

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 d'adduction des centres de Guettateche et Maamria a partir des forages d'Oued Arbia commune de Mezrenna (w. Medea) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-13

APA Citation (توثيق APA):

Baha, Anfel (2013). Etude d'adduction des centres de Guettateche et Maamria a partir des forages d'Oued Arbia commune de Mezrenna (w. Medea)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرة 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 D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE D'ADDUCTION DES CENTRES DE  
GUETTATECHE ET MAAMRIA A PARTIR DES  
FORAGES D'OUED ARBIA (COMMUNE DE  
MEZRENNA). (WILAYA DE MEDEA)**

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> BAHA Anfel**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY:**

<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> R.KERID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BELALI</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>r</sup> B.SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre –2013**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ETUDE D'ADDUCTION DES CENTRES DE  
GUETTATECHE ET MAAMRIA A PARTIR DES  
FORAGES D'OUED ARBIA (COMMUNE DE  
MEZRENNA). (WILAYA DE MEDEA)**

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> BAHA Anfel**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY:**

<b>M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA</b>	<b>M C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> L.TAFAT</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> R.KERID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.BELALI</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> B.SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre –2013**

## DEDICACES

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

- ✚ Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.
- ✚ Mes frères et ma sœur.
- ✚ Mohammed
- ✚ Toute ma famille.
- ✚ Tous mes amis.
- ✚ Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation

BAHA ANFEL  
SEPTEMBRE 2013

## REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu»

Je remercie fortement mon promoteur : M<sup>r</sup> SALAH Boualem de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
- ✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

BAHA ANFEL  
SEPTEMBRE 2013

## ملخص:

يتضمن هذا المشروع وجود نظام غير متكامل لجر المياه الصالحة للشرب بمنطقة قئاتش و معامرية المتواجدة ببلدية مزغنة (ولاية المدية)، و من أجل هذا الهدف، يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه من أجل تحقيق الاكتفاء المائي لهؤلاء المستهلكين إلى أفق 2040. تتعلق هذه الدراسة بشبكة تحويل المياه من أبار التنقيب (واد عريية) إلى خزان معامرية بواسطة محطتي ضخ ثم إلى خزان قئاتش عن طريق الجاذبية.

## Résumé :

Dans ce projet, le système d'adductions en eau potable pour les agglomérations de Guettateche et Maamria de la commune de Mezrenna (Wilaya de Médea) est incomplet, dans ce but, nous sommes appelés à projeter des adductions pour garantir les besoins en eau des consommateurs de ces agglomérations pour l'horizon 2040.

Cette étude consiste à réaliser une adduction à partir des forages (d'oued arbia) vers le réservoir de Maamria à l'aide des deux stations de pompage, puis vers le réservoir de Guettateche par gravité.

## Abstract:

In this project, the system of adduction of drinking water of the urban areas Guettateche and Maamria of Municipalities of Mezrenna (Médea) is unfinished, Accordingly, this project consists a project adductions for satisfy the consumers needs in drinking water supply until the horizon of 2040. Thus, this study concerns the network of water transfer from drillings of (oued arbia) to the tank of Maamria by two pumping plants, after to the tank of Guettateche.

# SOMMAIRE

	Pages
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	
1.1-Introduction	2
1.2-Situation géographique	2
1.3-Hydrographie	3
1.4-Climatologie	3
1.5-Géologie	4
1.6-Séismicité	4
1.7-Situation hydraulique	4
1.7.1-Ressources souterraines	5
1.7.2-Ressources superficielles	5
1.7.3-Réservoirs de stockage	6
1.8-Situation de distribution d'eau	7
1.9-Conclusion	7
CHAPITRE 2 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	
2.1-Introduction	8
2.2- Variation de la consommation dans le temps	8
2.2.1- Variation annuelles à long terme	8
2.2.2- Variation saisonnières	8
2.2.3- Variations hebdomadaires	8
2.2.4- Variations horaires	9
2.3- La population et son evolution	9
2.3.1-Taux d'accroissement	9
2.3.2-Population de référence	9
2.4- Besoins en eau et leur évolution	10
2.4.1-La consommation moyenne journalière	11
2.4.2- Les coefficients d'irrégularité maximale et minimale horaire	12

	Pages
2.4.3- Les consommations maximale et minimale journalières	12
2.4.4- Calcul de la consommation maximale journalière	13
2.4.5- Variation des débits horaires à l'horizon 2040	14
2.4.6- Détermination des débits horaires	17
2.5- Confrontation besoins-ressources	17
2.6- Capacité de stockage	18
2.7- Conclusion	18

### CHAPITRE 3 : ETUDE DE L'ADDUCTION

3.1- Introduction	19
3.2- Classification de l'adduction	19
3.3- Le choix du tracé	19
3.4- Les variantes de tracé d'adduction	20
3.4.1- Liaison entre le forage d'oued arbia et le réservoir tampon	20
3.4.2- Liaison entre le réservoir tampon de volume de 500m <sup>3</sup> et le réservoir de Guettateche de volume 100m <sup>3</sup>	20
3.5- Le choix du matériau	21
3.6- Calcul hydraulique	22
3.6.1- Description des adductions	22
3.6.2- Calcul des adductions de refoulement	23
3.6.3- Calcul de l'adduction gravitaire	30
3.7- Conclusion	34

