciment	A réhabilitée
16	9-10	17.33	60	Acier.G	A réhabilitée
17	10-11	31.9	60	Acier.G	A réhabilitée
18	11-12	4.4	60	Acier.G	A réhabilitée
19	12-13	36.3	60	Acier.G	A réhabilitée
20	9-17	80	60	Acier.G	A réhabilitée
21	11-18	45.4	60	P.V.C	A réhabilitée
22	17-18	15.8	60	P.V.C	A réhabilitée

23	18-19	49.5	60	P.V.C	A réhabilitée
24	13-14	69	60	P.V.C	A réhabilitée
25	19-14	36.7	60	P.V.C	A réhabilitée
26	14-15	44	60	Acier.G	A réhabilitée
27	15-5	45.9	60	Acier.G	A réhabilitée
28	17-20	206.8	60	Acier.G	A réhabilitée
29	19-20	152.9	60	Acier.G	A réhabilitée
30	14-21	174.6	60	Acier.G	A réhabilitée
31	15-16	193.5	60	P.V.C	A réhabilitée
32	20-21	38.9	60	P.V.C	A réhabilitée
33	21-16	43.8	60	P.V.C	A réhabilitée
34	6-16	21.8	60	P.V.C	A réhabilitée

En ce qui concerne l'état des conduites, la mention (A réhabilitée) est donnée en fonction de l'état actuel des conduites, l'âge, et la capacité de transiter les débits souhaités.

D'après l'enquête menée sur terrain, sur le réseau existant du centre de MARAMENE, il est indispensable de signaler l'absence totale d'une gestion rationnelle des eaux, cette situation est due à :

- L'absence des appareils de mesures des débits au niveau des points de production d'eau (à partir de la station de pompage existante).
- Manque de personnels qualifiés et matériels.
- Manque de matériels pour les interventions (réparation des fuites et branchements).
- Réparation des fuites s'effectue au moyen des outils de l'ère primaire (taquais en bois, caoutchouc de chambre à air, etc....).
- Les fiches de suivi des opérations de rénovation, d'entretien, d'arrêt ou remise en service des ouvrages (forages, réservoirs,...etc.) n'existent pas.
- La majorité des vannes sur le réseau sont enterrées à cause d'absence des bouches à clés.

A part ces contraintes, nous distinguons :

Problèmes des branchements illicites, qui sont très importants.

Le taux de fuites est très important à cause surtout des branchements illicites.

Risque de contamination des eaux potables par les eaux usées, à cause des branchements illicites qui passent parfois en dessous du collecteur d'assainissement

Il est noté d'après l'organisme de gestion des eaux de la commune de Blida, la subdivision de l'hydraulique et l'ADE (Algérienne Des Eaux), représenté par le secteur de Blida qui est

chargé de l'approvisionnement en eau potable que les conduites d'acier et d'amiante ciment sont tous en mauvais état.

**Recommandations :**

Après avoir fait un diagnostic des réseaux d'alimentation en eau potable des centres ruraux de MARAMENE, il est recommandé d'élaborer un nouveau système qui comporte la production, l'adduction, le stockage et la distribution des eaux.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, géologie, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

# Chapitre II

Estimation des besoins en eaux



## II-1-Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C de l'année 2008, les orientations du plan d'urbanisation et les données collectées auprès de service statistique de l'APC de Blida.

## II-2-Estimation de la population future :

En 2008, la population des trois centres était de 5433 habitants.  
(Source A.P.C).

Pour les années le moyen et long terme, la population sera calculée par la relation suivante :

$$= ( + )$$

Avec :

$P_n$  : population située à l'horizon prévu ;

$P_0$  : population de base ou de l'année de référence (2008) ;

$n$  : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;

$T$ : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs:

- Du niveau de vie de la population.
- Du développement socioculturel.

Dans notre cas :  $P_0=5433$  hab.

$$\tau = 2,5 \%$$

Les calculs seront établis pour l'horizon 2040. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau II-1 présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

**Tableau II-1** : Evaluation de la population

Années	Evaluation de la population [Hab]
2008	5433
2025	8267
2040	11973

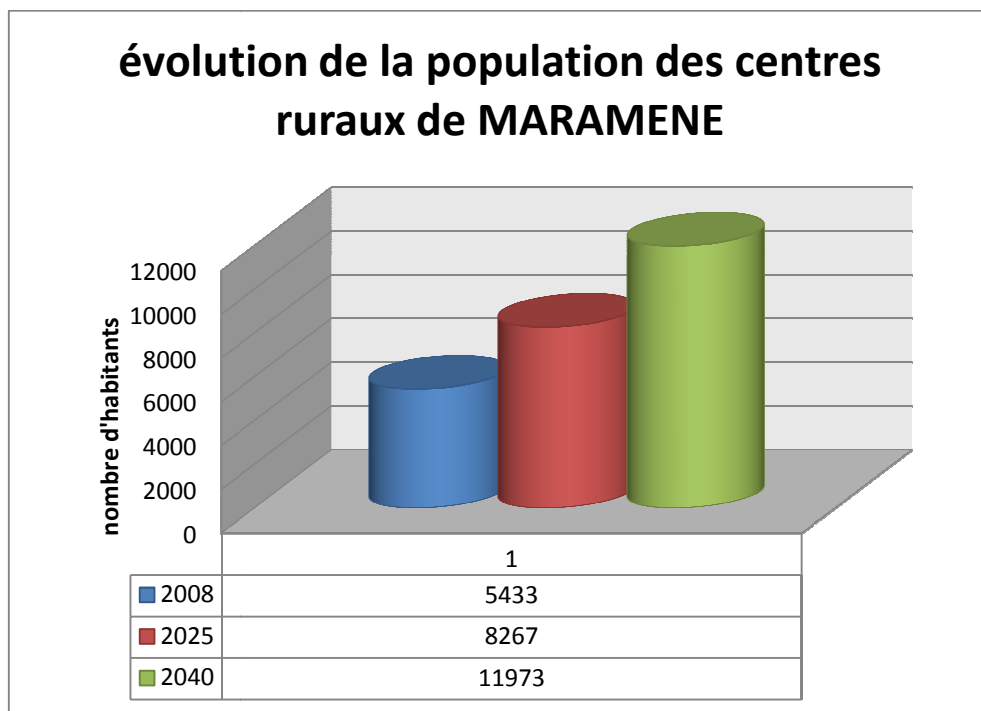


Figure II-1 : Histogramme d'accroissement de la population des centres ruraux de MARAMÉNE (2008-2040).

### II-3- Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy,j} = \dots [m^3/j]$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière en  $m^3/j$  ;

Qi : dotation journalière en l/j/hab ;

Ni : nombre de consommateurs ;

#### **II-4- Besoins en eau par catégorie de consommateur pour les trois centres :**

##### **II-4-1-Besoins domestiques :**

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population.

Pour notre projet, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 120 l/j/hab.

**Tableau II-2 : Besoins domestiques**

Centres d'agglomérations	Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Qmoy,j (m3/j)
MARAMÈNE	2008	3545	120	425.4
	Moyen terme (2025)	5394	150	809.1
	Long terme (2040)	7812	180	1406.16
BROSSETE	2008	1090	120	130.8
	Moyen terme (2025)	1659	150	248.85
	Long terme (2040)	2402	180	432.36
Sidi Moussa	2008	798	120	95.76
	Moyen terme (2025)	1214	150	182.1
	Long terme (2040)	1759	180	316.62

##### **II-4-2-Besoins scolaires :**

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité.

Le tableau N°II-3 résume les résultats.

**Tableau II-3 : Evaluation des besoins scolaires**

Centres d'agglomérations	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)	total
Maramène	Ecole primaire	élève	650	15	9.75	18.75
	C.E.M	élève	600	15	9.00	
Brossete	Ecole primaire	élève	153	15	2.30	2.30
Sidi Moussa	/	/	/	/	/	/

**II-4-3-Besoins socioculturels :**

Les résultats de calcul des besoins en eaux socioculturels sont présentés dans le tableau ci-dessous

**Tableau II-4 : évaluation des besoins socioculturels**

Centres d'agglomérations	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)	Total (m3/j)
MARAMENE	Mosquée	Fidèle	350	15	5.25	6.45
	École coranique	Élève	40	5	0.20	
	Garde communal	Employé	50	20	1.00	
BROSSETE	Mosquée	Fidèle	650	15	9.75	9.95
	École coranique	élève	40	5	0.20	
SIDI MOUSSA	Mosquée	Fidèle	550	15	8.25	8.42
	École coranique	élève	34	5	0.17	

**II-5-Récapitulation des besoins en eaux des centres ruraux :**

### Au moyen terme (2025)

Le tableau II-5 résume les besoins en eaux totaux des centres ruraux à l'horizon de calcul (2025).

**Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eaux au moyen terme (2025)**

Centres d'agglomérations	Catégorie des besoins	Qmoy,j (m3/j)	Qmoy,j (m3/j)total
MARAMÈNE	Domestiques	809.1	834.3
	Scolaires	18.75	
	socioculturels	6.45	
BROSSETE	Domestiques	248.85	261.1
	Scolaires	2.30	
	socioculturels	9.95	
SIDI MOUSSA	Domestiques	182.1	190.52
	socioculturels	8.42	
			1285.92

### A long terme (2040) :

Les besoins totaux en eaux à long terme sont donnés par le tableau suivant II-6.

**Tableau II-6: Récapitulation des besoins en eaux au long terme**

Centres d'agglomérations	Catégorie des besoins	Qmoy,j (m3/j)	Total (m3/j)
MARAMÈNE	Domestiques	1406.16	1431.36
	Scolaires	18.75	
	socioculturels	6.45	
BROSSETE	Domestiques	432.36	444.61
	Scolaires	2.30	
	socioculturels	9.95	
SIDI MOUSSA	Domestiques	316.62	325.04
	Scolaires	/	
	socioculturels	8.42	
			2201.01

## II-6-Coefficient d'irrégularité :

### II-6-1-Coefficient d'irrégularité journalière maximale (K<sub>max,j</sub>) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de K<sub>max,j</sub> varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend K<sub>max,j</sub> = 1,2

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau.

### II-6-2-Coefficient d'irrégularité journalière minimale (K<sub>min,j</sub>) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. K<sub>min,j</sub> varie de 0,7 à 0,9. on prend K<sub>min,j</sub> = 0.8

### II-6-3-Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K<sub>max,h</sub>) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

$\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$  ; tel que :

$$K_{\max,h} = \frac{Q_{\max,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\max} \beta_{\max}$$

Avec:

$\alpha_{\max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend .....  $\alpha_{\max} = 1,3$ .

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

Le tableau II-7 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II-7 :  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants**

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
Bmax	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on prend  $\beta_{\max}$  pour les différentes zones comme il est indiqué dans le tableau suivant :

**Tableau II-8 : valeur de  $\beta_{\max}$  de différentes zones**

ZONES	horizon	Nombre d'Habitation.	$\beta_{\max}$
MARAMÈNE	Au moyen terme	5394	1,43
BROSSETE		1659	1,77
SIDI MOUSSA		1214	1.91
MARAMÈNE	Au long terme	7812	1,35
BROSSETE		2402	1,62
SIDI MOUSSA		1759	1,75

**Tableau II-9 : Valeur du Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{\max,h}$ )**

ZONES	horizon	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max,h}$
MARAMÈNE	Au moyen terme	1.3	1,43	1.86
BROSSETE		1.3	1,77	2.3
SIDI MOUSSA		1.3	1.91	2.48
MARAMÈNE	Au long terme	1.3	1,35	1.76
BROSSETE		1.3	1,62	2.11
SIDI MOUSSA		1.3	1,75	2.28

**II-6-4-Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) :**

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

$$K_{\min,h} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\min} \beta_{\min}$$

Avec :

-  $\alpha$  min : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha$  min = 0,5

-  $\beta$  min : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II-10 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II-10** :  $\beta$  min en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000
$\beta$ min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Pour notre cas on prend  $\beta_{\min}$  pour les différentes zones comme il est indiqué dans le tableau suivant :

**Tableau II-11** : valeur de  $\beta_{\min}$  de différentes zones

ZONES	horizon	Nombre d'Habitation.	$\beta_{\min}$
MARAMÈNE	Au moyen terme	5394	0.23
BROSSET		1659	0.1
SIDI MOUSSA		1214	0.1

**Tableau II-11** : valeur de  $\beta_{\min}$  de différentes zones (suite)

MARAMÈNE	Au long terme	7812	0.32
BROSSET		2402	0.1
SIDI MOUSSA		1759	0.1

**Tableau II-12** valeur du Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin,h)

ZONES	horizon	$\alpha$ min	$\beta$ in	Kminh
MARAMÈNE	Au moyen terme	0.5	0.23	0.12
BROSSETE		0.5	0.1	0.05
SIDI MOUSSA		0.5	0.1	0.05
MARAMÈNE	Au long terme	0.5	0.32	0.16
BROSSETE		0.5	0.1	0.05
Sidi Moussa		0.5	0.1	0.05



## II-7-Détermination des débits journaliers :

### II-7-1-Consommation minimale journalière (Q min,j) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\min,j}$$

Tableau II-13 : Calcul du débit minimal journalier

ZONES	horizon	Q moy,j (m3/j)	K min,j	Q min,j (m3/j)	Q min,j (total)
MARAMÈNE	Au moyen terme	834.3	0.8	667.44	1028.74
BROSSETE		261.1	0.8	208.88	
SIDI MOUSSA		190.52	0.8	152.42	
MARAMÈNE	Au long terme	1431.36	0.8	1145.09	1760.81
BROSSETE		444.61	0.8	355.69	
SIDI MOUSSA		325.04	0.8	260.03	

### II-7-2/ Consommation maximale journalière (Q max,j) :

Ce débit est calculé ainsi :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\max,j}$$

Avec :

Q max,j : débit maximum journalier en m3/j.

Q moy,j : débit moyen journalier en m3/j.

K max,j : coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Les résultats de calcul des débits maximums journaliers sont regroupés dans le

Tableau II-14

**Tableau II-14** : Calcul de la consommation maximale journalière

ZONES	horizon	Q moy,j	K max,j	Q max,j	Q max,j (total)
MARAMÈNE	Au moyen	834.3	1.2	1001.16	1543.1
BROSSETE	terme	261.1	1.2	313.32	
SIDI MOUSSA		190.52	1.2	228.62	
MARAMÈNE	Au long	1431.36	1.2	1717.63	2641.21
BROSSETE	terme	444.61	1.2	533.53	
SIDI MOUSSA		325.04	1.2	390.05	

**II-8/ Détermination des débits horaires :**

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

**II-8-1/ Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

Q<sub>moy,h</sub> : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h.

Q<sub>max,j</sub> : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j .

**Tableau II-15** Débit moyen horaire

ZONES	horizon	Q moyh	Q moyh (total)
Maramène	Au moyen	41.72	64.31
Brossete	terme	13.06	
Sidi Moussa		9.53	
Maramène	Au long	71.57	110.05
Brossete	terme	22.23	
Sidi Moussa		16.25	

## II-8-2/ Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$  : débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h .
- $K_{\max,h}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire .

On a donc :

**Tableau II-16** débit maximum horaire

ZONES	horizon	Q moyh	kmaxh	Qmaxh	Q maxh(m3/h) (total)
Maramène	Au moyen terme	41.72	1.86	77.6	131.27
Brossete		13.06	2.3	30.04	
Sidi Moussa		9.53	2.48	23.63	
Maramène	Au long terme	71.57	1.76	125.96	209.92
Brossete		22.23	2.11	46.91	
Sidi Moussa		16.25	2.28	37.05	

## II-9-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II-17

**Tableau II-17 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.**

<b>Heures (h)</b>	<b>Nombre d'habitants</b>				
	<b>Moins de 10000</b>	<b>10001 à 50000</b>	<b>50001 à 100000</b>	<b>Plus de 100000</b>	<b>Agglomération de type rurale</b>
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

**Remarque:**

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

Pour notre cas on choisie la répartition d'une agglomération rurale. Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

**Tableau II-18** : Débit maximum horaire à moyen terme (2025)

Horaire	agglomération		Ordonnées de la	
	Q <sub>max,j</sub> =1543.1		Consommation cumulée	
h	%	(m <sup>3</sup> /h)	(m <sup>3</sup> /h)	%
0-1	0,75	<b>11.68</b>	11.68	0.75
1-2	0,75	11.68	23.36	1.5
2-3	1	15.43	38.79	2.5
3-4	1	15.43	54.22	3.5
4-5	3	46.29	100.51	6.5
5-6	5,5	84.87	185.38	12
6-7	5,5	84.87	270.25	17.5
7-8	5,5	84.87	355.12	23
8-9	3,5	54	409.12	26.5
9-1	3,5	54	463.12	30
10-11	6	92.59	555.71	36
11-12	8,5	<b>131.16</b>	686.87	44.5
12-13	8,5	<b>131.16</b>	818.03	53
13-14	6	92.59	910.62	59
14-15	5	77.16	987.78	64
15-16	5	77.16	1064.94	69
16-17	3,5	54	1118.94	72.5
17-18	3,5	54	1172.94	76
18-19	6	92.59	1265.53	82
19-20	6	92.59	1358.12	88
20-21	6	92.59	1450.71	94
21-22	3	46.29	1497	97

**Tableau II-18** : Débit maximum horaire à moyen terme  
(suite).

22-23	2	30.86	1527.86	99
23-24	1	15.43	1543.1	100
TOTAL	100	1543.1		

**Tableau II-19** : Débit maximum horaire à long terme (2040)

Horaire	agglomération		Ordonnées de la	
	Q <sub>max,j</sub> = 2641.21		Consommation cumulée	
h	%	(m3/h)	(m3/h)	%
0-1	0,75	<b>19.81</b>	19.81	0.75
1-2	0,75	19.81	39.62	1.5
2-3	1	26.41	66.03	2.5
3-4	1	26.41	92.44	3.5
4-5	3	79.24	171.68	6.5
5-6	5,5	145.27	316.95	12
6-7	5,5	145.27	462.22	17.5
7-8	5,5	145.27	607.49	23
8-9	3,5	92.44	699.93	26.5
9-1	3,5	92.44	792.37	30
10-11	6	158.47	950.84	36
11-12	8,5	<b>224.50</b>	1175.34	44.5
12-13	8,5	<b>224.50</b>	1399.84	53
13-14	6	158.47	1558.31	59
14-15	5	132.06	1690.37	64
15-16	5	132.06	1822.43	69
16-17	3,5	92.44	1914.87	72.5
17-18	3,5	92.44	2007.31	76
18-19	6	158.47	2165.78	82
19-20	6	158.47	2324.25	88

**Tableau II-19 : Débit maximum horaire à long terme (suite)**

20-21	6	158.47	2482.72	94
21-22	3	79.24	2561.96	97
22-23	2	52.82	2614.78	99
23-24	1	26.41	2641.19	100
TOTAL	100	2641.21		

A partir de ce tableau on trouve :

A moyen terme :

$$Q_{\max,h} = 131.16\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 11.68\text{m}^3/\text{h}$$

A long terme :

$$Q_{\max,h} = 224.50\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 19.81\text{m}^3/\text{h}$$