### CHAPITRE 4 : LES RESERVOIRS

4.1- Introduction	35
4.2- Rôle des réservoirs existants dans notre cas	35
4.3- Emplacement des réservoirs existants	35
4.4- Type des réservoirs existants	35
4.5- Description des réservoirs existants	36
4.6- Equipement hydraulique du réservoir tampon de Maamria	37
4.6.1- Conduite d'arrivée ou d'alimentation	37
4.6.2- Conduite de départ ou de distribution	38

4.6.3-Conduite de trop-plein	38
	Pages
4.6.4-Conduite de vidange	38
4.6.5- Conduite by-pass	39
4.6.6- Système automatisé	39
4.7- Calcul de la capacité de stockage d'eau potable à l'horizon d'étude 2040	39
4.7.1- Principe de calcul	39
4.7.2- La capacité de stockage du réservoir de transfert	40
4.7.3- La capacité de stockage du réservoir de Guettateche	40
4.7.4- La capacité de stockage du réservoir tampon de Maamria	42
4.8- Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés	45
4.9- Conclusion	45

## CHAPITRE 5 : OUVRAGES DE POMPAGE

5.1- Introduction	46
5.2- Les différents types de pompes centrifuges	50
5.3- Couplage des pompes	51
5.4- Choix du nombre et de type de pompes	51
5.4.1- Critère de choix du type de pompe	51
5.4.2- Critère de choix du nombre de pompe	51
5.4.3- Station de pompage refoulant l'eau de forage F1 vers le réservoir de transfert de volume 200m <sup>3</sup>	52
5.4.4- Station de reprise refoulant l'eau du réservoir de transfert de volume 200m <sup>3</sup> vers les réservoir tampon de volume 500m <sup>3</sup>	49
5.5- Le point de fonctionnement des pompes	51
5.5.1- Courbes caractéristiques des conduites	51
5.5.2- La courbe caractéristique de la conduite de Refoulement : Station de pompage - Réservoir de transfert de volume 200m <sup>3</sup>	52
5.5.3- La courbe caractéristique de la conduite de Refoulement : Station de reprise – Réservoir tampon	53
5.6- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	54
5.6.1- Réglage qualitatif	54
5.6.2- Réglage quantitatif	54
5.6.3- Diminution de temps de pompage	54
5.7- Conclusion	55

## CHAPITRE 6 : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

	Pages
6.1-Introduction	56
6.2- Les causes du coup de bélier	56
6.3- Les risques dus au coup de bélier	56
6.4- Description des phénomènes physiques	57
6.4.1. Etat d'équilibre d'un système hydraulique	57
6.4.2- Perturbation de l'équilibre et effet sur les pressions	57
6.5- Etude du coup de bélier dans la conduite gravitaire	61
6.6 - Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	66
6.7- Calcul des réservoirs d'air	69
6.7.1-Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert	69
6.7.2- L'installation du réservoir d'air	72
6.8- Conclusion	73

## CHAPITRE 7 : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'ADDUCTIONS

7.1- Introduction	74
7.2- Pose des canalisations	74
7.2.1- Le principe de pose des canalisations	74
7.2.2- Traversée d'oued	75
7.2.3- Traversée de route	75
7.2.4- Pose de canalisation en forte pente	75
7.2.5- Essais de pression et d'étanchéité d'adduction	76
7.2.6- La mise en eau des adductions	76
7.3- Les accessoires	76
7.3.1- Les vannes de sectionnement	77
7.3.2- Les ventouses	78
7.3.3- Les vidanges	79
7.3.4- Le by-pass	79
7.3.5- Les organes de mesure	80
7.3.6- Les joints	80

7.4- Conclusion	81
-----------------	----

## CHAPITRE 8 : ORGANISATION DE CHANTIER

8.1- Introduction	82
8.2- Excavation des tranchées	82
8.2.1- Enlèvement de la couche végétale	82
8.2.2-Le déblai	82
8.3- Le volume des remblais	84
8.4- Le compactage	85
8.5- La durée d'excavation	85
8.6- Devis des travaux	86
8.7- Conclusion	86
CONCLUSION GENERALE	87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	88

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

### Pages

Tableau 1.1: Les coordonnées GPS des forages	5
--	---

## CHAPITRE 2 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau 2.1 : Nombre d'habitants pour différents horizons	10
Tableau 2.2 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière [m <sup>3</sup> /j]	11
Tableau 2.3 : Consommations maximales journalières en 2013 et en 2040	13
Tableau 2.4 : Variations des débits horaires en 2040 pour l'agglomération de Guettateche	15
Tableau 2.5 : Variations des débits horaires 2040 pour l'agglomération de Maamria	16

## CHAPITRE 3 : ETUDE DE L'ADDITION

Tableau 3.1 : Calcul du Diamètre Economique	25
Tableau 3.2 : Diamètres normalisés "conduite en Fonte"	26
Tableau 3.3: Calcul de la Hauteur Manométrique Totale(HMT)"Conduites en Fonte"	26
Tableau 3.4 : Frais d'exploitation "Conduites en Fonte"	27
Tableau 3.5 : Frais d'amortissement "Conduites en Fonte"	27
Tableau 3.6 : Coût total(Ct) "Conduites en fonte"	27
Tableau 3.7: Diamètres normalisés "conduite en PEHD"	28
Tableau 3.8 : Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) "Conduites en PEHD "	28
Tableau 3.9 : Frais d'exploitation "Conduites en PEHD"	29
Tableau 3.10 : Frais d'amortissement "Conduites en PEHD"	29
Tableau 3.11 : Coût total "Conduites en PEHD"	29
Tableau 3.12 : Choix final des diamètres économique	30

## CHAPITRE 4 : LES RESERVOIRS

Tableau 4.1: Les caractéristiques des réservoirs existants	36
Tableau 4.2 : Calcul d'eau du réservoir tampon destiné à la localité Maamria	43
Tableau 4.3 : La comparaison des volumes existants et calculés	44
Tableau 4.4: Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés	45

## CHAPITRE 5 : OUVRAGES DE POMPAGE

	Pages
Tableau 5.1:Caractéristiques des pompes de la station de pompage	48
Tableau 5.2: Caractéristiques des pompes de la station de reprise en fonction de leur nombre	50
Tableau 5.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Station de pompage – réservoir de transfert de volume 200m <sup>3</sup> )	52
Tableau 5.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Station de reprise – Réservoir tampon)	53

## CHAPITRE 6 : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau 6.1: Les caractéristiques de la conduite gravitaire	61
Tableau 6.2:Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne	65
Tableau 6.3: Les caractéristiques des tronçons des adductions de refoulement	70
Tableau 6.4: Calcul de la célérité d'onde des tronçons des adductions de refoulement	70
Tableau 6.5: Calcul du volume de réservoir d'air anti bélier	70
Tableau 6.6: Caractéristiques du réservoir anti-bélier de 100L	72

## CHAPITRE 7 : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'ADDUCTIONS

Tableau 7.1: Le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite	78
---	----

## CHAPITRE 8 : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 8.1:Calcul du volume du déblai	83
Tableau 8.2 : La capacité du godet en fonction du volume de terrassement	84
Tableau 8.3:Calcul du volume du remblai	85
Tableau 8.4 : Devis des différents travaux de pose de conduite	86

## LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	Pages
Figure 1.1: La situation géographique de Guettateche et Maamria	3
CHAPITRE 2 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	
Figure 2.1 : Evolution de la population de Guettateche et Maamria	10
CHAPITRE 3 : ETUDE DE L'ADDITION	
Figure 3.1 : Profil en long de l'adduction en refoulement : Forage F1 – Station de reprise	26
Figure 3.2: Profil en long de l'adduction de refoulement : station de reprise – réservoir tampon	28
Figure 3.3: Profil en long de l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 100 m <sup>3</sup>	31
Figure 3.4: Schéma synoptique d'adduction des centres Guettateche et Maamria	33
Figure 3.5 :Exemple d'implantation des ventouses	34
CHAPITRE 4 : LES RESERVOIR	
Figure 4.1:Les équipements du réservoir tampon de Maamria	37
CHAPITRE 5 : OUVRAGES DE POMPAGE	
Figure 5.1: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la station de pompage	49
Figure 5.2: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la station de reprise	50
Figure 5.3 : Point de fonctionnement de la pompe	52
Figure 5.4 : Point de fonctionnement de la pompe	53

## CHAPITRE 6 : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

	Pages
Figure 6.1 : Les étapes d'un cycle de variations de pression	58
Figure 6.2 : Les deux premières étapes d'un cycle avec rupture de colonne d'eau	60
Figure 6.3 : Loi de manœuvre	65
Figure 6.4 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement	67
Figure 6.5 : Un réservoir hydropneumatique	68
Figure 6-6 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier	69
Figure 6.7 :Le type du réservoir anti-bélier à choisir	72
Figure 6.8 : Schéma d'installation du réservoir d'air	73

## CHAPITRE 7 : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'ADDUCTIONS

Figure 7.1: Pose de canalisation dans un fourreau	75
Figure 7.2 : Type de ventouse utilisé (simple)	79

## LISTE DES PLANCHES

Planche N 01 : Plan de l'adduction des centres Guettateche et Maamria. Commune de Mezrenna. Wilaya de Médea.

Planche N 02 : Profil en long de l'adduction de refoulement (Forage d'oued arbia - Station de reprise- Réservoir tampon de Maamria). Commune de Mezrenna. Wilaya de Médea.