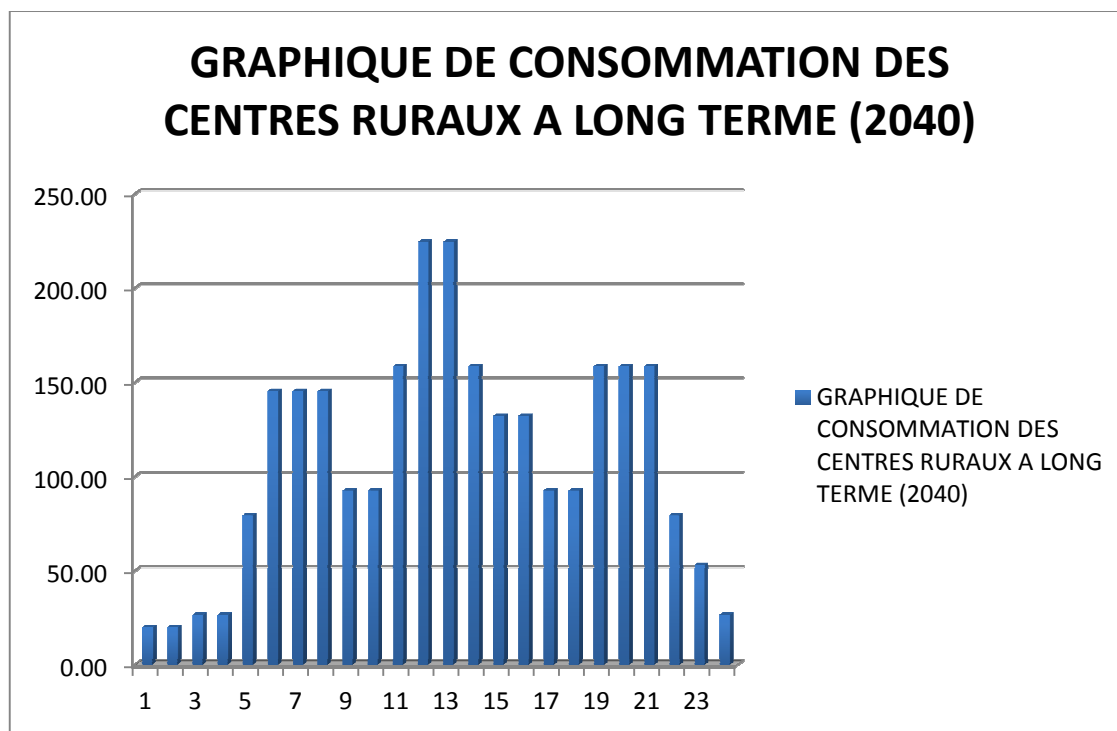


Figure II-2 : graphique de consommation des centres ruraux à long terme (2040)

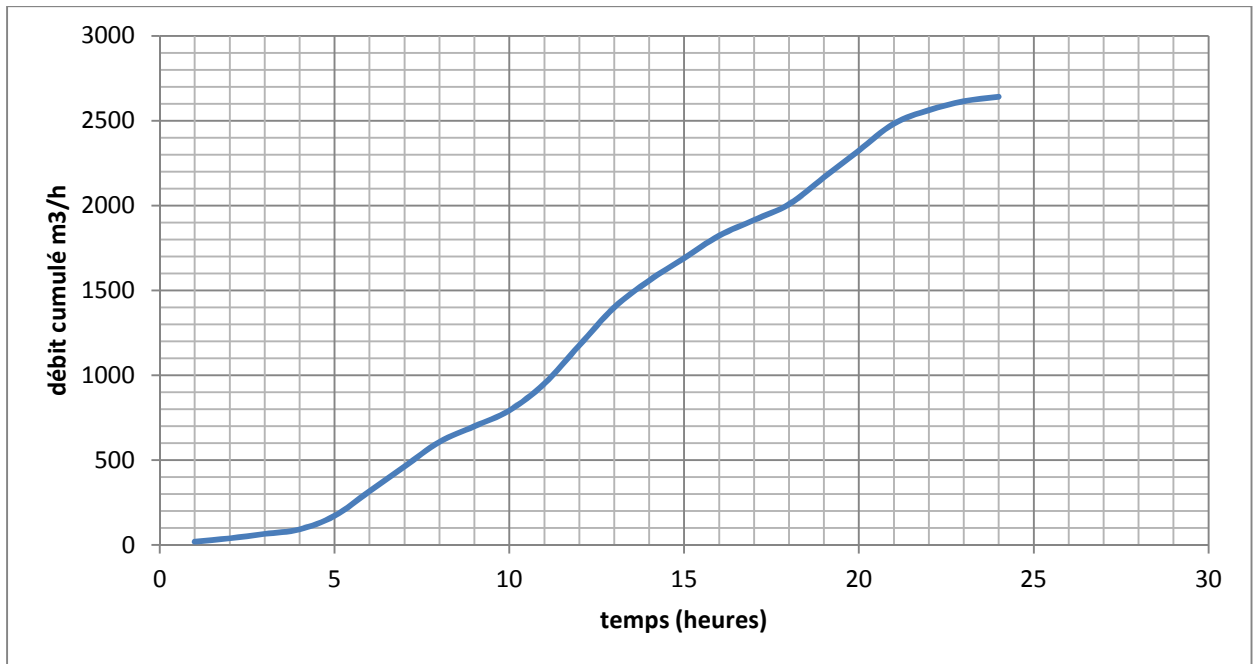


Figure II-3 : courbe intégrale de consommation à long terme (2040)

### II-9-Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.

Comme nous avons déjà dit, les trois centres disposent un forage donnant un débit total de 35l/s qui est équivalent à 3024 m<sup>3</sup>/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2040.

Alors que les besoins totaux des trois centres à long terme sont de 2641.21 m<sup>3</sup>/j, donc il y a un excès d'eau :

- A moyen terme (2025)  $E = 3024 - 1543.1 = 1480.9$  m<sup>3</sup>/j.
- A long terme (2040)  $E = 3024 - 2641.21 = 382.79$  m<sup>3</sup>/j.

**Conclusion :** D'après nos calculs, on a trouvé qu'il y a un excès de 1480.9 m<sup>3</sup>/j qui est égal à 17.14 l/s à moyen terme et un excès de 382.79 m<sup>3</sup>/j à long terme, soit 4.43 l/s.



# Chapitre III

Reservoir et capacité de stockage

### **III-Capacite de stockage :**

#### **III-1-Introduction :**

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, IL est nécessaire de construire un réservoir de stockage.

Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception.

Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage.

Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants:

- Conserver la qualité de l'eau stockée.
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

#### **III-2-Rôle et fonctions des réservoirs:**

##### **III-2-1-Introduction :**

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

##### **III-2-2-Fonctions techniques des réservoirs :**

Le réservoir doit assurer les fonctions suivantes:

- l'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation devient importante.
- dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité.
- Assurer la continuité de la distribution pendant de l'arrêt de la pompe.

- Assurer la réserve d'incendie.
- Il peut également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.

### **III-2-3-Fonctions économiques :**

Les habitants de notre agglomération se trouvent pratiquement sur un terrain presque plat, la pression de service nécessaire n'est assurée que par un réservoir dont la cote du radier est beaucoup plus élevée que toute cote du réseau urbain , on doit donc assurer cette pression que par un réservoir surélevé dont la cote est à déterminer.

Il s'agit d'un réservoir de tête, donc il y' aura réduction des dépenses d'énergie.

### **III-3-Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.
- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

### **III-4-Choix du type du réservoir :**

Nous savons qu'il existe plusieurs types de réservoirs tel que :

- Réservoirs enterrés.
- Semi enterrés
- Surélevés appelés aussi châteaux d'eaux.

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans l'avenir.

Le choix du type de réservoir est basé sur les avantages suivants:

- économie sur les frais de construction.
- étude architecturale très simplifiée.
- étanchéité plus facile à réaliser.
  
- conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

### **III-5-Construction des réservoirs :**

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité seront prévus pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaines espèces nuisibles (insectes, rats...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

### **III-6-Calcul de la capacité de la cuve :**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. À la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

### III-6-1 principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

### III-6-2 détermination analytique de la capacité du réservoir:

La détermination de la capacité de réservoir par cette méthode analytique, exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à 120m<sup>3</sup>.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$= ( \text{ \% } \quad ) +$$

Avec:

**p%** : capacité maximale du réservoir exprimée en %.

**Qmaxj**: besoin maximal journalier.

**Vi** : volume de la réserve destinée d'incendie.

L'expérience a montré que le meilleur coût d'exploitation pour les installations de production d'eau entre 18 et 20 heures.

Pour éviter les heures de pointe d'un côté et éviter la production d'eau pendant le jour où le coût d'électricité est élevé fixons la plage de production entre 18 et 20 heures la capacité de stockage est calculée par la méthode analytique qui nous permet de choisir le début de l'heure

où la pompe peut commencer à fonctionner. Dans tous les cas le réservoir doit atteindre sa capacité avant le début des heures de pointe que l'on prenne à 07heures.

**Tableau III-2: capacité de stockage du réservoir projeté**

Heure	consommation d'eau	Refoulemen t D'eau	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir	
1,00	%	%	%	%	%	
<b>0 - 1</b>	0,75	0.00		0.75	-1.75	-9.25
<b>1 - 2</b>	0,75	0.00		0.75	-2.50	-10.00
<b>2 - 3</b>	1	5.00	4.00		1.50	-6.00
<b>3 - 4</b>	1	5.00	4.00		5.50	-2.00
<b>4 - 5</b>	3	5.00	2.00		7.50	0.00
<b>5 - 6</b>	5,5	5.00		0.50	7.00	-0.50
<b>6 - 7</b>	5,5	5.00		0.50	6.50	-1.00
<b>7 - 8</b>	5,5	5.00		0.50	6.00	-1.50
<b>8 - 9</b>	3,5	5.00	1.50		7.50	<b>0.00</b>
<b>9 - 10</b>	3,5	5.00	1.50		9.00	1.50
<b>10 - 11</b>	6	5.00		1.00	8.00	0.50
<b>11 - 12</b>	8,5	5.00		3.50	4.50	-3.00
<b>12 - 13</b>	8,5	5.00		3.50	1.00	-6.50
<b>13 - 14</b>	6	5.00		1.00	0.00	-7.50
<b>14 - 15</b>	5	5.00			0.00	-7.50
<b>15 - 16</b>	5	5.00			0.00	-7.50
<b>16 - 17</b>	3,5	5.00	1.50		1.50	-6.00

**Tableau III-2: capacité de stockage du réservoir projeté (suite)**

<b>17 - 18</b>	3,5	5.00	1.50		3.00	-4.50
<b>18 - 19</b>	6	5.00		1.00	2.00	-5.50
<b>19 - 20</b>	6	5.00		1.00	1.00	-6.50
<b>20 - 21</b>	6	5.00		1.00	<b>0.00</b>	-7.50
<b>21 - 22</b>	3	5.00	2.00		2.00	-5.50
<b>22 - 23</b>	2	0.00		2.00	0.00	-7.50
<b>23 - 24</b>	1	0.00		1.00	-1.00	-8.50

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à 11.5%, sans prise en compte de la réserve d'incendie donc le volume du réservoir projeté avec la réserve d'incendie qui est égale à 120 m<sup>3</sup> sera :

A moyen terme :

$$= \quad + \quad = 0,115 \times 1543.1 + 120 = 297.46 \text{ m}^3.$$

$$\mathbf{V_R = 297.46 \text{ m}^3}$$

A long terme :

$$= \quad + \quad = 0,115 \times 2641.21 + 120 = 423.74 \text{ m}^3.$$

$$\mathbf{V_R = 423.74 \text{ m}^3}$$

**Conclusion :**

Il y'aurait intérêt à normaliser les capacités des réservoirs afin que les coffrages puissent êtres réutilisées ; ces capacités normalisées sont :

500-750-1000 m<sup>3</sup>

Donc, nous optons pour un réservoir de 500 m<sup>3</sup>, ce réservoir peut couvrir les besoins des centres ruraux de MAREMENE à long terme et même d'autres extensions.

**III-6-3- Dimensionnement du château d'eau :**

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$\boxed{V = (\pi D^2 / 4) \cdot H} \text{ donc } D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi H}}$$

V : volume du réservoir (m<sup>3</sup>)

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrage.

Dans notre cas on prend H = 6m

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 6}} = 10.30 \text{ m}$$

La hauteur de la réserve d'incendie sera calculée comme suit :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{INC}}}{S}$$

Avec :

V<sub>inc</sub> : volume de la réserve d'incendie = 120 m<sup>3</sup>

$$H_{\text{inc}} = \frac{100}{113.04} = 1,44 \text{ m}$$

**H<sub>inc</sub> = 1,44 m.**

### III-7- équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop-plein.
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduite by-pass.



Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

### III-7-1-Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

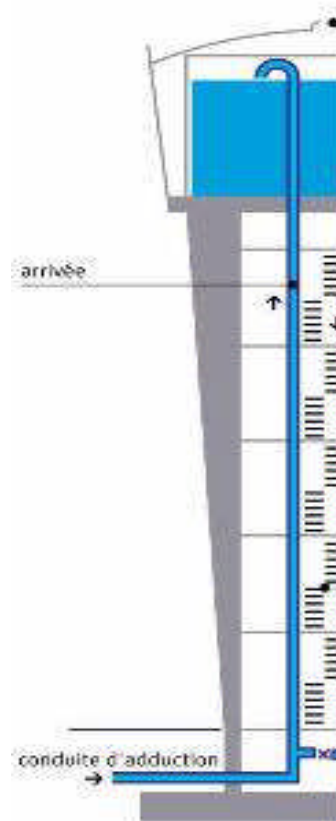


Figure III-1 : conduite d'arrivée (d'alimentation)

### III-7-2- Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

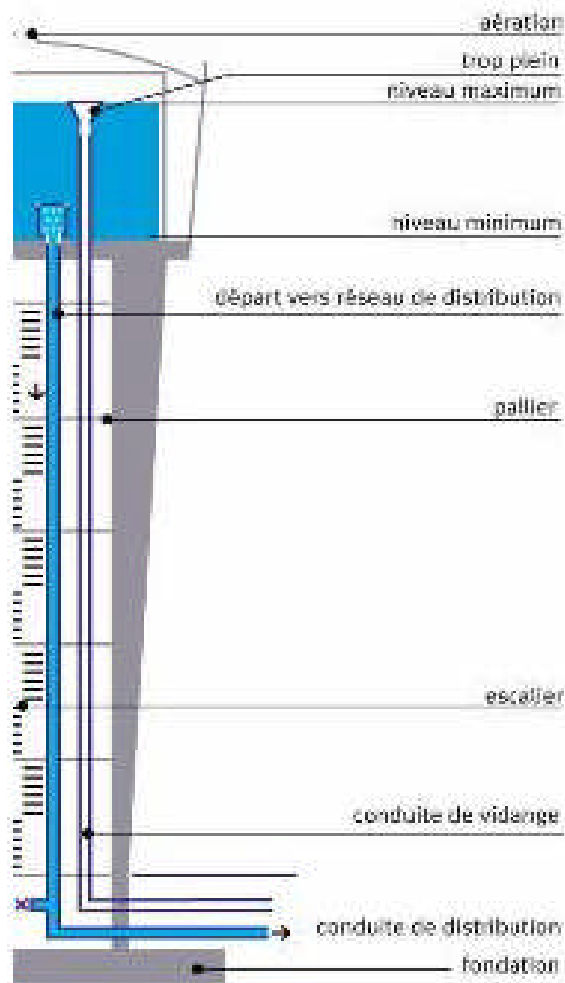


Figure III-2 : la conduite de départ (de distribution)

### III-7-3- Conduite du trop-plein :

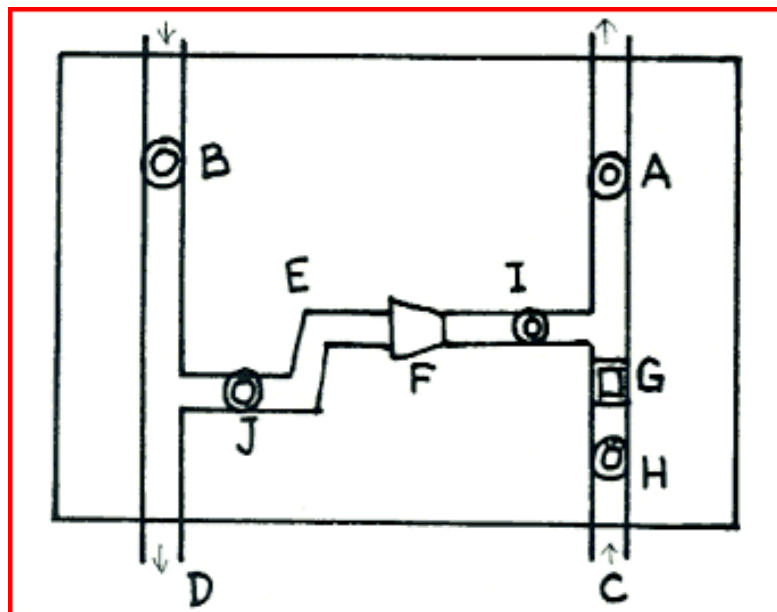
Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée, L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

### III-7-4- Conduites de vidange :

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-pleine. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

### III-7-5- Conduit by-pass:

Lorsqu'on veut vider le réservoir pour le nettoyage, on ferme la vanne A : l'eau n'entre plus, puis la vanne B lorsqu'il est vide : l'eau ne peut plus arriver par le tuyau de distribution. L'eau coule alors directement du tuyau d'alimentation (C) au tuyau de distribution (D), par le "by-pass" (E) Celui-ci est muni d'un réducteur (F) qui permet de régler la pression.



G : lésier

H : vanne d'arrivée d'eau.

I, J : vannes du "by-pass".

Figure III-3 :by-pass avec conduite d'arrivée et de départ

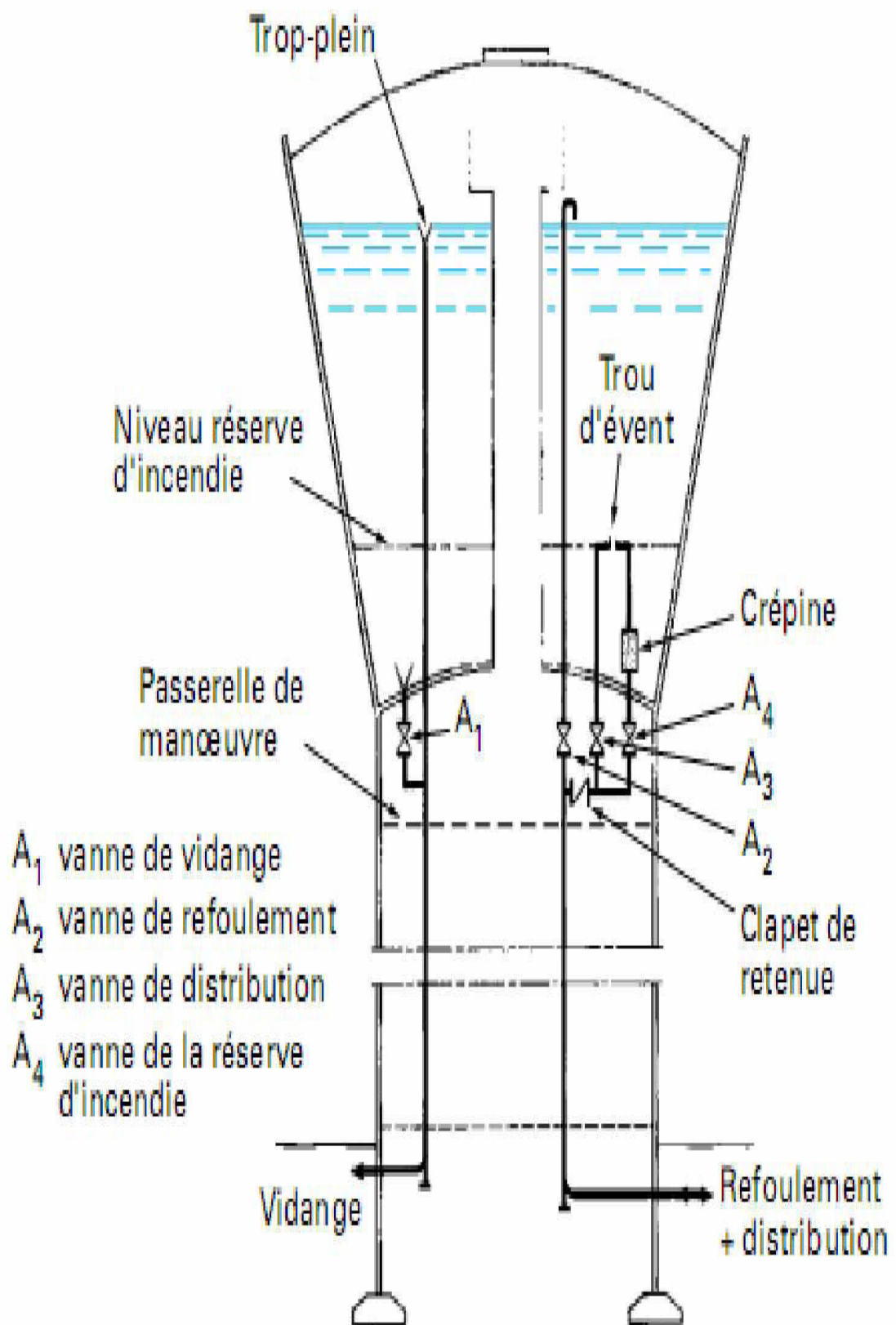


Figure III-4 : schéma récapitulatif des équipements des réservoirs surélevés.