Planche N 03 : Profil en long de l'adduction gravitaire (Réservoir tampon de Maamria-Réservoir de Guettateche). Commune de Mezrenna .Wilaya de Médea.

Planche N 04 : Plan de la station de pompage d'oued arbia. Commune de Mezrenna.

Wilaya de Médea.

Planche N 05 : Les accessoires de l'adduction.

## LISTE DES ANNEXES

Annexe-1- : Les compositions chimiques de l'eau de forage d'oued arbia

Annexe-2- : Les valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction des habitants

Annexe-3- : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Annexe -4- : Abaque de Vibert

Annexe -5- :Dimensions de la pompe de type HMU40-2/6D (Pump Tutor Caprari)

# INTRODUCTION GENERALE

« *De l'eau pour tous à tout moment et pour toujours* ».c'est le but qu'ont fixé les autorités surtout en ces périodes où on est de plus en plus conscient que l'eau existe en quantité limitée et les réserves varient considérablement au cours de l'année.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société dont le fonctionnement efficace de ce service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

Actuellement les deux agglomérations de Guettateche et Maamria concernées par le réseau d'adduction, ne sont dotées d'aucun système d'alimentation en eau potable. L'alimentation en eau de ces agglomérations se fait traditionnellement à partir des puits qui s'avèrent insuffisants. Comme source, Les forages restent suffisants pour l'alimentation des dites agglomérations.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons procéder à l'étude de l'adduction en eau potable à partir des forages d'oued arbia. Cette adduction est destinée à assurer les besoins en eau des dites agglomérations à l'horizon 2040. Notre travail se base sur les chapitres suivants :

Après une introduction générale sur notre projet

- Le premier chapitre consiste à présenter les données de base qui caractérisent les dites agglomérations de Guettateche et Maamria
- Le deuxième chapitre a été consacré pour une estimation convenable des besoins en eau potable
- Le troisième chapitre nous donne un choix de variantes et un dimensionnement du réseau d'adductions
- Le quatrième chapitre décrit les différentes caractéristiques des réservoirs existants
- Ainsi dans le cinquième chapitre nous choisissons le nombre et le type de pompes qui conviennent le mieux pour chaque station.
- Pour le sixième chapitre nous proposons un système de protection contre le coup de bélier pour les deux cas gravitaire et refoulement.
- Le septième chapitre consiste à une pose de canalisation convenable et installation des divers organes et accessoires.
- Le huitième chapitre a pour objectif fondamental d'apporter une contribution à l'organisation des travaux.
- En fin, nous terminons cette étude par une conclusion générale.

## Chapitre -1-

# Présentation de la zone d'étude

Chapitre -1-  
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

**1.1- Introduction**

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons :

Les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au système d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie, la topographie, la climatologie et la sismicité du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

**1.2- Situation géographique**

Les deux agglomérations de Guettateche et de Maamria à alimenter, font partie de la commune de Mezrenna. Elles sont situées à quelques kilomètres au sud du chef-lieu, sur la rive droite de l'oued Isser, la commune de Mezrenna est située à l'extrême de la wilaya de Médea, à la frontière avec la wilaya de Bouira et Blida.

Les coordonnées géographiques localisant cette commune sont les suivantes :

Latitude : 36°21'52.15"N et Longitude : 3°18'58.91"E.

Avec comme limites administratives:

- Nord : La commune de Tablat.
- Sud : Les communes de El guelb el kebir et Sidi errabia.
- Est : La commune de Mihoub.
- Ouest: Les communes d'Aissaouiaet Bouchrahil.

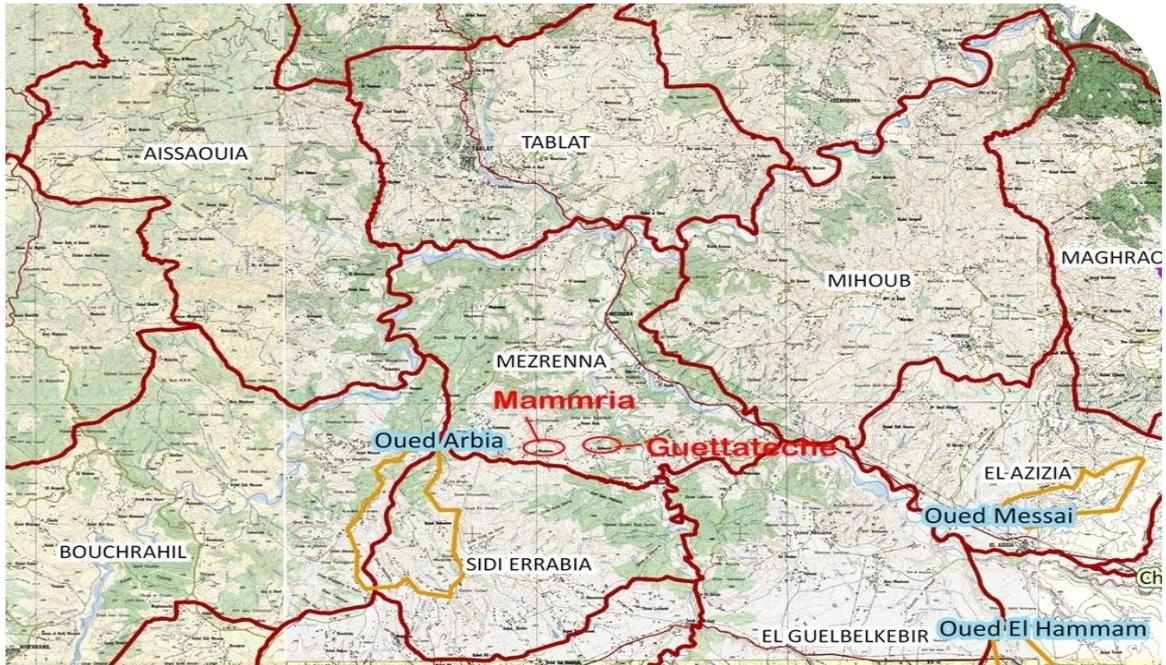


Figure 1.1: La situation géographique de Guettateche et Maamria

Source : ( Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Médéa)

### 1.3- Hydrographie

La zone d'étude est située dans une région à morphologie assez accidentée avec une série de collines qui longent l'oued Isser sur sa rive droite.

Remarque

Oued arbia est un petit affluent de la rive droite de l'oued Isser.

Les agglomérations à desservir sont situées aux cotes suivantes :

- Maamria: côte environ de 640 m NGA
- Guettateche : côte environ de 650 m NGA

Le petit barrage d'oued Arbia, qui est situé dans un petit vallon entre les deux agglomérations, est à la cote de 550 m environ.

### 1.4- Climatologie

La commune de Mezrenna a un climat semi aride. Nous constatons une période sèche s'étalant du mois de Mai au mois d'Octobre.

Les courbes des précipitations mensuelles sont plus au moins identiques de Tablat et les valeurs extrêmes entre 5 et 111mm.

Mensuellement les mois les plus pluvieux sont Novembre, Décembre, Février et Mars.

Aussi L'allure de la courbe des moyennes des températures mensuelles de Mezrenna est très semblable à celles de Tablat et les valeurs maximales et minimales aux environs du site sont respectivement + 26° et +6°. La température moyenne annuelle est chiffrée à 15°C, ce qui a permis d'évaluer l'évapotranspiration réelle à 85% des précipitations.

### **1.5- Géologie**

La géologie est un paramètre essentiel en ce qui concerne la conception des ouvrages formant le système d'alimentation en eau potable, surtout la lithologie, la pétrographie et le pendage des couches qui, en combinaison avec les autres caractéristiques (station en eau, pentes etc....) peuvent provoquer des affaissements, des glissements ou d'autres phénomènes néfastes pour la construction.

Notre terrain est composé essentiellement d'argile plus ou moins gréseuse, ensuite viennent les conglomérats, les dépôts d'alluvions caillouteuses ainsi que les grès et les marnes qui affleurent sur les sommets des collines.

### **1.6- Séismicité**

Nous pouvons dire suivant les « Règles Parasismiques Algériennes RPA99 » qui ont été approuvées par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (réunion du 4 Décembre 1999), que notre région se situe dans la classe qui représente un risque moyen (Zone 2).

### **1.7- Situation hydraulique**

Dans la région d'étude il existe plusieurs installations de mobilisation et de stockage qui sont actuellement inutilisées.

### 1.7.1- Ressources souterraines

Trois forages ont été foncés dans le lit de l'oued Isser, le premier est légèrement excentré semble en bon état, le second fortement endommagé, le troisième forage a été totalement détruit par les crues de l'oued.

L'essai de pompage à 72 heures, effectué en mars 2007 donne un niveau statique de 3 m pour le F1, et de 3m pour le F2, pour des débits actuels de 17l/s chacun avec une pompe installée à 19 m de profondeur. Après 72 heures le rabattement observé est de 4 m.

Les coordonnées GPS de ces forages sont données ci-dessous

*Tableau 1.1 : Les coordonnées GPS des forages*

N°	X	Y	Z
F1	522 960	4 021 80	443.5
F2	525 513	4 020 71	452
F3	525 436	4 020 55	453

*Source : ( Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Médéa)*

Le forage F1 est muni d'un tubage fermé par une plaque pleine, soudée. Il est sous un regard avec un simple trou au sommet.

Les compositions chimiques de l'eau de forage d'oued arbia sont acceptables pour la distribution chez les consommateurs, (voir l'annexe-1-).