### **III-7-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- 1) – Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- 2) – Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

### **III-7-7- Les joints d'étanchéité :**

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

### **III-7-8 -Système de canalisation :**

- **Conduite** : les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- **Coudes et TE** : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes** : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) , utile en cas de vidange rapide.
- **Robinet flotteur** : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

### **Conclusion :**

Le réservoir doit être protégé contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

Il doit être facile d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

# Chapitre IV

## **Etude de l'adduction**

## **VI-1- Introduction :**

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de ramener l'eau potable du forage F19 situé au centre de MARAMENE par une conduite d'adduction, vers un point élevé entre les trois centres et qui sera le site du réservoir, ensuite la distribution de l'eau pour chaque centre.

## **IV-2- Notions générales sur les adductions :**

### **IV-2-1- définition :**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

### **IV-2-2- Type d'adduction :**

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

### **IV-2-2-1-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, 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.

L'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

### **IV-2-2-2-Adduction par refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

#### **IV-2-2-3 -Adduction mixte :**

C'est une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir tampon.

#### **IV-2-3-Type d'écoulement :**

On distingue deux types d'écoulement :

##### **IV-2-3-1-Ecoulement à surface libre :**

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux d'amenée à ciel ouvert.

##### **IV-2-3-2-Ecoulement en charge :**

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la Pression atmosphérique .On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression Ou dans les adductions par refoulement.

#### **IV-3- Etude des variantes :**

##### **IV-3-1- Description des variantes proposées :**

Le but de cette étude, est l'établissement d'un système d'AEP des centres ruraux de MARAMENE, BROSSETTE et SIDI MOUSSA à partir de réservoir projeté.

Ce système, consiste en premier temps, à ramener l'eau potable du forage F19 situé au centre de MARAMENE par une conduite d'adduction, vers un point élevé entre les trois centres et qui sera le site du réservoir, ensuite la distribution de l'eau pour chaque centre.

Il faut aussi que la variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique, donc on va faire une étude technico-économique entre les variantes proposées. La variante choisie, fera l'objet d'une étude détaillée.

Pour cette étude, nous proposons deux variantes pour le système d'AEP des centres ruraux de MARAMENE.



Malheureusement, le site du forage F19 se trouve dans un endroit moins élevé que les trois centres, ce que nous oblige à ramener l'eau vers un point élevé et faire le retour pour alimenter les centres ruraux gravitairement.

Le tracé de la conduite d'adduction (forage-réservoir) est imposé par la topographie et la morphologie du terrain.

**Première variante :**

-Conduite d'adduction diamètre entre 200-250 mm sur une longueur de 1962m en PEHD

Cette conduite relie le forage F19 avec un réservoir projeté.

- La distribution commence par une conduite principale en PEHD diamètre entre 315-400mm et des conduites de ramification pour chaque centre toujours en PEHD.

- La distribution pour chaque centre sera en conduite PEHD de diamètre varié suivant l'étude de dimensionnement de réseau.

La figure IV-1 donne un schéma explicatif de la première variante proposée.

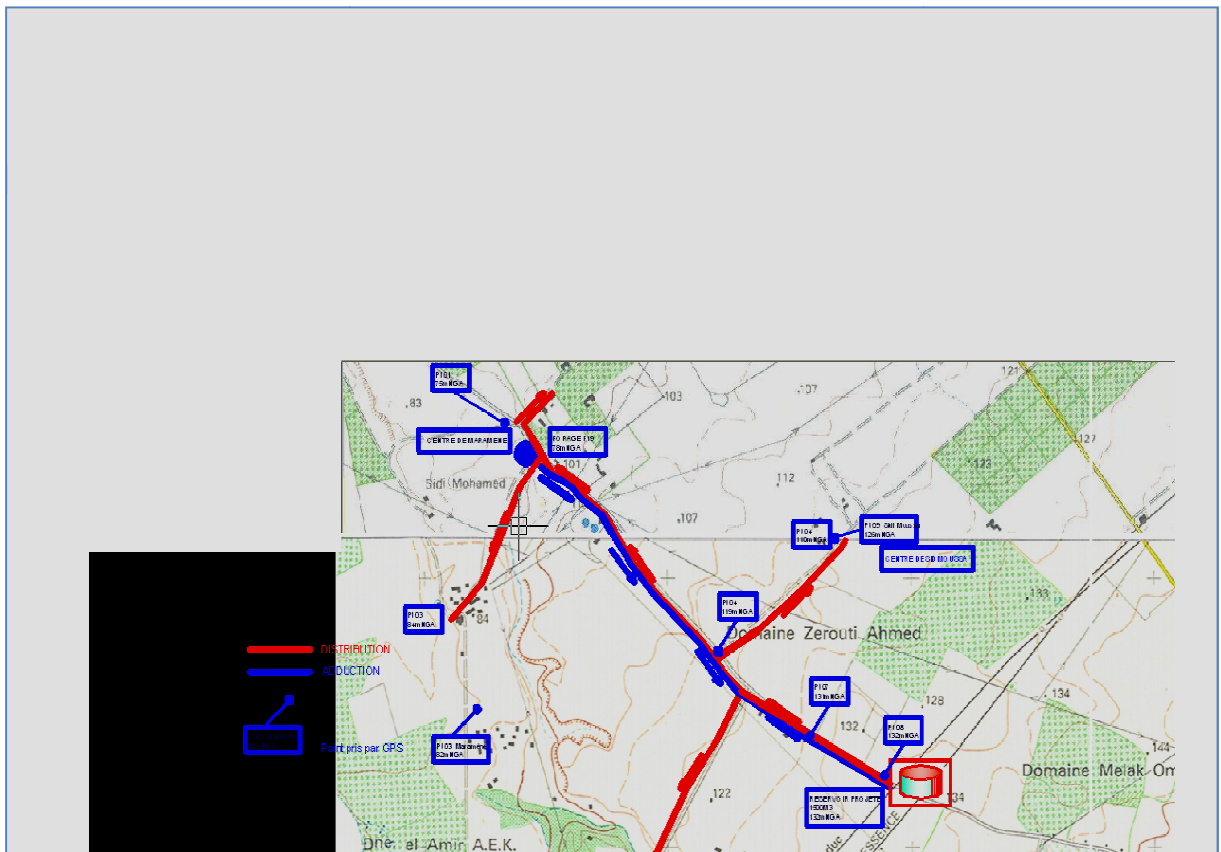


Figure VI-1 : schéma explicatif de la première variante

**Deuxième variante :**

-Cette variante consiste à réaliser deux réservoirs, un destiné pour le centre de MARAMENE et l'autre pour les centres de SIDI MOUSSA et BROSSETTE.

-Conduite d'adduction diamètre entre 200-250mm sur une longueur de 1962ml en PEHD pour le remplissage des réservoirs de centre de BROSSETTE et SIDI MOUSSA.

-La distribution commence par une conduite principale en PEHD diamètre entre 200 et 250mm et des conduites de ramification pour chaque centre toujours en PEHD.

-La distribution pour chaque centre sera en conduite PEHD de diamètre varié suivant l'étude de dimensionnement de réseau.

La figure IV-2 représente un schéma explicatif de la deuxième variante proposée.

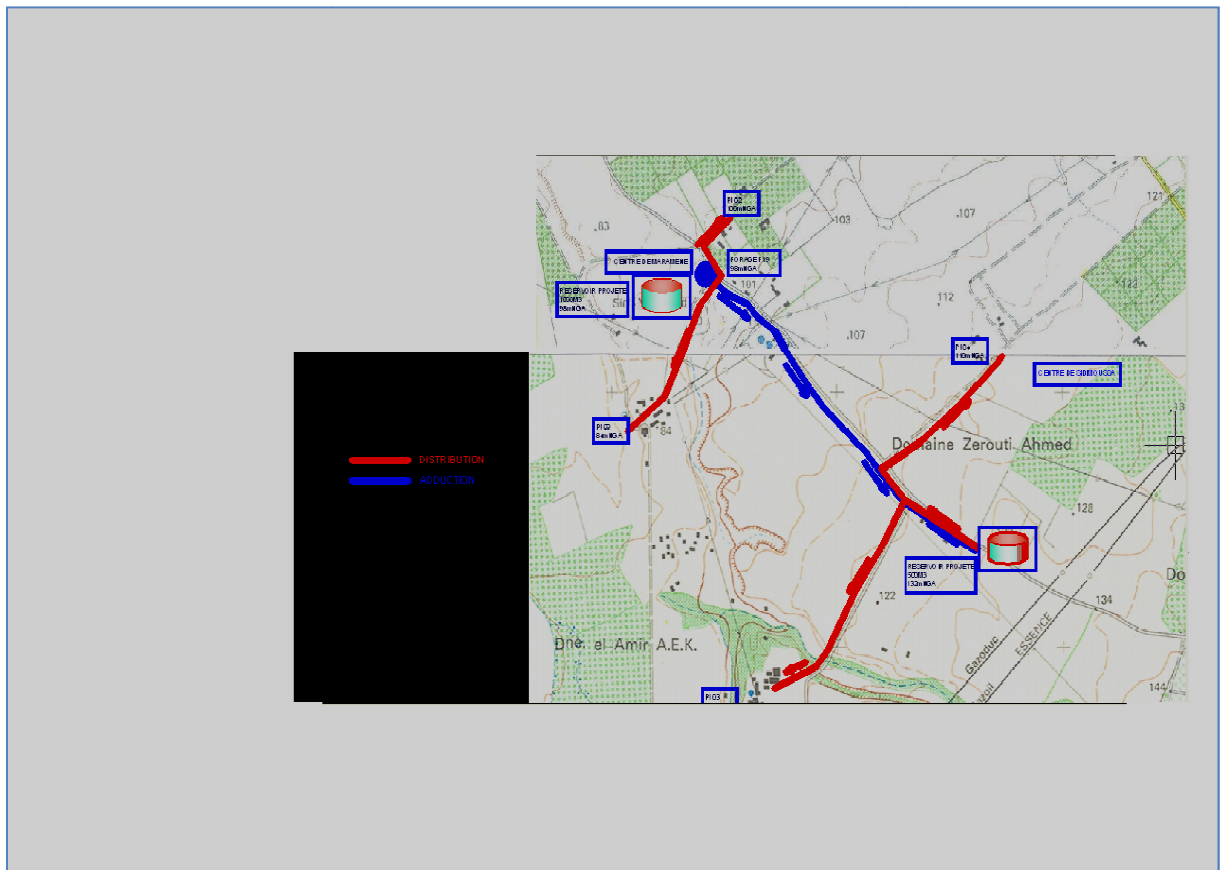


Figure IV-2 : schéma explicatif de la deuxième variante

#### IV-3-2 : avantages et inconvénients de chaque variante :

Les deux tableaux IV-1 et IV-2 regroupent respectivement les avantages et les inconvénients de la première variante et de la deuxième variante.

Tableau IV-1 : les avantages et les inconvénients de la première variante proposée.

<b>Variante N°1</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Réalisation d'un seul réservoir au lieu de deux réservoirs, donc une économie sur l'enveloppe du projet.	Linéaire de la conduite d'adduction important environ 1962m avec un diamètre plus important que la deuxième variante.
Un seul système pour les trois centres.	Installation d'une pompe de grande puissance dans le forage pour alimenter le réservoir projeté.
L'alimentation des centres sera effectuée directement du réservoir projeté.	
Délais plus court de réalisation du projet.	

Tableau IV-2 : Les avantages et les inconvénients de la deuxième variante proposée.

<b>Variante N°2</b>	
<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Le premier réservoir de MARAMENE nécessite un pompage de faible puissance puisque il se situe a proximité du forage.	Réalisation de deux réservoirs au lieu d'un réservoir (première variante).
Economie sur le diamètre de la conduite de l'adduction pour le deuxième réservoir projeté.	Fonctionnement plus important du forage pour remplir les deux réservoirs.
Economie sur le linéaire et le diamètre de la conduite de distribution de centre de MARAMENE	Délai d'exécution plus important.
Possibilité de séparer le fonctionnement des	

réseaux d'AEP projetés en cas ou on réalise un autre forage.	
--	--

D'après les avantages et les inconvénients de chaque variante, on a opté pour la première variante selon les critères suivants :

- L'aspect économique du projet. (la première variante est moins couteuse que la deuxième)
- La deuxième variante nécessite la réalisation de deux réservoirs, avec un pompage pour le réservoir de MARAMENE.
- Alimentation indépendante du réseau (directement à partir d'un seul réservoir).
- Possibilité d'augmenter la quantité d'eau en cas de forte consommation.

#### **IV-4- dimensionnement de la conduite d'adduction (forage – château d'eau) :**

##### **IV-4- 1- Définition du système :**

La conduite d'adduction permet d'alimenter le réservoir projeté, qui assure la distribution en eau potable des centres ruraux de MARAMENE.

L'analyse du relief de la zone d'étude, ou plus précisément, du parcours entre le site de production (forage F19) et le réservoir de tête de réseau nous instruit au préalable sur la configuration du système d'adduction qui servira à véhiculer l'eau entre les deux bouts.

Le site de production (Forage F19), se trouvant à une cote de 62.94m, est situé au centre de MARAMENE, débite 35 l/s.

Le réservoir de tête projeté à 1962.03 ml (distance réelle), à une cote de 100.22 m. A priori, on dispose d'assez de charge pour effectuer le transfert. Mais la sinuosité de l'itinéraire (voir profil en long du terrain naturel) ne le permet pas comme on le constate.

En plus de ce qui a été dicté, pour assurer l'alimentation de tous les centres ruraux de MARAMENE, il faut prévoir un château d'eau au lieu d'un réservoir sur terre. Donc il faut ajouter dans les calculs au moins 20m de hauteur pour le site du réservoir.

#### **IV-4- 2- choix du tracé :**

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

1. le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages (forage – château d'eau).
2. Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
3. Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (route, traversée de rivière).
4. Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
5. Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule.
6. dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes.
7. Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

#### **IV-4- 3- Modèle de calcul:**

##### **a) Données structurelles :**

La conjugaison des éléments géographiques et topographiques, ainsi que les chiffres de production dont on dispose forme un modèle de calcul du système qui nous permettra de déterminer les paramètres physiques et hydrauliques du dispositif de l'adduction en question.

##### **b) Débit produit :**

La production est assurée par un forage qui achemine l'eau vers un château d'eau projeté.

Le tableau IV-3 regroupe les caractéristiques de l'ouvrage de production (forage).

Tableau IV-3 : ouvrage de production

N°	Nom	Cote m	Débit l/s
01	Forage F19	62.94	35

### C) Canalisation:

Les ouvrages seront liés entre eux par une conduite en PEHD, dont le diamètre reste à définir.

Les raisons pour l'utilisation du PEHD sont innombrables, nous citons certaines d'entre elles :

- Facile à poser (grande flexibilité). Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet des rayons de courbures inférieurs aux réseaux traditionnels.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuite.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie théorique : 50 ans à 20°C).
- bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).
- répond parfaitement aux normes de potabilité.

Dans le tableau IV-4, on note les caractéristiques de la canalisation tracée

**Tableau IV-4** : canalisation

N°	Départ	Fin	Longueur réelle ml
01	Forage	Château d'eau	1962.03

Les gammes de diamètre incluses dans les calculs sont regroupées dans le tableau IV-5.

**Tableau IV-5.** : Diamètres nominaux PE100 ( PN16)

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Pression nominale (bar)
90	8.2	73.6	16
110	10	90	16
125	11.4	102.2	16
160	14.6	130.8	16
200	18.2	163.6	16

**Tableau IV-5. : Diamètres nominaux PE100 PN16 (suite)**

250	22.7	204.6	16
315	28.6	257.8	16
400	36.3	327.4	16
500	45.4	409.2	16

**a) Symbolique :**

Forage : **Point A**

Château d'eau : **Point B**

Tronçon entre le forage et le château d'eau : **Tronçon AB**

**IV-5- Dimensionnement du tronçon AB :**

Le tronçon AB représente la conduite qui relie le forage et le château d'eau. Elle démarre à une cote de 62.94 m et abouti, après 1962.03 ml, à la cote de 100.22m.

La situation du forage et sa cote sont déterminées. Il reste à déterminer les caractéristiques de la pompe du forage qui a une double fonction : absorbé et refouler l'eau vers le château d'eau. Le tracé de la conduite de refoulement sur le terrain est défini.

- En premier lieu, il faudra définir les caractéristiques hydrauliques de la conduite selon les débits possibles à véhiculés.
- Les frais d'amortissement de la conduite augmentent dans le même sens que son diamètre.
- Les frais d'exploitation seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

**IV-5-1 diamètre économique :**

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules.

1/ Formule de BRESSE :

$$= \dots -$$

2/ Formule de BONNIN :

$$= -$$



3/ Formule de MUNIER :

$$= ( + . ) ^{-}$$

Avec :

n = nombre d'heures de pompage.

Q = débit en m<sup>3</sup>/s.

4/ Formule de VUIBERT : (conduites en fonte)

$$= . . - . . . \quad (\text{Pompage continu})$$

$$= . . - . . . \quad (\text{Pompage de 10h/24h})$$

Avec :

e= prix du kWh d'énergie.

f= prix du Kg de fonte.

Remarque :

Puisque ces deux formules (BRESSE ,BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation.

Et les deux formules (MUNIER, VUIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que le groupe électropompe fonctionne 20h/24h et les conduites sont en PEHD.

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. la question qui se pose : quel diamètre économique doit-on opter ? pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part Les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation.

#### IV-5-1-a) Frais d'amortissement :

Il augmente avec le diamètre de la canalisation .on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi « i » pour une période en principe égale a la durée de vie du matériel.

Avec:

i : taux d'annuité (80% en Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

Les résultats de calcul du frais d'amortissement sont donnés dans le tableau IV-6.

Tableau IV-6 : frais d'amortissement

Diamètre (mm) Di	Prix au M.L de conduite (DA)	Longueur L de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Annuité (DA)	Vitesse (m /s)
90	663.09	1962.03	1 300 994.23	115 563.98	8.23
110	983.83	1962.03	1 930 303.19	171 463.88	5.50
125	1 273.73	1962.03	2 499 100.79	221 988.71	4.27
160	2 081.77	1962.03	4 084 493.82	362 815.10	2.61
200	3 269.16	1962.03	6 414 181.17	569 755.25	1.67
250	5 057.93	1962.03	9 923 817.07	881 507.20	1.07
315	7 681.42	1962.03	15 071 185.12	1 338 734.69	0.67
400	12 473.71	1962.03	24 473 793.23	2 173 944.23	0.42
500	19 288.95	1962.03	37 845 498.57	3 361 718.49	0.27

#### IV-5-1-b) Frais d'exploitation :

Il faut déterminer d'abord les pertes de charge ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations D1, D2...Dn. connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer la hauteur manométrique totale (Hmt) correspondante à chaque canalisation D1, D2...Dn.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit Q de refoulement est le même, on peut dresser le tableau suivant :

Tableau IV-7 : calcul de hauteurs manométriques totales (Hmt)

Diamètre (mm)	Gradient J de Pdc	Longueur équivalente totale de la conduite(m)	Pdc totale ΔH (m)	Hmt=Hg+ ΔH (m)
90	0.66618837	2158.23	1437.79	1585.07
110	0.24880163	2158.23	536.97	684.25
125	0.13449465	2158.23	290.27	437.55
160	0.04049025	2158.23	87.39	234.67
200	0.01340025	2158.23	28.92	176.20
250	0.00466287	2158.23	10.06	157.34
315	0.00152153	2158.23	3.28	150.56
400	0.00047404	2158.23	1.02	148.30
500	0.00015984	2158.23	0.34	147.62

Remarque :

-Pour le calcul des pertes de charge, on a introduit le diamètre intérieur de la conduite.