Un puits a été également réalisé en rive gauche de l'oued Isser repéré par les coordonnées ci-dessous:

$$X = 525\ 596\text{m} \quad Y = 4\ 020\ 957\text{m} \quad Z = 457\text{m}.$$

### 1.7.2- Ressources superficielles

Un petit barrage nommé (barrage d'oued arbia) a été construit pour barrer l'oued arbia en contrebas de Guettateche. Cet oued est un petit affluent de la rive droite de l'oued Isser.

Ses coordonnées sont :

$$X = 526\ 921\text{m} \quad Y = 4019\ 060\text{m} \quad Z = 550\ \text{m}$$

Superficie du BV: 16 km<sup>2</sup>

Capacité : 625 000 m<sup>3</sup>

Hauteur : 22 m

Pluviométrie : 475 mm

Volume de la digue : 95 000 m<sup>3</sup>

Ce petit barrage possède un collecteur de prise et de vidange qui traverse la digue.

En amont, dans la cuvette, ce collecteur est muni d'une crépine et à l'aval il se termine par une chambre des vannes.

### *1.7.3- Réservoirs de stockage*

A environ deux km au sud de forage F1 à l'entrée de l'agglomération de Maamria près de la CW90, existe un réservoir de volume 500 m<sup>3</sup> inutilisé. Il est dans un état relativement acceptable et mérite une complètement de conception sans trop de difficultés .Il nécessitera un crépissage extérieur et une peinture alimentaire à l'intérieur ainsi que la remise en état de la conduite de vidange et des échelles et trappes d'accès. Par ailleurs la chambre des vannes devra être intégralement reprise (Génie civil et équipements).

Ce réservoir est localisé par les coordonnées :

$$X = 523\ 170\ \text{m} \quad Y = 4\ 019\ 060\ \text{m} \quad Z = 719.9\ \text{m}$$

Au sud de l'agglomération de Guettateche, existe également un autre réservoir de volume 100 m<sup>3</sup> à la cote 666.1 m NGA.

Celui-ci est dans un état qui nécessite une réfection aussi bien en génie civil que pour les équipements. Ce réservoir a pour coordonnées :

$$X = 525\ 510\ \text{m} \quad Y = 4\ 019\ 700\ \text{m} \quad Z = 666.1\ \text{m}$$

Sur l'ancienne étude de tracé de l'adduction (à l'année 1994) qui devait relier le forage F1 (à partir de station de pompage) et le réservoir de volume 500 m<sup>3</sup>, existe un réservoir de transfert de volume 200 m<sup>3</sup> et une station de reprise jamais mise en service.

Le réservoir de transfert de volume 200 m<sup>3</sup> est repéré par les coordonnées

$$X = 522\ 110\ \text{m} \quad Y = 4\ 020\ 150\ \text{m} \quad Z = 572\ \text{m}$$

Le réservoir semble en bon état, il nécessite un crépissage intérieur et extérieur ainsi que la remise en état des trappes et des équipements intérieurs du réservoir et de la chambre des vannes.

De coté génie civil, pour la station de reprise, on ne gardera que les poteaux et la dalle de couverture ainsi que les murs, tout le reste devra être repris avec les mêmes dimensions.

### **1.8- Situation de distribution d'eau actuelle**

Nous notons qu'actuellement que ces deux agglomérations concernées par le réseau d'adduction, n'est dotée d'aucun réseau. Son alimentation en eau se fait traditionnellement à partir des puits qui s'avèrent insuffisants. Le barrage d'oued arbia et le forage restent les seules sources qui seront destinés pour l'alimentation des dites agglomérations.

L'eau est distribuée à partir de ce nouveau réseau qui doit être dimensionné de telles façons à assurer le débit maximal et la pression nécessaire à chaque catégorie des consommateurs pour les dites agglomérations pendant toute la journée.

### **1.9- Conclusion**

Ce chapitre présente des différentes données primaires qui sont très nécessaires pour pouvoir aborder le projet d'adduction des centres de Guettateche et Maamria. Vu que le système d'alimentation est inexistant, notre objectif consiste à prévoir un nouveau système adéquatement dimensionné pour pouvoir répondre aux besoins en eau des deux agglomérations.

## Chapitre -2-

### Estimation des besoins en eau

Chapitre-2-  
ESTIMATION DES BESOINS  
EN EAU

## **2.1- Introduction**

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable de tous les besoins en eau que peuvent exiger les deux agglomérations de Guettateche et Maamria.

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

Ces variations des besoins servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et les débits moyens horaires. Il faut noter que les fuites et le gaspillage sont pris en considération dans notre étude comme un besoins estimé.

## **2.2- Variations de la consommation dans le temps**

### *2.2.1- variations annuelles à long terme*

La consommation est très faible en raison de manque d'installations sanitaires, scolaires et industrielles dans les agglomérations, dont le développement est lent.

Alors que les variations à long terme résultent de la superposition des phénomènes suivants :

- Le rattrapage de la sous-consommation
- L'incidence de l'augmentation générale de consommation due à l'évolution du niveau de vie, et à l'évolution des mœurs.
- Augmentation de la population et des activités économiques.

### *2.2.2- Variations saisonnières*

Les besoins des habitants des dites agglomérations sont faibles en hiver par rapport aux besoins en été ; donc une consommation importante pendant l'été.

### *2.2.3- Variations hebdomadaires*

Ces variations sont évidentes lorsqu'il existe des résidences secondaires durant les journées de week end, alors les pointes se produisent en fin de semaine.

#### 2.2.4- Variations horaires

Généralement la consommation est faible au levée du jour, et commence à augmenter d'une heure à l'autre jusqu'à la pointe (pendant les repas).

### 2.3- La population et son évolution [6]

Pour pouvoir répondre aux besoins en eau des deux agglomérations, la croissance démographique et l'évolution de la population dans le temps sont nécessaires.

Selon la DHW (Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Médéa), la population des agglomérations concernées à l'horizon 2008 est de :

Maamria : 755 hab.

Guettateche : 669 hab.

Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation moyenne. La relation qui obéit à la loi des accroissements finis est donnée par :

$$P_n = P_0(1+T)^n \quad \dots\dots\dots(2-1)$$

$P_n$ – La population à l'horizon considéré.

$P_0$ – La population de référence.2008

T – Le taux d'accroissement (1.2%)

n – nombre d'années séparant deux horizons (l'année de référence et l'année d'étude).

#### 2.3.1- Taux d'accroissement

Nous avons utilisé pour nos calculs le taux d'accroissement de la commune de Mezrenna qui est 1.2%, nous prenons en considération que notre zone d'étude est de type rural.

#### 2.3.2- Population de référence

Les agglomérations de Guettateche et de Maamria comprennent en 2008 une population de 669 et 755 habitants respectueusement. Le tableau ainsi que les graphiques ci-dessous illustrent l'évolution de la population pour l'horizon 2040 globalement et par agglomération.

En 2013, le nombre des habitants pour Guettateche est de 710 et celui de Maamria est de 802 habitants.

Tableau 2.1 : Nombre d'habitants pour différents horizons

Années	2008(ref.)	2010	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Maamria	755	773	802	821	871	925	982	1042	1106
Gueteche	669	685	710	727	772	819	870	923	980

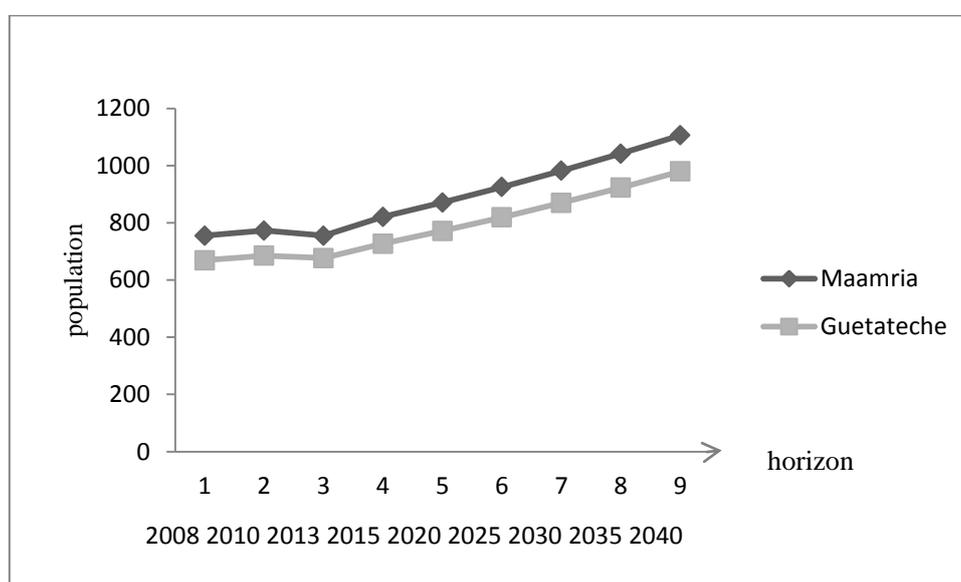


Figure 2.1 : Evolution de la population de Gueteche et Maamria

#### 2.4- Besoins en eau et leurs évolutions

Le régime de la consommation est influencé par de nombreux facteurs :

- Températures, précipitations.
- Vie économique (agricole, industries).
- Politique "manque de sécurité dans les années passées".
- Ethnographie (ménage,..).
- Biologique (assortiment alimentaire).
- Technique.

Pour assurer la demande en eau potable, nous devons examiner quels sont les besoins à satisfaire, et le régime de la consommation est considéré comme aléatoire.

Dans notre cas nous avons une zone rurale qui ne contient que des maisons et une seule école primaire.

#### 2.4.1- la consommation moyenne journalière

Les besoins en eau sont évalués avec une dotation de 150 l/j/hab à l horizon 2040. La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d' où :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{\text{dot}_i \cdot N_i}{1000} \dots\dots\dots(2-2)$$

$Q_{\text{moy},j}$  : consommation moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j .