-pertes de charge singulières ont été estimées à 10% des pertes de charges linéaires.

- J'ai utilisé l'abaque de Moody afin de calculer les coefficients de frottement.

$$= ( \quad - \quad ) + \quad = (126.22-62.94) +84= 147.28m.$$

Avec :

Ctp : la cote du trop plein du château d'eau en mètre.

Cf : la cote du terrain naturel du forage (ouvrage de production).

Nd : la profondeur en m du niveau dynamique du forage.

Les résultats du calcul de la consommation électrique en KWH et le prix d'exploitation sont donnés dans le Tableau IV-8.

Tableau IV-8 : consommation en KWH et prix de l'exploitation

Diamètre Di (mm)	Hmt (m)	$\frac{\dots}{\dots}$	Kwh annuels N.t.365	Prix du KWH (DA)	Prix de l'énergie (DA)
90	1585.07	697.73	5093462.71	5.231	26643903.4
110	684.25	301.20	2198775.27	5.231	11501793.5
125	437.55	192.61	1406026.10	5.231	7354922.53
160	234.67	103.30	754080.73	5.231	3944596.31
200	176.20	77.56	566204.41	5.231	2961815.29
250	157.34	69.26	505608.38	5.231	2644837.41
315	150.56	66.28	483822.30	5.231	2530874.46
400	148.30	65.28	476557.73	5.231	2492873.47
500	147.62	64.98	474378.68	5.231	2481474.89

t : désigne le nombre d'heures /jour de fonctionnement de la pompe (20 heures).

: Rendement de la pompe en %, (Pour notre cas =78%).

#### IV-5-1-d) Bilan :

Pour chaque diamètre  $D_i$ , on fait la somme ( $T_i$ ) du frais d'amortissement ainsi que le frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total  $T_i$  le plus faible.

Le Tableau VI-9 regroupe les valeurs de  $T_i$  (bilan) qu'on les a calculé pour chaque diamètre  $D_i$ .

Tableau IV-9 : bilan

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	Totaux (T) (DA)
90	8.23	115 563.97	26643903.4	26 759 467.39
110	5.50	171 463.87	11501793.5	11 673 257.33
125	4.27	221 988.70	7354922.53	7 576 911.23
160	2.61	362 815.09	3944596.31	4 307 411.39
200	1.67	569 755.23	2961815.29	3 531 570.51
<b>250</b>	<b>1.07</b>	<b>881 507.17</b>	<b>2644837.41</b>	<b>3 526 344.58</b>
315	0.67	1 338 733.87	2530874.46	3 869 608.34
400	0.42	2 173 944.16	2492873.47	4 666 817.62
500	0.27	3 361 718.37	2481474.89	5 843 193.27

Pour le choix du diamètre économique. J'ai pris le diamètre qui a le faible cout (T) en respectant la vitesse admissible dans une canalisation de refoulement (1 à 1.5) m/s pour un  $d \leq 250$ mm.

Les résultats du tableau VI-9 sont représentés graphiquement

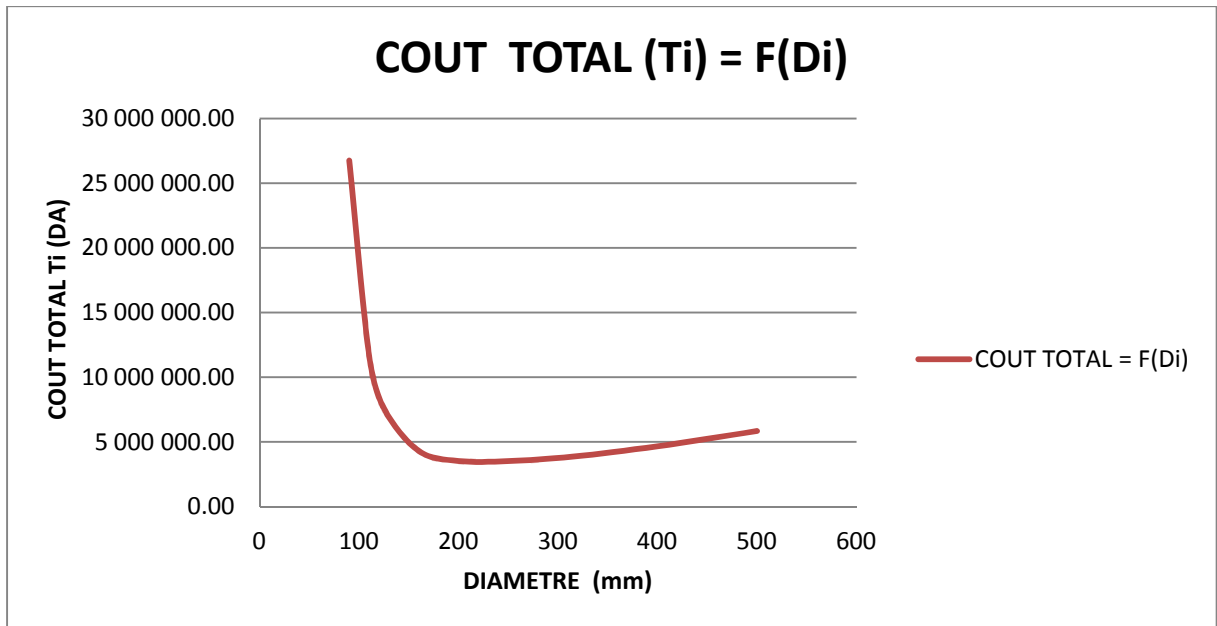


Figure IV-3 cout total (frais d’amortissement+frais d’exploitation) en fonction du diamètre  
 Après le calcul du diamètre économique de la conduite d’adduction (forage – château d’eau)  
 on a arrivé à déterminer les caractéristiques géométriques qui sont mentionnées dans le  
 tableau VI-10

Tableau IV-10 : Caractéristiques du tronçon AB

Débit l/s	Longueur ml	Dext mm	Dint mm	$\epsilon$ (mm)	V m/s	$\Delta h$ mce
35	1962	250	204.6	0.02	1,07	10.06

**Conclusion :**

Dans ce chapitre on a déterminé le diamètre économique de la conduite d’adduction en se basant sur une étude technico-économique.

Les caractéristiques de la conduite de refoulement (diamètre, longueur, matériau). Sont nécessaire pour le choix de la pompe ainsi que pour sa protection contre le régime transitoire.

# Chapitre V

Etude du pompage

## **V- Introduction :**

La situation du forage et sa cote sont déterminées. Il reste à déterminer les caractéristiques de la pompe du forage qui a une double fonction : absorber et refouler l'eau vers le château d'eau.

Dans ce chapitre, on va parler des moyens de pompes des eaux souterraines ainsi que les conditions de leur installation.

### **V-1- choix du type d'installation :**

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (5 à 6m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- Pour une profondeur de (60 à 100) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour notre ouvrage de production (forage F19) le niveau dynamique se trouve à une profondeur de 84 m. donc on choisit pour le pompage un groupe électropompe qu'on va déterminer ses caractéristiques à l'aide du logiciel CAPRARI.

### **V-2-Les groupes immergés :**

#### **V-2-1- Description :**

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergée dans l'eau. Ils peuvent également être installés horizontalement.

Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

- 1 Groupe immergé
- 2 Colonne montante
- 3 Collier de serrage de câble
- 4 Bride support / tête de forage
- 5 Manomètre
- 6 Vanne
- 7 Câble électrique
- 8 Coffret électrique
- 9 Crépine du forage
- D Diamètre intérieur du forage
- $T_B$  Profondeur du forage
- $T_F$  Niveau de la crépine du forage
- $H_e$  Profondeur d'installation
- $H_h$  Niveau d'eau statique
- $H_t$  Niveau d'eau dynamique

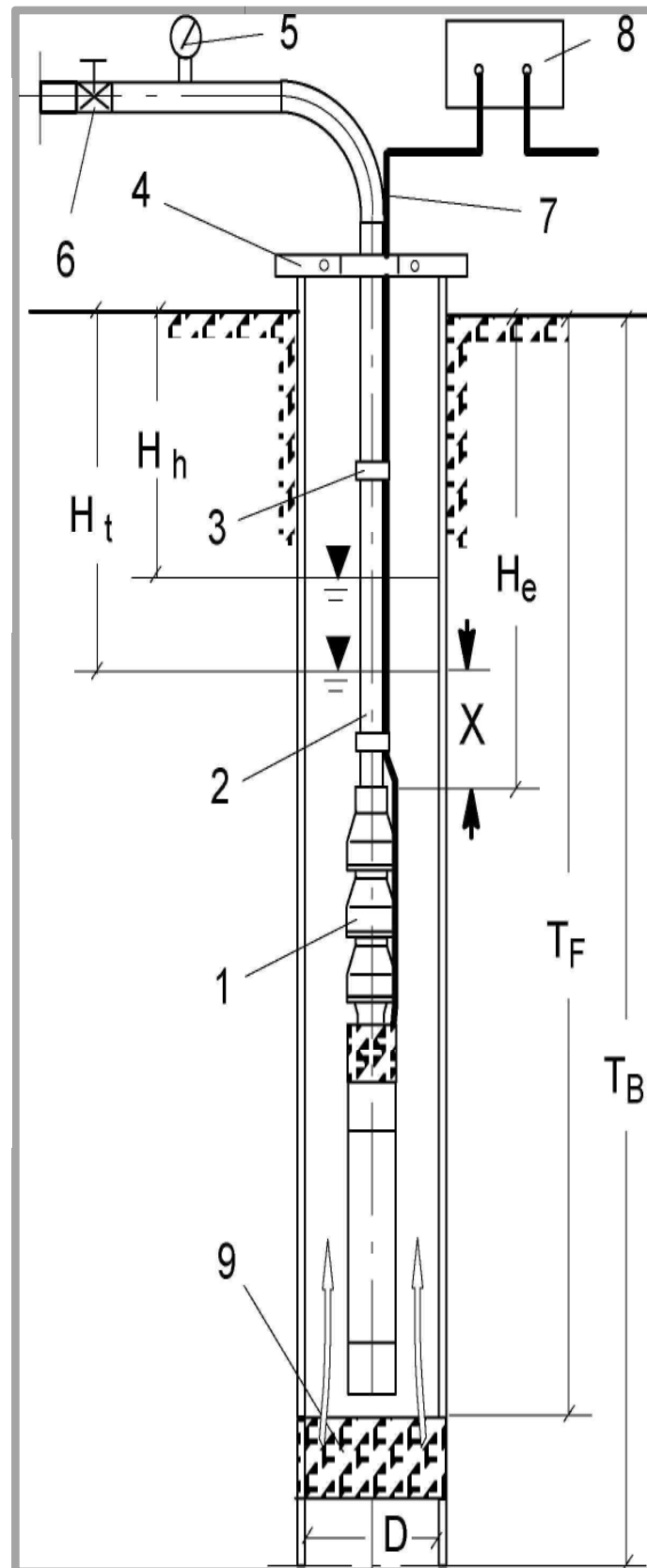


Figure V-1 : installation verticale d'un groupe électropompe dans un forage



### V-2-1- Conditions d'installation :

Les groupes immergés sont prévus pour l'installation dans des forages, bassins, réservoirs ou cuves. Etant donné qu'ils fonctionnent complètement immergés.

- Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.
- Une circulation d'eau suffisante doit être assurée autour du Moteur. En standard, une circulation forcée doit être assurée autour du moteur en fonction de la température du liquide véhiculé.
- La température maximale admissible  $T_{maxi}$  et la vitesse d'écoulement requise  $v_{mini}$  autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement  $v$  requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes.
- La formation de vortex pouvant entraîner l'aspiration d'air ou la marche à sec du palier supérieur de la pompe doit être évitée. La pompe ne doit jamais fonctionner à sec. En cas de rendement insuffisant du forage ou variations importantes du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection manque d'eau.
- La profondeur d'immersion  $X$  des groupes doit être  $\geq 0,5m$ . Une profondeur d'immersion plus grande peut être requise en fonction du NPSH.

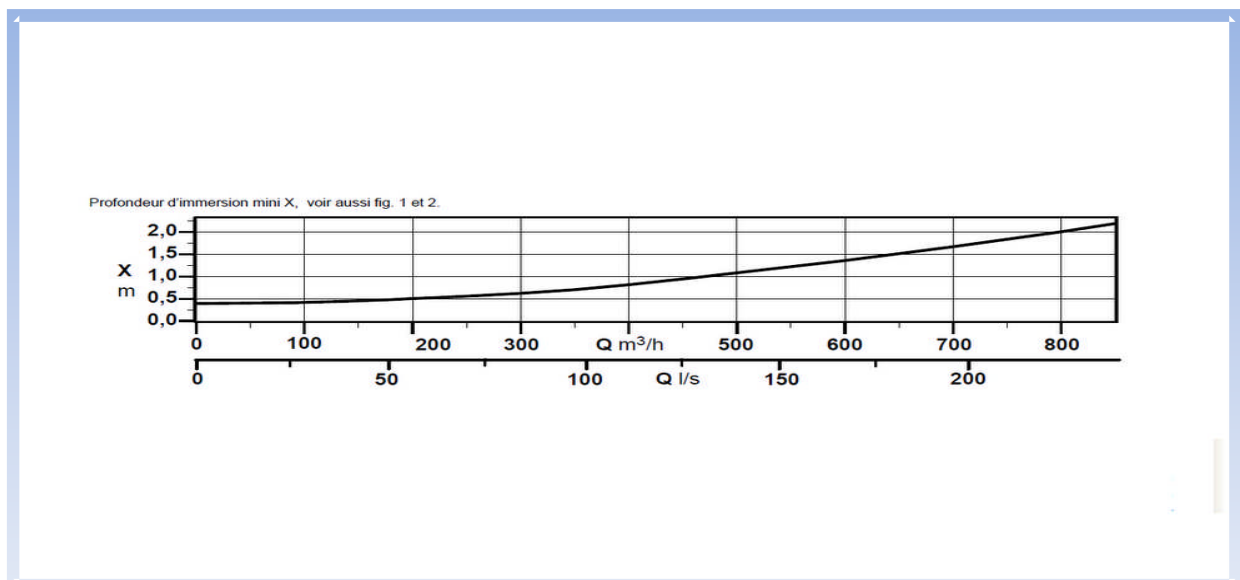


Figure V-2 : la profondeur d'immersion minimale X en fonction du débit refoulé.

### V-3 – choix de la pompe :

#### V-3-1) Détermination de la hauteur d'élévation de la pompe :

La hauteur d'élévation se calcule ainsi :

$$HMT = H_g + \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref})$$

Avec :

$$\Sigma \Delta H = \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref})$$

$H_g$  : la hauteur géométrique (c'est la différence entre les deux plans d'eau d'aspiration et celui de refoulement).

Plan d'eau d'aspiration (la cote du niveau dynamique).

Plan d'eau de refoulement (la cote du trop-plein).

Le tronçon (F- château) représente la conduite qui relie le forage et le château d'eau.

Elle démarre à une cote de 62.94 m et abouti, après 1962.03 ml, à la cote de 100.22m.

Donc :

$$H_g = (C_{tp} - C_f) + P_{nd} = (100.22 - 62.94) + 84 = 147.28\text{m}$$

Dans le chapitre adduction, on a déterminé les pertes de charge engendrées dans la canalisation (F- château) ainsi que les caractéristiques géométriques de cette dernière.

#### Caractéristiques du tronçon AB

Débit l/s	Longueur ml	Dext mm	Dint mm	$\varepsilon$ (mm)	V m/s	$\Sigma \Delta H$ mce
35	1962	250	204.6	0.02	1,07	10.06

$$HMT = H_g + \Sigma \Delta H$$

Donc :

$$HMT = 147.28 + 10.06 = 157.34 \text{ m}$$

Il nous reste qu'introduire le débit  $Q_{ref}$  et la HMT dans le logiciel CAPRARI pour le choix de la pompe.

### V-3-2) critères du choix du type de pompe :

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- Satisfaire le débit a assuré.
- Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au cout le plus faible du mètre cube pompé.
- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Poids et encombrement faible.
- (NPSH) r minimale.

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau V-1.

Tableau V-1 : Variantes pour le choix du type de pompe

<b>variante</b>	<b>Q ref (l/s)</b>	<b>HMT (m)</b>	<b>Pompe choisie</b>	<b><math>\eta</math> (%)</b>	<b>Nombre de tours (tr/min)</b>	<b>Pabs (Kw)</b>	<b>(NPSH)r (m)</b>
1	35.5	158	E9S55/9K+ MC8100	78.5	2900	70.6	5.53
2	39.2	160	E10S50/6C+ M10125	77.2	2900	79.6	5.41
3	35.7	158	E10R40/9+ M10125	67.6	2900	81.5	9.35

A partir du tableau V-1 des variantes proposées, et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisit la première variante

Le tableau V-2 regroupe les caractéristiques de la variante choisie

Tableau V-2 : les caractéristiques du groupe électropompe choisi

<b>Q ref (l/s)</b>	<b>HMT (m)</b>	<b>Pompe choisie</b>	<b><math>\eta</math> (%)</b>	<b>Nombre de tours (tr/min)</b>	<b>Pabs (Kw)</b>	<b>(NPSH)r (m)</b>
35.5	158	E9S55/9K+ MC8100	78.5	2900	70.6	5.53

#### **V-4-Courbes caractéristiques des pompes :**

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide de courbiers rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

La courbe caractéristique de la pompe est tirée à partir du catalogue des pompes, sachant que les courbes caractéristiques, nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement ainsi qu'une longue durée de vie.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit :  $H = f(Q)$ .
- Le rendement en fonction de débit  $Q$  :  $\eta = f(Q)$ .
- La courbe de la puissance en fonction de débit :  $P = f(Q)$ .
- la courbe de NPSH en fonction de débit :  $NPSH = f(Q)$ .
- la courbe de la conduite en fonction de débit :  $H_c = f(Q)$ .

#### **V-5- Courbe caractéristique d'une conduite :**

Comme pour une pompe, il est possible d'établir une courbe débit-hauteur caractérisant un réseau.

Cette courbe, représentative de la hauteur géométrique et des pertes de charge

- On appelle pertes de charge les pertes de pressions dues au frottement du liquide dans les conduites et les éléments du réseau.
- Les pertes de charge dans une conduite sont proportionnelles au carré de la vitesse, donc au carré du débit.
- Elles dépendent de la rugosité du tuyau, donc de sa nature et de son état (vieillessement).
- Une conduite présentant des surfaces rugueuses et corrodées, générera davantage de pertes de charge qu'une conduite neuve et lisse.

**V-5-1) la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage- château) :**

On a :

$$= \frac{\lambda \cdot L \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

AVEC :

$\lambda$  : Coefficient de frottement.

$L$  : Longueur équivalente totale ..... =  $L_0 + L_s$

$L_s$  : Longueur équivalente due aux pertes de charge singulières.

On peut écrire l'équation universelle de DARCY WEISBACK autrement :

$$= \frac{R_t \cdot v^2}{2 \cdot g} = \dots$$

Avec :

$R_t$  : résistance totale de la conduite

Pour tracer la courbe caractéristique de la conduite de refoulement, on calcul pour chaque valeur de débit, la résistance totale de la conduite.

On a utilisé l'abaque de MOODY pour la détermination du coefficient de frottement  $\lambda$ .

Avec :  $\lambda = F(Re, \dots)$

$\Rightarrow 0.0001$  ,  $Re = 218922$  =====  $\rightarrow \lambda = 0.01132$

Le tableau V-3 regroupe les résultats de calcul des pertes de charge.

Le tableau V-3 : le calcul des pertes de charges

Q L/S	H(M)	$\lambda$	P.D.C
0	147.28	0.01132	0.0
5	147.42	0.01132	0.1
10	147.84	0.01132	0.6
15	148.55	0.01132	1.3
20	149.53	0.01132	2.3
25	150.80	0.01132	3.5
30	152.35	0.01132	5.1
35	154.18	0.01132	6.9
40	156.30	0.01132	9.0
45	158.69	0.01132	11.4

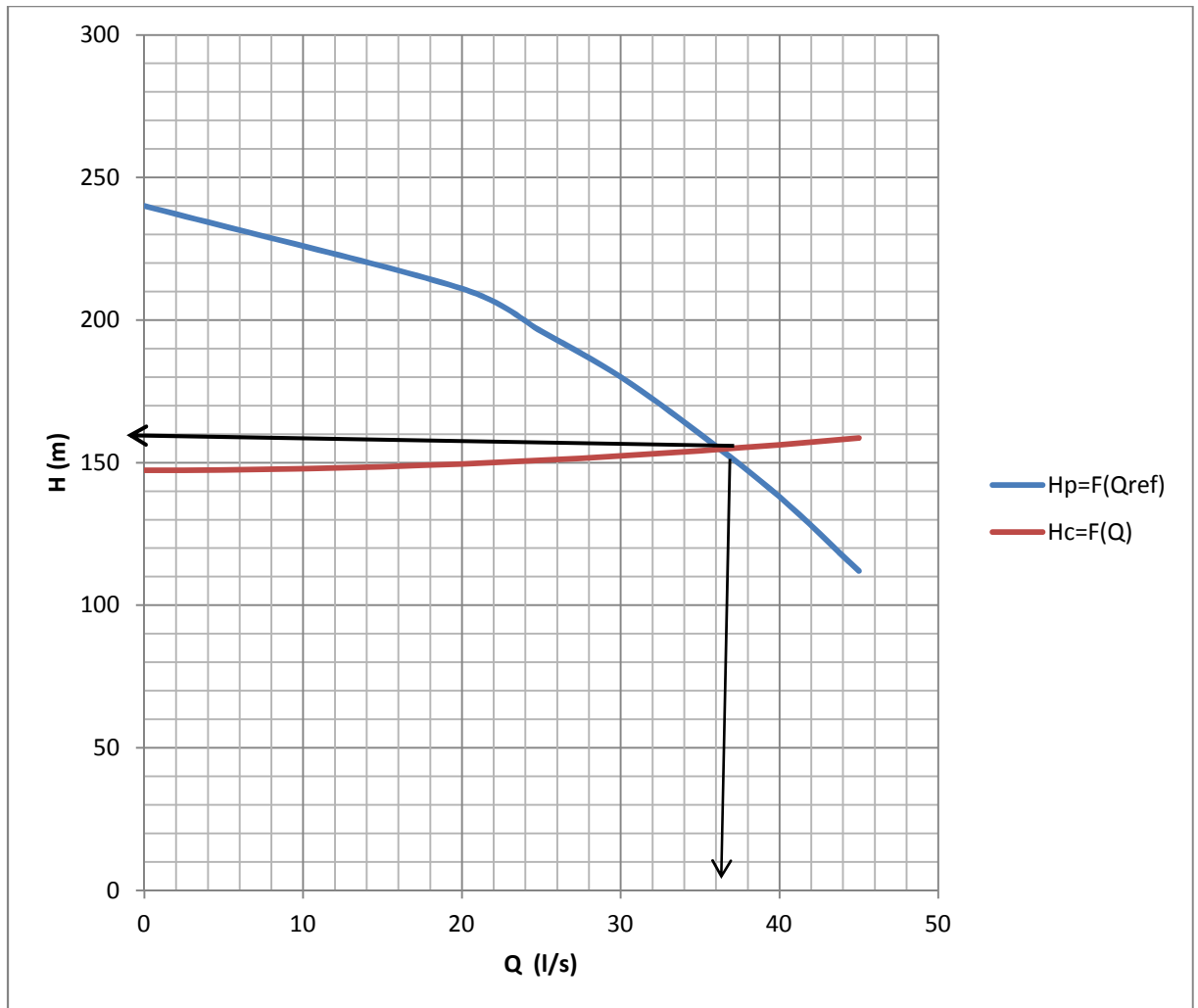


Figure V-3 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement (forage- château).

Les coordonnées du point de fonctionnement  $P_f = (Q_f, H_f) = (36, 155)$

$Q_f = 36 \text{ l/s}$  .....  $H_f = 155 \text{ m}$

On a  $Q_f > Q_{ref} \implies$  on doit effectuer un réglage de débit soit par :

-vannage (on réduit l'ouverture de la vanne de refoulement).

-variation de la vitesse de rotation.

-variation du temps de pompage.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a choisit la pompe tout en respectant un nombre de critères du choix

On a parlé des groupes électropompes et de leurs conditions d'installation.

# Chapitre VI

Réseau de distribution



## **VI-1- Introduction**

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles etc.....).

## **VI-2- Les différents types de réseaux :**

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte (combiné).

### **VI-2-1- 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 du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

### **VI-2-2- Le Réseau étagé :**

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

### VI-2-3-Le réseau maillé :

Un réseau maillé est constitué d'une série des 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 forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

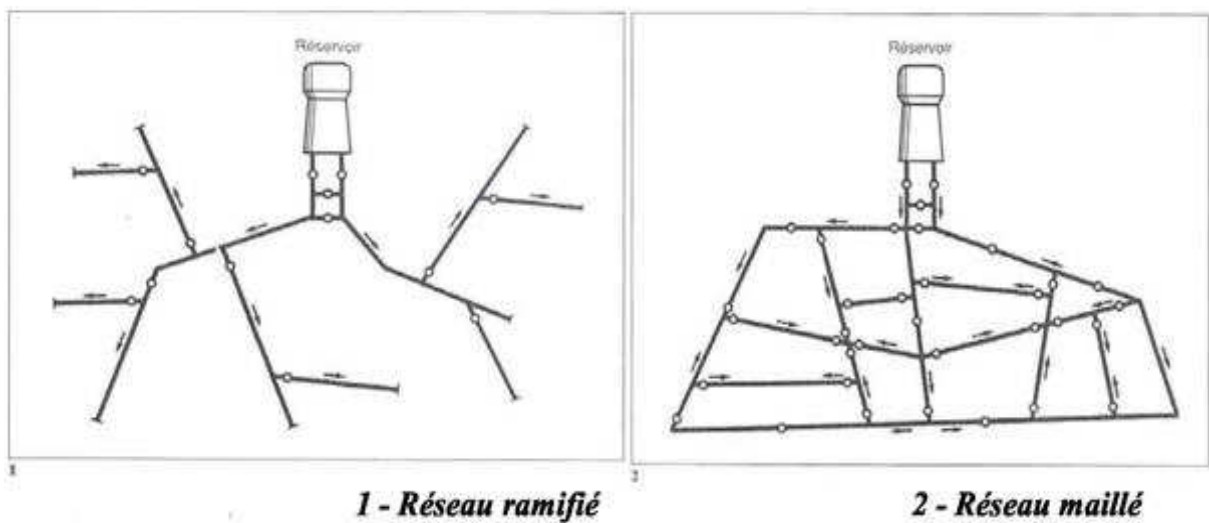


Figure VI- 1 les types de réseau

### VI-3- Configuration du réseau de distribution projeté :

#### A) Réseau projeté :

Le réseau de distribution projeté pour les centres ruraux de MARAMENE sera de type mixte, ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et pour contenir les extensions prévus dans le plan d'aménagement.

Avantages et inconvénients du réseau combiné :

Avantage :

- Nombre de mailles faible.
- Alimentation équitables a l'intérieur des mailles.
- Pressions assurées par les mailles.

Inconvénients :

- Réseau doublé : beaucoup de canalisation.
- Risque de faibles pressions aux points défavorables.
- Risque de fuites élevées.
- Encombrement de réseau.

#### **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 les plus utilisés : l'acier, la fonte, les matières plastiques (les polychlorures de vinyle «PVC», les polyéthylènes «PE», Les polyéthylènes à haute densité «PEHD »).

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation de polyéthylène à haute densité (PEHD) vu les avantages qu'elle présente :

- La disponibilité sur le marché national.
- Disponibilité sous forme de rouleaux pour les diamètres inférieurs à 125 mm. La chose qui facilite la pose de conduite et permet le gain du temps.
- le procédé de raccordement (soudage bout a bout) est très solide et ne permet pas l'apparition des zones faibles dans la conduite
- Sa rugosité minimale.
- Sa résistance à l'entartrage.
- Sa résistance aux effets de sol (sols agressifs).
- le PEHD il est incorrodable (détérioration chimique de la conduite) et flexible.

#### **VI-4- Calcul hydraulique du réseau de distribution :**

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau mixte s'effectuent de la manière suivante :

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau.
- Les débits routes pendant les heures considérées (pointe et pointe+incendie).
- Les débits spécifiques en considérant les débits routes.
- Les débits supposés concentrés aux nœuds.

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

#### **a. Calcul des débits :**

##### **i. Débits en route :**

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc}$$

Avec :  $Q_r$  : débit en route (l/s) ;

$Q_p$  : débit de pointe (l/s) ;

$Q_{conc}$  : débit concentré (l/s).

##### **ii. Débit spécifique :**

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{sp} = Q_r / \sum l_i$$

$q_{sp}$  : débit spécifique (l/s) ;

$\sum L_i$  : somme des longueurs (m).

##### **iii. Les débits aux nœuds :**

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon ( $q_{ri}$ ) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i$$

$$Q_{nd} = 0,5 * \sum Q_{ri} + Q_{conc}$$

$l_i$  : longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

$Q_{ri}$  : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$  : somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

$Q_{nd}$  : débit au nœud (l/s) ;

**a- cas de pointe :**

Dans notre cas on n'a pas des débits concentré

$Q_{conc} = 0$  et  $Q_p = 62,36$  l/s  $\longrightarrow$   $Q_r = 62,36$  l/s.

$\sum L_i = 10193.01$ m  $\longrightarrow$   $q_{sp} = 0,00611792$  l/s/ml

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

**Tableau VI-1 : calcul des débits nodaux (cas de pointe)**

NŒUDS	TRONCONS	LONG M	Q transi	Qn
RESERVOIR	R-1	4	0	0.00
1	1 R	4	0	0.00
	1 2	658.67	0	
2	2 1	658.67	0	0.00
	2 4	839.25	0	
	2 3	155.96	0	
3	3 2	155.96	0	0.00
	3 18	588.3	0	
	3 44	765.69	0	
4	4 2	839.25	0	0.00
	4 5	121.81	0	
	4 12	369.6	0	
5	5 4	121.81	0	0.57
	5 6	35.14	0.21498364	
	5 8	151.47	0.92668105	
6	6 5	35.14	0.21498364	0.61
	6 7	54.11	0.33104055	
	6 9	108.82	0.66575184	
7	7 6	54.11	0.33104055	0.36
	7 8	35.35	0.2162684	
	7 9	29.72	0.18182452	
8	8 5	151.47	0.92668105	0.74
	8 7	35.35	0.2162684	
	8 11	54.42	0.3329371	
9	9 6	108.82	0.66575184	0.51

	9	7	29.72	0.18182452	
	9	10	27.76	0.16983341	
10	10	9	27.76	0.16983341	0.08
11	11	8	54.42	0.3329371	0.17
12	12	4	369.6	0	0.91
	12	13	183.09	1.12012962	
	12	14	99.46	0.60848813	
	12	15	14.85	0.09085108	
13	13	12	183.09	1.12012962	0.56
14	14	12	99.46	0.60848813	0.30
15	15	12	14.85	0.09085108	0.38
	15	16	39.93	0.24428847	
	15	17	68.75	0.42060687	
16	16	15	39.93	0.24428847	0.12
17	17	15	68.75	0.42060687	0.21
18	18	3	588.3	0	0.00
	18	19	9.47	0	
19	19	18	9.47	0	0.65
	19	20	160.81	0.9838224	
	19	25	50.15	0.30681359	
20	20	19	160.81	0.9838224	1.20
	20	21	44.19	0.2703508	
	20	100	186.85	1.14313299	
21	21	20	44.19	0.2703508	0.64
	21	22	150.68	0.92184789	
	21	23	15.5	0.09482773	
22	22	100	48.06	0.29402714	0.67
	22	21	150.68	0.92184789	
	22	102	21.88	0.13386005	
23	23	21	15.5	0.09482773	0.67
	23	24	45.98	0.28130187	
	23	26	158.29	0.96840525	
24	24	104	38.14	0.23333739	0.71
	24	23	45.98	0.28130187	
	24	106	147.72	0.90373886	
25	25	19	50.15	0.30681359	0.66
	25	26	8.58	0.05249174	
	25	37	158.24	0.96809935	
26	26	23	158.29	0.96840525	0.65
	26	25	8.58	0.05249174	
	26	27	45.83	0.28038418	
27	27	26	45.83	0.28038418	0.74
	27	28	39.02	0.23872116	
	27	36	156.93	0.96008488	

28	28	104	155.66	0.95231513	0.64
	28	27	39.02	0.23872116	
	28	29	13.63	0.08338722	
29	29	28	13.63	0.08338722	0.68
	29	30	55.19	0.3376479	
	29	35	154.89	0.94760433	
30	30	29	55.19	0.3376479	0.82
	30	31	57.92	0.35434981	
	30	34	154.65	0.94613603	
31	31	30	57.92	0.35434981	0.64
	31	33	151.16	0.92478449	
33	33	31	151.16	0.92478449	1.09
	33	34	57.3	0.35055671	
	33	38	146.57	0.89670325	
34	34	30	154.65	0.94613603	1.27
	34	33	57.3	0.35055671	
	34	35	52.8	0.32302607	
	34	39	149.87	0.91689238	
35	35	29	154.89	0.94760433	1.24
	35	34	52.8	0.32302607	
	35	36	53.77	0.32896045	
	35	40	142.44	0.87143625	
36	36	27	156.93	0.96008488	1.25
	36	35	53.77	0.32896045	
	36	37	53.11	0.32492263	
	36	41	145.2	0.8883217	
37	37	25	158.24	0.96809935	1.13
	37	36	53.11	0.32492263	
	37	42	156.98	0.96039078	
<b>38</b>	38	33	146.57	0.89670325	0.45
39	39	34	149.87	0.91689238	0.46
40	40	35	142.44	0.87143625	0.44
41	41	36	145.2	0.8883217	0.44
42	42	37	156.98	0.96039078	0.48
44	44	3	765.69	0	1.29
	44	45	421.34	2.5777236	
	44	46	326.92	0	
45	45	44	421.34	2.5777236	1.29
46	46	44	326.92	0	0.00
	46	84	869.25	0	
	46	47	300.31	0	
47	47	46	300.31	0	0.21
	47	48	28.31	0.17319826	
	47	50	38.83	0.23755876	

48	48	47	28.31	0.17319826	0.72
	48	49	65.56	0.40109071	
	48	56	141.58	0.86617484	
49	49	48	65.56	0.40109071	0.20
50	50	47	38.83	0.23755876	0.50
	50	51	81.08	0.4960408	
	50	52	43.57	0.26655769	
51	51	50	81.08	0.4960408	0.25
52	52	50	43.57	0.26655769	0.45
	52	53	61.56	0.37661904	
	52	54	42.97	0.26288694	
53	53	52	61.56	0.37661904	0.19
54	54	52	42.97	0.26288694	0.48
	54	58	63.52	0.38861016	
	54	55	51.43	0.31464453	
55	55	54	51.43	0.31464453	0.49
	55	56	38.39	0.23486687	
	55	63	70.49	0.43125204	
56	56	48	141.58	0.86617484	0.86
	56	55	38.39	0.23486687	
	56	57	100.15	0.61270949	
57	57	56	100.15	0.61270949	0.31
58	58	54	63.52	0.38861016	0.39
	58	59	41.34	0.25291473	
	58	60	21.53	0.13171878	
59	59	58	41.34	0.25291473	0.13
60	60	58	21.53	0.13171878	0.76
	60	61	51.26	0.31360448	
	60	71	175.44	1.07332755	
61	61	60	51.26	0.31360448	0.53
	61	62	45.35	0.27744758	
	61	69	75.69	0.46306522	
62	62	61	45.35	0.27744758	0.55
	62	63	45.92	0.2809348	
	62	66	89.48	0.54743131	
63	63	55	70.49	0.43125204	0.45
	63	62	45.92	0.2809348	
	63	64	29.51	0.18053976	
64	64	63	29.51	0.18053976	0.40
	64	65	68.26	0.41760909	
	64	98	31.71	0.19399918	
65	65	64	68.26	0.41760909	0.76
	65	66	35.72	0.21853203	
	65	67	112.72	0.68961172	



	65	99	30.58	0.18708593	
66	66	62	89.48	0.54743131	0.67
	66	65	35.74	0.21865439	
	66	67	94.42	0.57765382	
67	67	65	112.72	0.68961172	0.73
	67	66	94.42	0.57765382	
	67	72	30.25	0.18506702	
69	69	61	75.69	0.46306522	0.75
	69	70	43.49	0.26606826	
	69	72	126.81	0.77581319	
70	70	69	43.49	0.26606826	0.72
	70	71	70.97	0.43418864	
	70	74	120.06	0.73451724	
71	71	60	175.44	1.07332755	1.12
	71	70	70.97	0.43418864	
	71	76	119.2	0.72925583	
72	72	67	30.25	0.18506702	0.81
	72	69	126.81	0.77581319	
	72	73	59.58	0.36450556	
	72	74	48.02	0.29378243	
73	73	72	59.58	0.36450556	0.18
74	74	70	120.06	0.73451724	0.66
	74	72	48.02	0.29378243	
	74	75	47.91	0.29310945	
75	75	74	47.91	0.29310945	0.84
	75	76	60.07	0.36750334	
	75	77	167.81	1.02664783	
76	76	71	119.2	0.72925583	0.96
	76	75	60.07	0.36750334	
	76	78	133.69	0.81790447	
77	77	75	167.81	1.02664783	0.99
	77	78	47.67	0.29164115	
	77	79	107.22	0.65596317	
78	78	76	133.69	0.81790447	0.88
	78	77	47.67	0.29164115	
	78	80	107.9	0.66012336	
79	79	77	107.22	0.65596317	0.71
	79	80	50.83	0.31097378	
	79	83	74.44	0.45541782	
80	80	78	107.9	0.66012336	0.81
	80	79	50.83	0.31097378	
	80	81	44.13	0.26998372	
	80	82	62.11	0.37998389	
81	81	80	44.13	0.26998372	0.13

82	82	80	62.11	0.37998389	0.19
83	83	79	74.44	0.45541782	0.23
84	84	46	869.25	0	0.26
	84	85	38.41	0.23498923	
	84	91	45.73	0.27977239	
85	85	84	38.41	0.23498923	0.62
	85	86	121.35	0.74240936	
	85	87	42.7	0.2612351	
86	86	85	121.35	0.74240936	1.17
	86	87	72.71	0.44483382	
	86	88	188.42	1.15273812	
87	87	85	42.7	0.2612351	0.52
	87	86	72.71	0.44483382	
	87	88	55.28	0.33819851	
88	88	86	188.42	1.15273812	0.98
	88	87	55.28	0.33819851	
	88	89	76.94	0.47071262	
89	89	88	76.94	0.47071262	0.59
	89	94	67.07	0.41032876	
	89	90	49.28	0.301491	
90	90	89	49.28	0.301491	0.51
	90	91	52.46	0.32094598	
	90	93	65.91	0.40323198	
91	91	84	45.73	0.27977239	0.49
	91	90	52.46	0.32094598	
	91	92	62.11	0.37998389	
92	92	91	62.11	0.37998389	0.93
	92	93	51.81	0.31696933	
	92	96	190.09	1.16295504	
93	93	90	65.91	0.40323198	0.71
	93	92	51.81	0.31696933	
	93	94	52.38	0.32045655	
	93	97	60.56	0.37050112	
94	94	89	67.07	0.41032876	0.56
	94	93	52.38	0.32045655	
	94	95	63.81	0.39038435	
95	95	94	63.81	0.39038435	0.69
	95	96	109.4	0.66930024	
	95	97	53.24	0.32571796	
96	96	92	190.09	1.16295504	1.04
	96	95	109.4	0.66930024	
	96	97	41.79	0.2556678	
97	97	93	60.56	0.37050112	0.48

	97	95	53.24	0.32571796	
	97	96	41.79	0.2556678	
98	98	64	31.71	0.19399918	0.31
	98	99	69.6	0.4258071	
99	99	65	30.58	0.18708593	0.31
	99	98	69.6	0.4258071	
100	100	20	186.85	1.14313299	0.99
	100	22	48.06	0.29402714	
	100	101	89.18	0.54559593	
101	101	100	89.18	0.54559593	0.27
102	102	22	21.88	0.13386005	0.58
	102	103	131.83	0.80652514	
	102	106	37.05	0.22666886	
103	103	102	131.83	0.80652514	0.40
104	104	28	155.66	0.95231513	1.48
	104	24	38.14	0.23333739	
	104	105	290.55	1.77756109	
105	105	104	290.55	1.77756109	1.52
	105	106	205.51	1.25729334	
106	106	24	147.72	0.90373886	1.19
	106	102	37.05	0.22666886	
	106	105	205.51	1.25729334	

Après le calcul des débits aux nœuds pour le cas de pointe, on aura les mêmes valeurs des débits nodaux pour le cas de pointe+ incendie (en ajoutant juste 17l/s) comme un débit concentré au nœud qui présente des faibles pressions (le point le plus défavorable nœud 38).

Nous allons faire la présentation du logiciel de calcul utilisé pour la simulation hydraulique du réseau, ainsi que les différents principes sur les quelles le logiciel se base pour calculer les paramètres hydrauliques (vitesse, pression).

#### **VI-5- Description du logiciel WATER CAD :**

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique créée par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable.

Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible

pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

### **Fonction et application :**

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Voici quelques exemples :

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
  
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

### **VI-6- Dimensionnement du réseau :**

On utilise la formule de **DARCY-WEISBACH** pour le calcul de la perte de charge :

$$\Delta H = 0.0827 \cdot f(\varepsilon, d, q) \cdot d^{-5} \cdot L$$

$\varepsilon$  : coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)

$f$  : facteur de friction (dépend de  $\varepsilon$ ,  $d$ , et  $q$ )

$d$  : diamètre du tuyau (m)

$L$  : longueur du tuyau (m)

$q$  : débit (m<sup>3</sup>/s)

Une fois le dimensionnement des conduites fait il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

#### **Détermination des diamètres du réseau :**

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximums horaires. Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse 0,3 ÷ 1,5 m/s jusqu'à 2m/s.

Les longueurs, les diamètres et les vitesses de notre réseau de distribution en cas de pointe et pointe plus incendie sont données par les Tableau VI-2, Tableau VI-3 successivement.

**Tableau VI-2 : calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe**

Tronçons	longueur (m)	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Diamètre (mm)	Matériaux PEHD (PN6)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-2	8.2	CHATEAU D'EAU	J-1	288	PEHD	62.32	0.96
P-3	658.67	J-1	J-2	288	PEHD	62.32	0.96
P-4	170.2	J-2	J-3	228.6	PEHD	56.79	1.38
P-5	850.52	J-2	J-4	82	PEHD	5.52	1.05
P-6	121.63	J-4	J-5	56.2	PEHD	3.04	1.23
P-7	35.17	J-5	J-6	56.2	PEHD	1.83	0.74
P-8	53.86	J-6	J-7	44.4	PEHD	0.73	0.47
P-9	35.45	J-7	J-8	44.4	PEHD	0.27	0.17
P-10	53.97	J-8	J-11	44.4	PEHD	0.17	0.11

P-11	30.1	J-7	J-9	44.4	PEHD	0.1	0.06
P-13	79.27	J-9	J-6	44.4	PEHD	-0.5	0.32
P-14	151.68	J-5	J-8	44.4	PEHD	0.64	0.41
P-15	27.38	J-9	J-10	44.4	PEHD	0.08	0.05
P-16	369.3	J-4	J-12	66.8	PEHD	2.48	0.71
P-17	182.82	J-12	J-13	44.4	PEHD	0.56	0.36
P-18	99.01	J-12	J-14	44.4	PEHD	0.3	0.2
P-19	15.03	J-12	J-15	44.4	PEHD	0.71	0.46
P-20	68.36	J-15	J-17	44.4	PEHD	0.21	0.14
P-21	39.8	J-15	J-16	44.4	PEHD	0.12	0.08
P-22	588.75	J-3	J-18	182.8	PEHD	24.06	0.92
P-23	9.26	J-18	J-19	182.8	PEHD	24.06	0.92
P-24	160.61	J-19	J-20	56.2	PEHD	3.48	1.4
P-28	44.22	J-20	J-21	44.4	PEHD	0.79	0.51
P-29	150.41	J-21	J-22	44.4	PEHD	1.61	1.04
P-31	45.7	J-24	J-23	56.2	PEHD	-3.14	1.26
P-32	158.21	J-23	J-26	66.8	PEHD	-5.27	1.5
P-33	8.68	J-26	J-25	114.2	PEHD	-11.67	1.14
P-34	50.08	J-25	J-19	146	PEHD	-19.93	1.19
P-35	45.84	J-26	J-27	82	PEHD	5.75	1.09
P-36	39.05	J-27	J-28	56.2	PEHD	4.31	1.74
P-38	13.89	J-28	J-29	44.4	PEHD	2.08	1.34
P-39	54.66	J-29	J-30	44.4	PEHD	1.6	1.04
P-40	58.09	J-30	J-31	44.4	PEHD	0.96	0.62
P-41	151.17	J-31	J-33	44.4	PEHD	0.32	0.21

P-42	57.22	J-33	J-34	44.4	PEHD	-1.21	0.78
P-44	52.86	J-36	J-37	100.4	PEHD	-6	0.76
P-45	158.18	J-37	J-25	100.4	PEHD	-7.61	0.96
P-47	154.55	J-30	J-34	44	PEHD	-0.18	0.12
P-48	154.87	J-29	J-35	44.4	PEHD	-0.21	0.14
P-49	156.86	J-27	J-36	44.4	PEHD	0.7	0.45
P-50	146.82	J-33	J-38	44.4	PEHD	0.45	0.29
P-51	149.45	J-34	J-39	44.4	PEHD	0.46	0.3
P-52	142.27	J-35	J-40	44.4	PEHD	0.44	0.28
P-53	144.82	J-36	J-41	44.4	PEHD	0.44	0.29
P-54	156.62	J-37	J-42	44.4	PEHD	0.48	0.31
P-55	765.72	J-3	J-44	182.8	PEHD	32.74	1.25
P-56	420.84	J-44	J-45	44.4	PEHD	1.29	0.83
P-57	326.94	J-44	J-46	182.8	PEHD	30.16	1.15
P-58	300.05	J-46	J-47	146	PEHD	20.61	1.23
P-59	28.4	J-47	J-48	100.4	PEHD	9.59	1.21
P-60	65.11	J-48	J-49	44.4	PEHD	0.2	0.13
P-61	39.09	J-47	J-50	100.4	PEHD	10.81	1.37
P-62	43.56	J-50	J-52	100.4	PEHD	10.06	1.27
P-63	42.98	J-52	J-54	100.4	PEHD	9.42	1.19
P-64	62.97	J-54	J-58	82	PEHD	7.61	1.44
P-65	21.73	J-58	J-60	82	PEHD	7.1	1.34
P-66	175.3	J-60	J-71	44.4	PEHD	1.76	1.14
P-67	119.37	J-71	J-76	44.4	PEHD	1.68	1.09
P-68	134.24	J-76	J-78	44.4	PEHD	2	1.29
P-69	107.91	J-78	J-80	44.4	PEHD	1.04	0.67
P-70	50.88	J-80	J-79	44.4	PEHD	-0.1	0.06
P-71	106.46	J-79	J-77	44.4	PEHD	-1.04	0.67
P-72	47.9	J-77	J-78	44.4	PEHD	-0.08	0.05
P-73	43.87	J-80	J-81	44.4	PEHD	0.13	0.09
P-74	61.56	J-80	J-82	44.4	PEHD	0.19	0.12
P-75	73.95	J-79	J-83	44.4	PEHD	0.23	0.15
P-76	167.68	J-77	J-75	44.4	PEHD	-1.95	1.26
P-77	47.9	J-75	J-74	66.8	PEHD	-4.07	1.16
P-78	48.02	J-74	J-72	56.2	PEHD	-3.38	1.36
P-79	59.34	J-72	J-73	44.4	PEHD	0.18	0.12
P-80	120.21	J-74	J-70	44.4	PEHD	-1.34	0.87
P-81	71.11	J-70	J-71	44.4	PEHD	1.04	0.67
P-82	59.99	J-76	J-75	44.4	PEHD	-1.27	0.82
P-83	30.34	J-72	J-67	56.2	PEHD	-3.18	1.28
P-84	112.63	J-67	J-65	44.4	PEHD	-1.31	0.85
P-85	36.18	J-65	J-66	44.4	PEHD	0.62	0.4
P-86	93.6	J-66	J-67	56.2	PEHD	2.6	1.05
P-87	126.97	J-72	J-69	44.4	PEHD	-1.19	0.77
P-88	43.42	J-69	J-70	56.2	PEHD	3.1	1.25

P-90	75.55	J-69	J-61	66.8	PEHD	-5.04	1.44
P-91	51.19	J-61	J-60	66.8	PEHD	-4.57	1.3
P-92	45.73	J-61	J-62	44.4	PEHD	-0.99	0.64
P-93	90.3	J-62	J-66	56.2	PEHD	2.65	1.07
P-94	40.72	J-58	J-59	44.4	PEHD	0.13	0.08
P-95	51.29	J-54	J-55	44.4	PEHD	1.33	0.86
P-96	38.43	J-55	J-56	82	PEHD	-7.51	1.42
P-97	141.58	J-56	J-48	100.4	PEHD	-8.67	1.1
P-98	80.67	J-50	J-51	44.4	PEHD	0.25	0.16
P-99	61.24	J-52	J-53	44.4	PEHD	0.19	0.12
P-100	45.7	J-62	J-63	66.8	PEHD	-4.2	1.2
P-101	70.67	J-63	J-55	100.4	PEHD	-8.34	1.05
P-102	29.34	J-63	J-64	66.8	PEHD	3.7	1.06
P-103	31.71	J-64	J-98	44.4	PEHD	1.53	0.99
P-104	69.6	J-98	J-99	44.4	PEHD	1.22	0.79
P-105	30.58	J-99	J-65	44.4	PEHD	0.91	0.59
P-106	68.26	J-65	J-64	44.4	PEHD	-1.78	1.15
P-107	99.61	J-56	J-57	44.4	PEHD	0.31	0.2
P-108	868.85	J-46	J-84	100.4	PEHD	9.55	1.21
P-109	38.82	J-84	J-85	56.2	PEHD	3.15	1.27
P-110	121.32	J-85	J-86	44.4	PEHD	0.96	0.62
P-111	72.6	J-86	J-87	44.4	PEHD	-0.41	0.26
P-112	54.81	J-87	J-88	44.4	PEHD	0.65	0.42
P-113	76.88	J-88	J-89	44.4	PEHD	-0.14	0.09
P-114	56.38	J-89	J-90	44.4	PEHD	-1.24	0.8
P-115	52.5	J-90	J-91	56.2	PEHD	-2.86	1.15
P-116	45.74	J-91	J-84	100.4	PEHD	-6.14	0.78
P-117	43.42	J-85	J-87	44.4	PEHD	1.58	1.02
P-119	189.03	J-86	J-88	44.4	PEHD	0.19	0.12
P-120	67	J-89	J-94	44.4	PEHD	0.51	0.33
P-122	63.9	J-94	J-95	44.4	PEHD	0.59	0.38
P-123	109.5	J-95	J-96	44.4	PEHD	0.07	0.05
P-124	189.97	J-96	J-92	44.4	PEHD	-0.75	0.48
P-125	51.72	J-92	J-93	44.4	PEHD	1.12	0.72
P-126	60.47	J-93	J-97	44.4	PEHD	0.87	0.56
P-127	41.94	J-97	J-96	44.4	PEHD	0.22	0.15
P-128	53.42	J-97	J-95	44.4	PEHD	0.17	0.11
P-129	62.11	J-92	J-91	56.2	PEHD	-2.8	1.13
P-130	66.1	J-93	J-90	44.4	PEHD	-1.1	0.71
P-131	52.41	J-93	J-94	44.4	PEHD	0.65	0.42
P-132	53.27	J-34	J-35	56.2	PEHD	-3.12	1.26
P-133	53.69	J-35	J-36	66.8	PEHD	-5	1.43
P-134	15.75	J-23	J-21	44	PEHD	1.46	0.96
P-135	187.01	J-20	J-100	44.4	PEHD	1.49	0.96
P-136	48.06	J-100	J-22	44.4	PEHD	0.22	0.14

P-138	89.18	J-100	J-101	44.4	PEHD	0.27	0.18
P-139	21.88	J-22	J-102	44.4	PEHD	1.16	0.75
P-141	131.83	J-102	J-103	44.4	PEHD	0.4	0.26
P-142	155.68	J-28	J-104	44.4	PEHD	1.6	1.03
P-143	38.14	J-104	J-24	44.4	PEHD	-0.94	0.61
P-144	290.55	J-104	J-105	44.4	PEHD	1.06	0.68
P-145	37.05	J-102	J-106	44.4	PEHD	0.17	0.11
P-146	147.72	J-106	J-24	44.4	PEHD	-1.49	0.96
P-147	205.52	J-106	J-105	44.4	PEHD	0.46	0.3

**Tableau VI-3 : calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe + incendie**

Tronçon	longueur (m)	Nœud de départ	Nœud d'arrivée	Diamètre (mm)	Matériaux PEHD (PN 6)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
P-2	4	CHATEAU D'EAU	J-1	366	PEHD	79.32	0.75
P-3	658.67	J-1	J-2	366	PEHD	79.32	0.75
P-4	155.96	J-2	J-3	288	PEHD	73.79	1.13
P-5	839.25	J-2	J-4	82	PEHD	5.52	1.05
P-6	121.81	J-4	J-5	56.2	PEHD	3.04	1.23
P-7	35.14	J-5	J-6	82	PEHD	2.08	0.39
P-8	54.11	J-6	J-7	66.8	PEHD	1.17	0.33
P-9	35.35	J-7	J-8	44.4	PEHD	0.52	0.34
P-10	54.42	J-8	J-11	44.4	PEHD	0.17	0.11
P-11	29.72	J-7	J-9	44.4	PEHD	0.29	0.19
P-13	108.82	J-9	J-6	44.4	PEHD	-0.3	0.2
P-14	151.47	J-5	J-8	44.4	PEHD	0.38	0.25
P-15	27.76	J-9	J-10	44.4	PEHD	0.08	0.05
P-16	369.6	J-4	J-12	66.8	PEHD	2.48	0.71
P-17	183.09	J-12	J-13	44.4	PEHD	0.56	0.36
P-18	99.46	J-12	J-14	44.4	PEHD	0.3	0.2
P-19	14.85	J-12	J-15	44.4	PEHD	0.71	0.46
P-20	68.75	J-15	J-17	44.4	PEHD	0.21	0.14
P-21	39.93	J-15	J-16	44.4	PEHD	0.12	0.08
P-22	588.3	J-3	J-18	228.6	PEHD	41.06	1
P-23	9.47	J-18	J-19	182.8	PEHD	41.06	1.56
P-24	160.81	J-19	J-20	56.2	PEHD	3.32	1.34
P-28	44.19	J-20	J-21	44.4	PEHD	0.94	0.61
P-29	150.68	J-21	J-22	56.2	PEHD	2.28	0.92
P-31	45.98	J-24	J-23	56.2	PEHD	-2.53	1.02
P-32	158.29	J-23	J-26	66.8	PEHD	-5.19	1.48



P-33	8.58	J-26	J-25	182.8	PEHD	-27.92	1.06
P-34	50.15	J-25	J-19	182.8	PEHD	-37.09	1.41
P-35	45.83	J-26	J-27	146	PEHD	22.07	1.32
P-36	39.02	J-27	J-28	146	PEHD	18.01	1.08
P-38	13.63	J-28	J-29	114.2	PEHD	15.54	1.52
P-39	55.19	J-29	J-30	146	PEHD	19.6	1.17
P-40	57.92	J-30	J-31	182.8	PEHD	18.72	0.71
P-41	151.16	J-31	J-33	288	PEHD	18.08	0.28
P-42	57.3	J-33	J-34	44.4	PEHD	-0.46	0.3
P-44	53.11	J-36	J-37	100.4	PEHD	-6.9	0.87
P-45	158.24	J-37	J-25	146	PEHD	-8.51	0.51
P-47	154.65	J-30	J-34	44	PEHD	0.06	0.04
P-48	154.89	J-29	J-35	114.2	PEHD	-4.74	0.46
P-49	156.93	J-27	J-36	114.2	PEHD	3.32	0.32
P-50	146.57	J-33	J-38	288	PEHD	17.45	0.27
P-51	149.87	J-34	J-39	44.4	PEHD	0.46	0.3
P-52	142.44	J-35	J-40	44.4	PEHD	0.44	0.28
P-53	145.2	J-36	J-41	44.4	PEHD	0.44	0.29
P-54	156.98	J-37	J-42	44.4	PEHD	0.48	0.31
P-55	765.69	J-3	J-44	182.8	PEHD	32.74	1.25
P-56	421.34	J-44	J-45	44.4	PEHD	1.29	0.83
P-57	326.92	J-44	J-46	182.8	PEHD	30.16	1.15
P-58	300.31	J-46	J-47	146	PEHD	20.61	1.23
P-59	28.31	J-47	J-48	100.4	PEHD	9.59	1.21
P-60	65.56	J-48	J-49	44.4	PEHD	0.2	0.13
P-61	38.83	J-47	J-50	100.4	PEHD	10.81	1.37
P-62	43.57	J-50	J-52	100.4	PEHD	10.06	1.27
P-63	42.97	J-52	J-54	100.4	PEHD	9.42	1.19
P-64	63.52	J-54	J-58	82	PEHD	7.61	1.44
P-65	21.53	J-58	J-60	82	PEHD	7.1	1.34
P-66	175.44	J-60	J-71	44.4	PEHD	1.76	1.14
P-67	119.2	J-71	J-76	44.4	PEHD	1.68	1.09
P-68	133.69	J-76	J-78	44.4	PEHD	2	1.29
P-69	107.9	J-78	J-80	44.4	PEHD	1.04	0.67
P-70	50.83	J-80	J-79	44.4	PEHD	-0.1	0.06
P-71	107.22	J-79	J-77	44.4	PEHD	-1.04	0.67
P-72	47.67	J-77	J-78	44.4	PEHD	-0.08	0.05
P-73	44.13	J-80	J-81	44.4	PEHD	0.13	0.09
P-74	62.11	J-80	J-82	44.4	PEHD	0.19	0.12
P-75	74.44	J-79	J-83	44.4	PEHD	0.23	0.15

P-76	167.81	J-77	J-75	44.4	PEHD	-1.95	1.26
P-77	47.91	J-75	J-74	66.8	PEHD	-4.07	1.16
P-78	48.02	J-74	J-72	56.2	PEHD	-3.38	1.36
P-79	59.58	J-72	J-73	44.4	PEHD	0.18	0.12
P-80	120.06	J-74	J-70	44.4	PEHD	-1.34	0.87
P-81	70.97	J-70	J-71	44.4	PEHD	1.04	0.67
P-82	60.07	J-76	J-75	44.4	PEHD	-1.27	0.82
P-83	30.25	J-72	J-67	56.2	PEHD	-3.18	1.28
P-84	112.72	J-67	J-65	44.4	PEHD	-1.31	0.85
P-85	35.72	J-65	J-66	44.4	PEHD	0.62	0.4
P-86	94.42	J-66	J-67	56.2	PEHD	2.6	1.05
P-87	126.81	J-72	J-69	44.4	PEHD	-1.19	0.77
P-88	43.49	J-69	J-70	56.2	PEHD	3.1	1.25
P-90	75.69	J-69	J-61	66.8	PEHD	-5.04	1.44
P-91	51.26	J-61	J-60	66.8	PEHD	-4.57	1.3
P-92	45.35	J-61	J-62	44.4	PEHD	-0.99	0.64
P-93	89.48	J-62	J-66	56.2	PEHD	2.65	1.07
P-94	41.34	J-58	J-59	44.4	PEHD	0.13	0.08
P-95	51.43	J-54	J-55	44.4	PEHD	1.33	0.86
P-96	38.39	J-55	J-56	82	PEHD	-7.51	1.42
P-97	141.58	J-56	J-48	100.4	PEHD	-8.67	1.1
P-98	81.08	J-50	J-51	44.4	PEHD	0.25	0.16
P-99	61.56	J-52	J-53	44.4	PEHD	0.19	0.12
P-100	45.92	J-62	J-63	66.8	PEHD	-4.2	1.2
P-101	70.49	J-63	J-55	100.4	PEHD	-8.34	1.05
P-102	29.51	J-63	J-64	66.8	PEHD	3.7	1.06
P-103	31.71	J-64	J-98	44.4	PEHD	1.53	0.99
P-104	69.6	J-98	J-99	44.4	PEHD	1.22	0.79
P-105	30.58	J-99	J-65	44.4	PEHD	0.91	0.59
P-106	68.26	J-65	J-64	44.4	PEHD	-1.78	1.15
P-107	100.15	J-56	J-57	44.4	PEHD	0.31	0.2
P-108	869.25	J-46	J-84	100.4	PEHD	9.55	1.21
P-109	38.41	J-84	J-85	56.2	PEHD	3.15	1.27
P-110	121.35	J-85	J-86	44.4	PEHD	0.96	0.62
P-111	72.71	J-86	J-87	44.4	PEHD	-0.41	0.26
P-112	55.28	J-87	J-88	44.4	PEHD	0.65	0.42
P-113	76.94	J-88	J-89	44.4	PEHD	-0.14	0.09
P-114	56.38	J-89	J-90	44.4	PEHD	-1.24	0.8
P-115	52.46	J-90	J-91	56.2	PEHD	-2.86	1.15
P-116	45.73	J-91	J-84	100.4	PEHD	-6.14	0.78

P-117	42.7	J-85	J-87	44.4	PEHD	1.58	1.02
P-119	188.42	J-86	J-88	44.4	PEHD	0.19	0.12
P-120	67.07	J-89	J-94	44.4	PEHD	0.51	0.33
P-122	63.81	J-94	J-95	44.4	PEHD	0.59	0.38
P-123	109.4	J-95	J-96	44.4	PEHD	0.07	0.05
P-124	190.09	J-96	J-92	44.4	PEHD	-0.75	0.48
P-125	51.81	J-92	J-93	44.4	PEHD	1.12	0.72
P-126	60.56	J-93	J-97	44.4	PEHD	0.87	0.56
P-127	41.79	J-97	J-96	44.4	PEHD	0.22	0.15
P-128	53.24	J-97	J-95	44.4	PEHD	0.17	0.11
P-129	62.11	J-92	J-91	56.2	PEHD	-2.8	1.13
P-130	65.91	J-93	J-90	44.4	PEHD	-1.1	0.71
P-131	52.38	J-93	J-94	44.4	PEHD	0.65	0.42
P-132	52.8	J-34	J-35	56.2	PEHD	-2.12	0.85
P-133	53.77	J-35	J-36	182.8	PEHD	-8.53	0.33
P-134	15.5	J-23	J-21	56.2	PEHD	1.99	0.8
P-135	186.85	J-20	J-100	44.4	PEHD	1.18	0.76
P-136	48.06	J-100	J-22	44.4	PEHD	-0.08	0.05
P-138	89.18	J-100	J-101	44.4	PEHD	0.27	0.18
P-139	21.88	J-22	J-102	44.4	PEHD	1.52	0.98
P-141	131.83	J-102	J-103	44.4	PEHD	0.4	0.26
P-142	155.66	J-28	J-104	44.4	PEHD	1.83	1.18
P-143	38.14	J-104	J-24	44.4	PEHD	-0.61	0.39
P-144	290.55	J-104	J-105	44.4	PEHD	0.96	0.62
P-145	37.05	J-102	J-106	44.4	PEHD	0.54	0.35
P-146	147.72	J-106	J-24	44.4	PEHD	-1.22	0.79
P-147	205.52	J-106	J-105	44.4	PEHD	0.56	0.36

Les diamètres des tronçons : sont les diamètres intérieurs qu'on a utilisés lors de simulation

Les charges et les pressions des nœuds dans le réseau en cas de pointe et pointe plus incendie sont données par le tableau suivant :

**Tableau VI-4:** résultats de calcul des pressions pour le cas de pointe et pointe+incendie.

nœud	Élévation (m)	pression (bars)	
		pointe	pointe+incendie
J-1	100.13	2.2	2.2
J-2	87	3.3	3.4
J-3	84	3.5	3.7
J-4	85.63	2.4	2.5
J-5	83.75	2.2	2.3

J-6	84.19	2.1	2.2
J-7	83.25	2.2	2.3
J-8	82.75	2.2	2.4
J-9	83.63	2.2	2.3
J-10	83.67	2.1	2.3
J-11	81.13	2.4	2.5
J-12	85.45	2.1	2.2
J-13	88.25	1.7	1.8
J-14	84.42	2.2	2.2
J-15	85.38	2.1	2.2
J-16	85.3	2.1	2.2
J-17	84.38	2.2	2.3
J-18	89.2	2.8	2.9
J-19	89.13	2.8	2.9
J-20	84.13	2.7	2.9
J-21	86.08	2.5	2.7
J-22	81.75	2.5	2.8
J-23	86.13	2.5	2.7
J-24	86.25	2.4	2.6
J-25	89.5	2.7	2.9
J-26	89.5	2.7	2.9
J-27	89.52	2.6	2.8
J-28	89.63	2.4	2.8
J-29	89.56	2.4	2.8
J-30	89.63	2.2	2.7
J-31	89.88	2.1	2.7
J-33	92.42	1.9	2.4
J-34	92.13	2	2.5
J-35	92.08	2.1	2.5
J-36	92	2.3	2.6
J-37	91.58	2.4	2.6
J-38	95.25	1.5	2.1
J-39	94.88	1.7	2.1
J-40	94.75	1.8	2.2
J-41	94.63	2	2.3
J-42	94.19	2.1	2.3
J-44	70.38	4.3	4.5
J-45	69.92	3.6	3.7
J-46	63.83	4.8	4.9
J-47	58.5	5	5.2

J-48	58.67	5	5.1
J-49	59.75	4.9	5
J-50	57.75	5.1	5.2
J-51	58	5	5.1
J-52	57.13	5.1	5.2
J-53	57.44	5	5.1
J-54	56.69	5	5.2
J-55	56.7	4.9	5.1
J-56	57.25	5	5.1
J-57	57	5	5.1
J-58	55.95	5	5.1
J-59	56.5	4.9	5
J-60	55.42	5	5.1
J-61	55	4.9	5
J-62	55.38	4.9	5
J-63	55.92	4.9	5.1
J-64	55.75	4.9	5
J-65	54.95	4.8	4.9
J-66	54.31	4.8	4.9
J-67	54	4.6	4.8
J-69	54.38	4.7	4.8
J-70	53.88	4.6	4.8
J-71	53.06	4.6	4.8
J-72	53.25	4.6	4.7
J-73	54.5	4.5	4.6
J-74	52.25	4.6	4.7
J-75	51.83	4.5	4.6
J-76	51.5	4.4	4.5
J-77	49.25	4.1	4.2
J-78	48.38	4.2	4.3
J-79	49.5	3.9	4.1
J-80	48.94	4	4.1
J-81	48.25	4.1	4.2
J-82	50.56	3.8	4
J-83	51.85	3.7	3.8
J-84	65.38	3.5	3.6
J-85	65.92	3.3	3.4
J-86	67.63	3	3.1
J-87	66	3.2	3.3
J-88	67.19	3	3.2

J-89	65.38	3.2	3.4
J-90	64.75	3.4	3.5
J-91	64.63	3.5	3.7
J-92	63.4	3.5	3.6
J-93	63.21	3.4	3.6
J-94	64.63	3.3	3.4
J-95	63.72	3.3	3.5
J-96	61.75	3.5	3.7
J-97	62.2	3.5	3.6
J-98	57.25	4.7	4.8
J-99	56.33	4.7	4.8
J-100	80.88	2.6	2.9
J-101	79.25	2.7	3.1
J-102	83.13	2.3	2.7
J-103	80.75	2.5	2.9
J-104	86.25	2.3	2.6
J-105	80.5	2.5	2.8
J-106	83.5	2.3	2.6

**Remarque :**

Les diamètres des différents tronçons du réseau seront déterminés en comparant les débits transités à travers le même tronçon pour chaque cas de calcul (pointe, pointe+ incendie). En choisissant le diamètre qui correspond au débit maximum transité.

Les diamètres normalisés des conduites du réseau sont mentionnés sur la planche du réseau d'alimentation en eau potable des centres ruraux de MARAMENE.

Dans notre projet, nous avons procédé à la réalisation du réseau. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires utilisés sur les conduites du réseau.

**IV -7- Équipement du réseau de distribution :**

**1. Type du matériau de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 50 mm et 400 mm.

**2. Appareils et accessoires du réseau :**

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

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidangé une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

#### **Robinets vannes:**

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

**Les robinets-vannes :** ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange où au niveau des nœuds.

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ( $\varnothing < 100$  mm), sont à quart de tour.

**Les vannes-papillons :** ce sont des vannes à survitesse, dans notre projet on l'a mit a la sortie du château d'eau (de la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibré se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante (avantage). Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée a 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement a partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable a la stabilité de fonctionnement.

#### **a. Robinets de vidange :**

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

## **b. Les ventouses :**

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

On trouve dans le marché deux types d'appareils :

-ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.

-ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.

### **i. Détermination du débit d'air évacué :**

En supposant une détente adiabatique, le débit d'air est donné par la relation suivante :

$$Q_0 = \frac{C \cdot S}{\sqrt{\gamma}}$$

= 1,4 pour l'air

S : section du col sonique

C : vitesse du son à 15°C (340 m/s)

$Q_0$  : débit volumétrique d'air aux conditions de température et de pression dans la conduite

$Q_0 = V \cdot S$ .

V : la vitesse de sortie d'air au droit du col.

Pour augmenter le débit d'évacuation d'air, il faut obligatoirement agrandir la section de passage, ce qui a pour conséquence d'augmenter le poids du flotteur et son encombrement puisqu'on a :

$$\rho \cdot V = S \cdot p$$

$\rho$  : densité du flotteur

V : volume du flotteur

p : pression dans la conduite.

### **ii. Mode d'utilisation des ventouses**

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi.

#### **Remplissage à débit réduit**



Généralement on admet un remplissage à débit voisin du (1/10) débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible, ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse (< 2bars). L'avantage de cette technique c'est que la pression dans la conduite reste faible pendant toute la durée de l'opération. La limitation du débit se fait soit :

- par des by-pass correctement dimensionnés dans le cas des conduites gravitaires ;
- par des vannes de régulations de débit dans le cas de conduites alimentées par station des pompes.

Remplissage sans limitation de débit (cas des conduites pleines)

Il faut alors contrôler le débit de sortie d'air pour éviter les coups de béliers. On utilise alors des ventouses et des clapets d'entrées d'air. Le remplissage se fait en deux phases.

- une première phase de compression de l'air (il ya intérêt tout de même à ne pas admettre un débit trop important).
- une deuxième phase de remplissage sous forte pression avec limitation de la sortie d'air par les ventouses.

### **C. Les poteaux d'incendie :**

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas ou les risques d'incendie sont élevé, la distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau.

Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés. On choisit la côte de la rue ou on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution. Comme notre périmètre d'étude est à vocation agricole et ne possède pratiquement pas des industries ou des laboratoires chimique, le risque d'incendie est faible par conséquent on peut directement brancher les poteaux d'incendie sur le réseau de distribution au lieu de faire un réseau à part. Dans notre

projet, ils sont placés là où les risques d'incendie sont jugés importants et que le diamètre de la maille dépasse 100 mm.

**c. Les régulateurs des pressions :**

**i. Régulateurs de pression aval :**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne quelque soit le débit de la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement.

Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

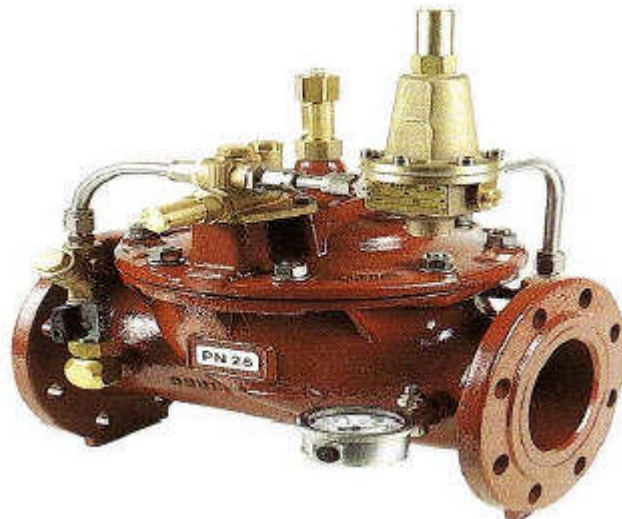


Figure VI.2: Régulateur de pression Aval.

**ii. Régulateur de pression amont :**

Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

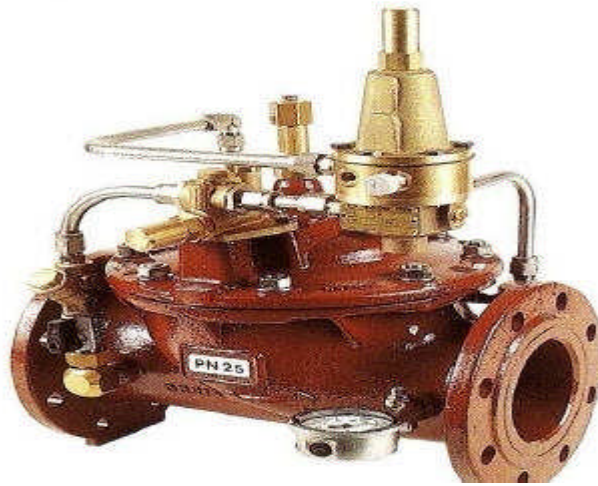


Figure VI.3: Régulateur de pression Amont.

**d. Les organes de mesure :**

**i. Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme et Le venturi.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient de ces débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

**ii. Mesure de pression :**

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet.

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise

également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Les manomètres à soufflet 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. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les sur chauffages.

#### **e. Pièces spéciales de raccordements :**

- **Les Tés :** ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- **Les coudes :** ils sont utilisés pour le changement de direction.
- **Les cônes:** ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- **Les croix de jonction:** ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- **Les manchons :** ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- **Les compteurs :** Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- **Clapets :**

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (a la sortie des réservoirs par exemple).

#### **f. Bouche de lavage :**

Une bouche de lavage est constituée par un coffre en fonte dans lequel sont placée une arrivée et son robinet de commende. La tête permet le raccordement du tuyau d'arrosage par un système simple et le tout est fermé par un couvercle. On distingue deux types de bouches :

- Les bouches non incongelables : raccordées sur la canalisation et toujours sous pression ;
- Les bouches incongelables de même conception mais placées sur un tube allongé de 75 à 80 cm qui se vide automatiquement, lorsque la bouche est fermée.

**Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel Water CAD® qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 50 mm et 400 mm.

- Pour le réseau on a utilisé des conduites en PEHD PN6

# Chapitre VIII

Protection de la conduite contre le coup de  
belier

## **VII-1- Introduction :**

### **Généralité :**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide), c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (soutirage), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

## **VII-1- La Protection des conduites contre le Coup de Bélier :**

### **VII-1-1-Causes du coup de bélier :**

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

### VII-1-2- Les risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à  $-10\text{mCE}$ , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

### VII-1-3- Interprétation physique du coup de bélier :

- **1<sup>ère</sup> phase** :

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).



## **2<sup>ème</sup> phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $2L/a$  depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

- **3<sup>ème</sup> phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps  $L/a$  (c'est-à-dire  $3L/a$  depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4<sup>ème</sup> phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire  $4L/a$  depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

### **VII-1-4- Moyen de protection contre le coup de bélier :**

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques uns:

- **Vanne à fermeture lente :**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

- **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à  $1,04 \div 1,1$  de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

- **Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une

disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période  $\frac{4L}{a}$  caractéristique du coup de

bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

- **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- **Réservoir d'air :**

- 
- Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

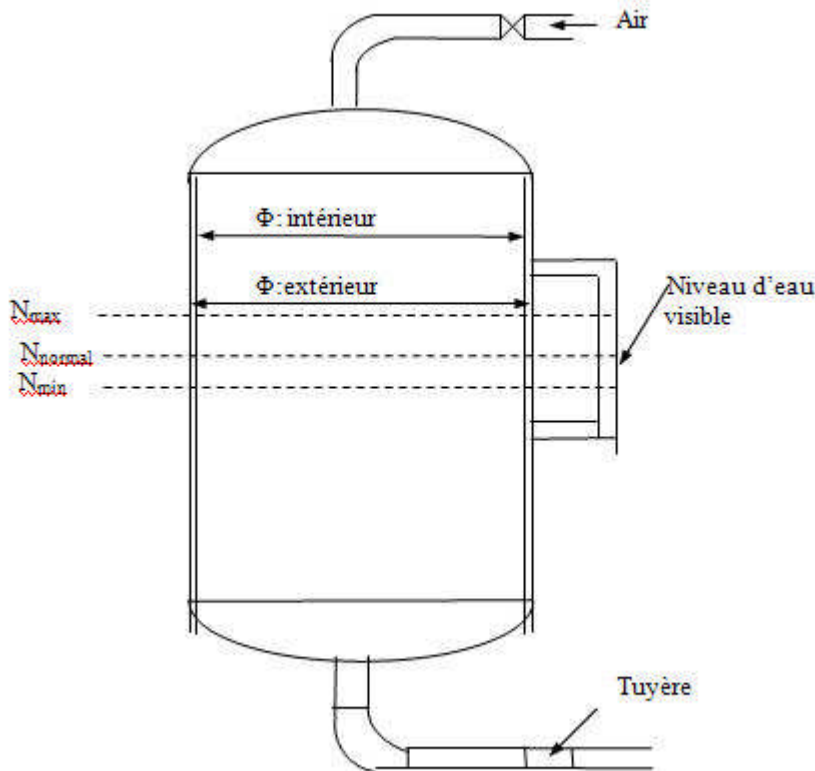


Figure .VII-1: Réservoir d'air

**VII-2- Protection de la conduite d'adduction reliant l'ouvrage de production d'eau (forage F19) et le réservoir d'alimentation contre le coup de bélier :**

**1. Calcul de la célérité d'ondes :**

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{E}{\rho \left( 1 + \frac{E D}{3 E_p e} \right)}$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

E : module d'Young de la conduite : PEHD :  $1,4 \cdot 10^3$  MPa ;

K : coefficient d'élasticité de l'eau :  $K = 2,07 \cdot 10^9$  Pa ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau :  $1000 \text{ kg/m}^3$  ;

D = 250 mm et e = 22,7 mm

Dou : 
$$c = \frac{1,4 \cdot 10^3}{1000 \left( 1 + \frac{1,4 \cdot 10^3 \cdot 250}{3 \cdot 2,07 \cdot 10^9 \cdot 22,7} \right)} = 346,07 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q}{S} = 1,07 \text{ m/s} \quad \text{ET} \quad Q = 35 \text{ l/s}$$

Donc 
$$V_0 = 1,07 \text{ m/s}$$

**VI-3-Détermination de la variation de pression :**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm V_0$$

**La surpression :**

$$H_{\text{surp}} = H_g + \Delta H_{\max}$$

**La dépression:**

$$H_{\text{soup}} = H_g - \Delta H_{\max}$$

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s).

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

C: Célérité en (m/s).

La charge tenant compte du coup bélien :

$$H_g + \frac{U^2}{2g} = 147,28 + \frac{1,24^2}{2 \cdot 9,81} = 185,03 \text{ m c'est la surpression.}$$

$$\text{La soupression est donc : } H_g - \frac{U^2}{2g} = 147,28 - \frac{1,24^2}{2 \cdot 9,81} = 109,53 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 147,28 + 10 = 157,28 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + 10 + \frac{U^2}{2g} = 185,03 + 10 = 195,3 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{U}{c} &= \frac{1,24}{1962,03} = 0,00063 \\ h_0 &= \frac{U^2}{2g} = 0,0584 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 3,71 \cdot 10^{-4} \\ U_0 &= 1,8 \cdot 10^{-2} \cdot 1962,03 \cdot 0,049 = 1,73 \text{ m}^3 = 1732,71 \text{ litre d'air} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{de l'Abaque} \\ \longrightarrow \\ \left. \begin{array}{l} \frac{U}{c} = 1,8 \cdot 10^{-2} \\ \frac{h_0}{Z_0} = 0,816 \end{array} \right\} \end{array}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{\min}} = 2123,42 \text{ l}$$

En tenant de compte de la sécurité :  $U_{\max} = 2223,42 \text{ l d'air}$

D'après le Tableau des réservoirs normalisés :

Donc le volume du réservoir normalisé choisie est : **2500 litres.**

### Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélien et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air qui est nécessaire pour une adduction par refoulement.

# Chapitre VIII

Protection et sécurité de travail

### **VIII-1-Introduction :**

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris en considération afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc, la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité de travail est la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

### **VIII-2- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

#### **1. Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

#### **2. Facteurs matériels :**

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;

- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques ;

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

#### **VIII-3-Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception et dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables ;

#### **VIII-4-Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, Ex : Graisser un engin en marche. ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre, Ex : transport du personnel sur la plate -forme d'un camion chargé de gros matériel ;



- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté, Ex : cadence de travail trop rapide;
- Plaisanter ou se quereller ;

#### **VIII-4-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**

##### **1. Protection individuelle :**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice... etc.).

##### **2. Autre protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

##### **3. Protection collective :**

###### **a. Equipement de mise en œuvre du béton :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

###### **b. Engin de levage :**

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

**c. Appareillage électrique :**

- d.** Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

**VIII-4-Conclusion**

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

## **CONCLUSION GENERALE:**

Au terme de notre travail ce problème d'alimentation en eau potable des centres ruraux de MARAMENE, BROSSETTE ET SID MOUSSA ne doit pas se poser.

Dans notre mémoire nous avons dimensionné un réseau de distribution avec la fourchette de diamètre varie entre (50÷400) mm en PEHD, un réservoir surélevé calé a la cote 100.22m de volume de 500 m<sup>3</sup> et de 10 m de diamètre en suite on a dimensionné l'adduction (forage –château d'eau) avec une protection contre le régime transitoire par un réservoir d'air de 2500 litre de capacité.

Pour le nouveau réseau nous recommandons une attention particulière aux branchements illicites et aux extensions inadaptées au réseau principal.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et de control du fonctionnement de système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations.

# Annexe

calcul du volume des réservoirs d'air méthode de (VEBERT)

## ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ

DES RÉSERVOIRS D'AIR

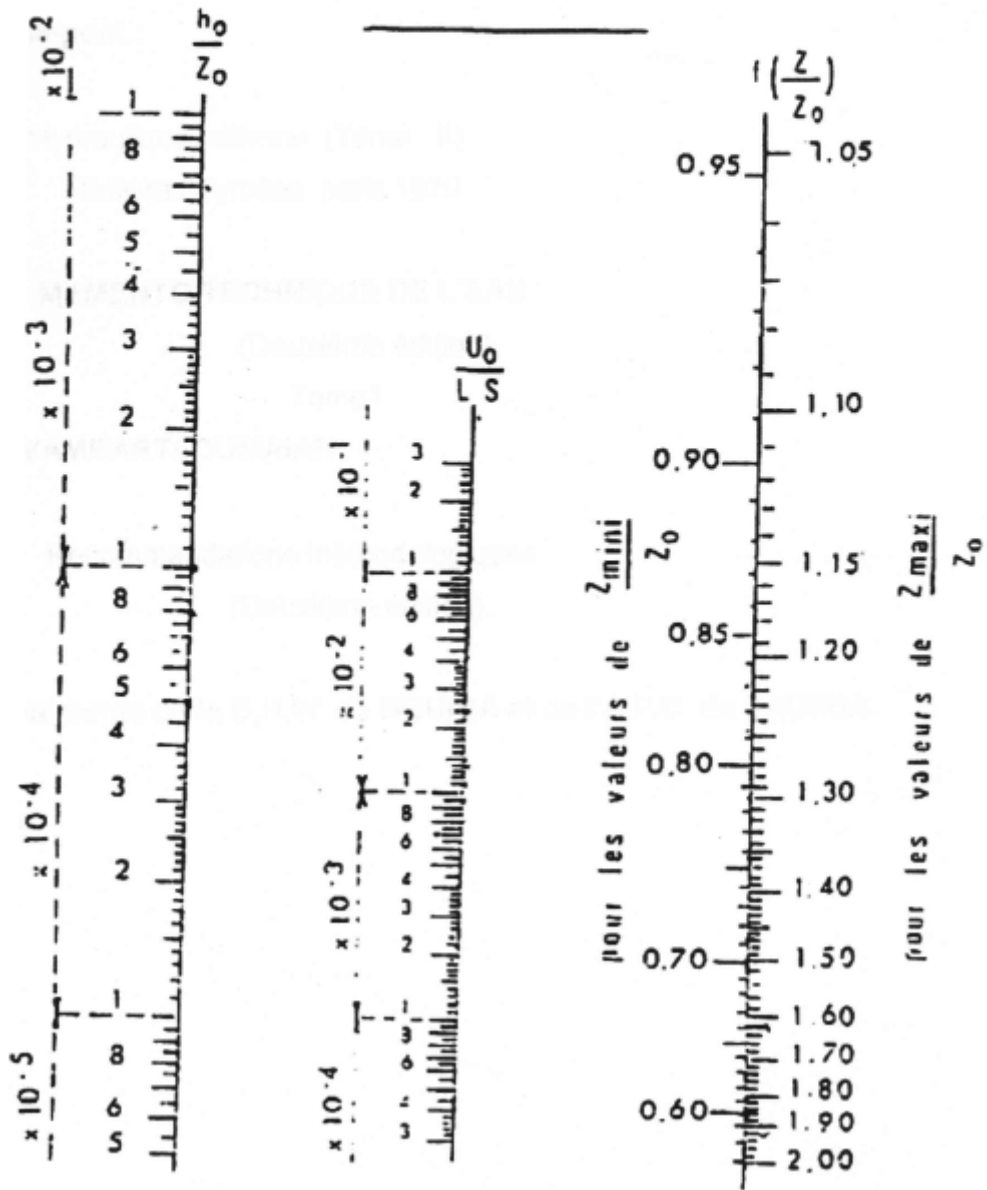
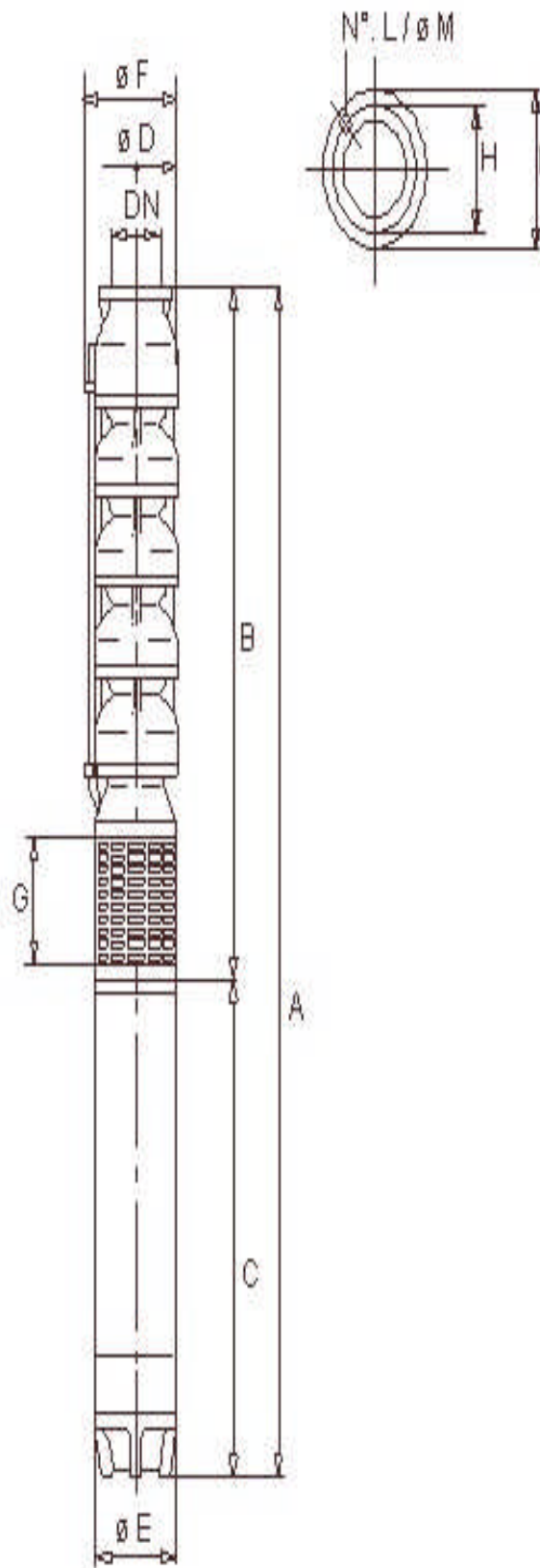
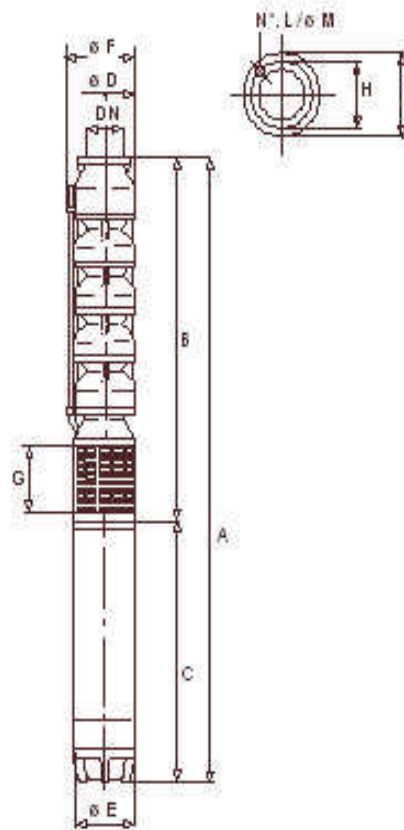


PLANCHE XXVII

:





#### Dimensions

A = 3293	F = 206
B = 1668	G = 160
C = 1625	H = 167
D = 188	I = 190
DN = 125	L = 6
E = 191	M = 13,5

DIMENSION DU GROUPE ELECTROPOMPE CHOISI

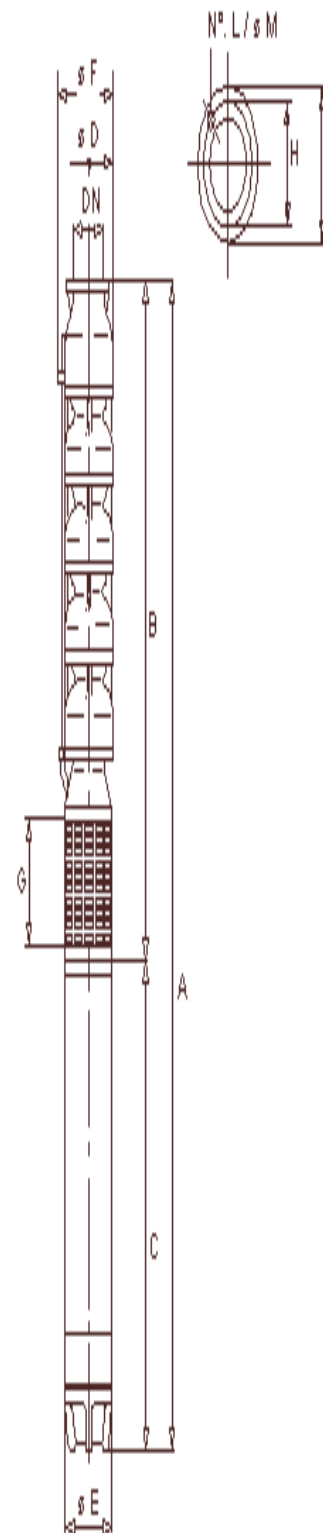
### Caractéristiques générales

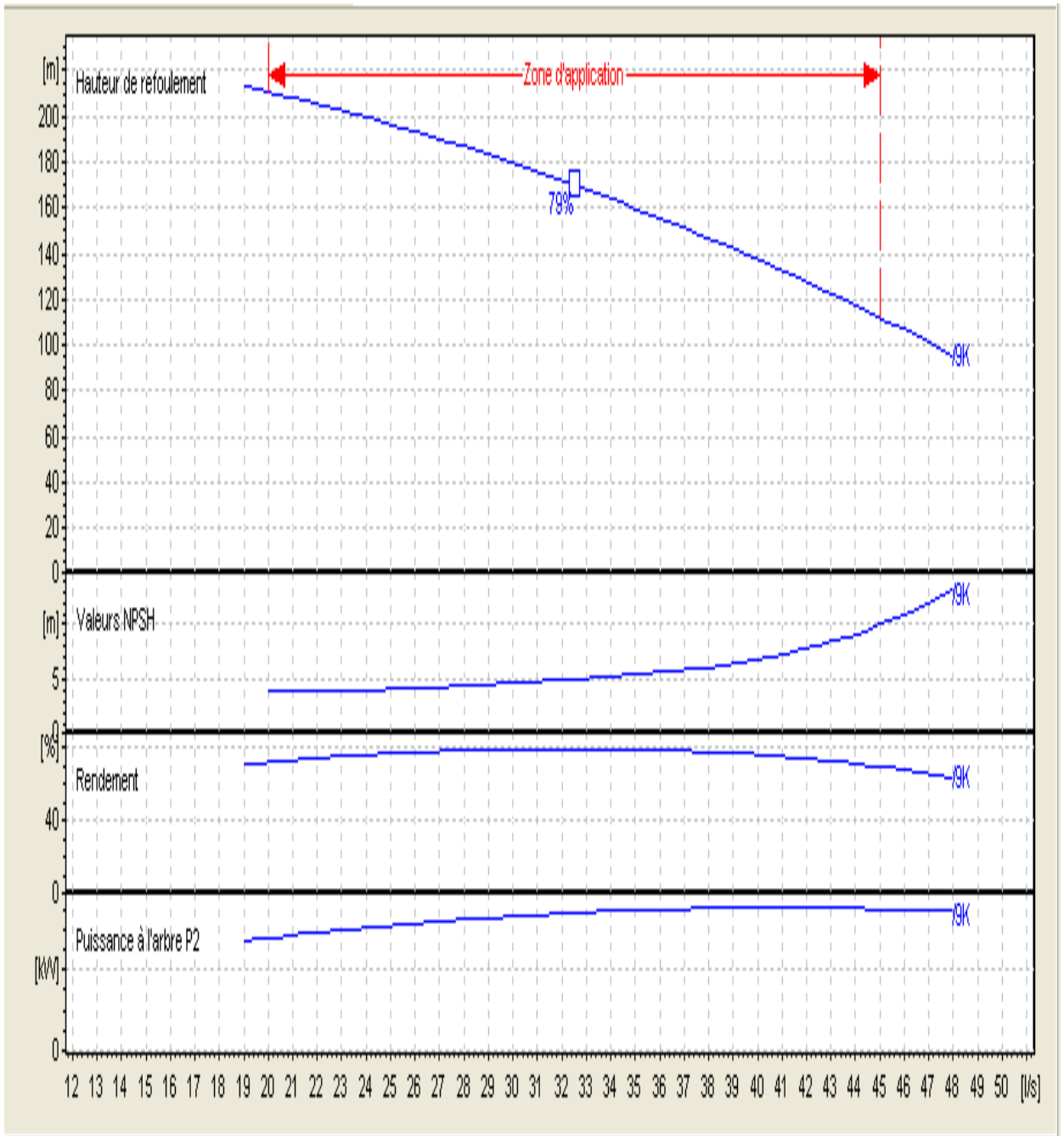
Poids 386 kg

### Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

A = 3293  
 B = 1668  
 C = 1625  
 D = 188  
 DN = 125  
 E = 191  
 F = 206  
 G = 160  
 H = 167  
 I = 190  
 L = 6  
 M = 13.5





		Point de fonctionnement demandé	Point de fonctionn. effectif			
Q	l/s	35	35.5	44.5		
H	m	157	158	115		
P2	kW		70.6	71.3		
Rend.	%		78.5	70.2		
NPSH	m		5.53	9.56		

COURBES CARACTERISTIQUES DE LA POMPE



## Références bibliographiques

- 1- **BONNIN, Jacques.**-Hydraulique urbaine : aide- Mémoire. - Paris : Eyrolles, 1982.  
- 127p.
- 2- **DUPONT, A.**- Hydraulique urbaine : T2.- paris : Eyrolles, 1979.-484p.
- 3- **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI.**- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.
- 4- **Valiron, François.**- Mémento de gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement .T.1 : eau dans la ville, alimentation en eau.- Paris : Lavoisier Tech & Doc, 1994.- 435p.
- 5- **ABDERAHIM, SAKINE ABDERAHIM.**- Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Roman (w. Blida).- Blida : [s. n.], 2009.-89 p.  
Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2009.
- 6- **BOURMA, YACOUB OUSMAN.**- Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W.BLIDA.- Blida : [s. n.], 2008.- 91 p.  
Mem. Fin d'étude : ENSH : département de spécialité : 2008.
- 7- **TAKHERIST, Mohamed.**- L'utilisation de la cartographie géographique et hydrogéologique pour la protection de l'environnement : application à la région de Miliana et Khemis Miliana.- Ain Defla : [s. n.], 2004.- 135 p.  
Mem. Fin d'étude : université de Khemis Miliana : 2004.

<http://www.groupe-chiali.com/pdf/PEHD-Catalogue-technique.pdf>