$\text{dot}_i$  : dotation journalière en l/j/hab.

$N_i$  : nombre de consommateurs.

Le tableau 2.2 et le graphique suivants illustrent ces besoins.

Tableau 2.2 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière [m<sup>3</sup>/j]

Agglomérations	Horizons	Nombre d'habitants	Dotation (l/hab/j)	Besoins (l/s)
Guettateche	2013	710	150	1,23
	2040	980	150	1,7
Maamria	2013	802	150	1,39
	2040	1106	150	1,92
Les deux agglomérations	2013	1458	150	2,62
	2040	2086	150	3,62

$Q_{\text{moy}j_{2013}}=2.62$  l/s. Soit :226.4m<sup>3</sup>/j

$Q_{\text{moy}j_{2040}}=3.62$  l/s. Soit :312.77 m<sup>3</sup>/j

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaires est délicate, car elle dépend de la façon dont on se sert de l'eau. C'est pourquoi les variations de débit sont différentes d'une région à une autre et, même les dotations se différencient d'un pays à un autre.

#### 2.4.2- Les coefficients d'irrégularité maximale et minimale horaire

Le coefficient  $K_{max,h}$  caractérise l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le débit de pointe. Pour son calcul, nous utilisons la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots(2-3)$$

Avec :

- $\alpha_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail. Il varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.
- $\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. L'annexe -2- donne la variation de ce coefficient en fonction du nombre d'habitants.

$K_{min,h}$  : C'est un coefficient qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots(2-4)$$

- $\alpha_{min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail et varie de 0,4 à 0,6.
- $\beta_{min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. L'annexe-2- donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Pour les agglomérations de Guettateche et Maamria, la population est de 980 et de 1106 habitants en 2040 respectivement

#### 2.4.3- Les consommations maximale et minimale journalière [3]

Au cours d'années, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale ; de même il existe une journée où elle est minimale, par rapport à la consommation moyenne.

Le coefficient d'irrégularité maximale défini comme étant le rapport entre la consommation maximale journalière  $Q_{\max j}$  et la consommation moyenne journalière  $Q_{\text{moyj}}$ .

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots(2-5)$$

$K_{\max j} : = 1.1 - 1.3$  besoins domestiques

Le coefficient d'irrégularité journalière minimale est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération. Il varie entre 0.7 et 0.9. Il est donné par l'expression suivante :

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots(2-6)$$

2.4.4- Calcul de la consommation maximale journalière

Dans notre cas nous prenons :  $K_{\max, j} = 1,3$

Tableau 2.3 : Consommations maximales journalières en 2013 et en 2040

Agglomérations		Débit moyen journalier (l/s)	Coefficient d'irrégularité $K_{\max j}$	Débit maximal journalier (l/s)
Guettateche	2013	1.23	1.3	1.6
	2040	1.7	1.3	2.21
Maamria	2013	1.39	1.3	1.81
	2040	1.92	1.3	2.5
Les deux agglomérations	2013	2.62	1.3	3.41
	2040	3.62	1.3	4.71

$Q_{\max j 2013} = 3.41 \text{ l/s} = 294.62 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\max j 2040} = 4.71 \text{ l/s} = 406.95 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Le débit maximal journalier nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage. Le débit de pointe  $Q_p$  est utile pour le dimensionnement du réseau de distribution.

#### *2.4.5- Variations des débits horaires pour 2040*

Nombres des habitants pour Guettateche sont 980.

Nombres des habitants pour Maamria sont 1106 habitants.

Remarque :

Le tableau dans l'annexe-3- nous donne le régime de consommation en fonction du nombre d'habitants. En 2040 nous avons une population de 2086 habitants.

##### *2.4.5.1- Variation des débits horaires pour 2040 de Guettateche*

$Q_{\max j}$  pour Guettateche est de : 2.21 l/s. Soit 190.95 m<sup>3</sup>/j

Tableau 2.4 : Variations des débits horaires en 2040 pour l'agglomération de Guettateche

Heures	Consommation Totale Qmaxj		Consommation Cumulée	
	2	3	4	5
(h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	0.75	1.43	0,75	1.43
1-2	0.75	1.43	1,50	2,86
2-3	1	1.91	2,50	4.77
3-4	1	1.91	3,50	6,68
4-5	3	5.72	6,50	12,4
5-6	5.5	10.5	12,00	22,9
6-7	5,5	10.5	17,50	33,4
7-8	5,5	10.5	23,00	43,9
8-9	3,5	6.68	26,50	50.58
9-10	3,5	6.68	30,00	57,26
10-11	6	11.46	36,00	68,72
11-12	8.5	16.24	44,50	84,96
12-13	8.5	16.24	53,00	101,2
13-14	6	11.46	59,00	112,66
14-15	5	9.55	64,00	122,21
15-16	5	9.55	69,00	131,76
16-17	3.5	6.68	72,50	138,44
17-18	3.5	6.68	76,00	145,12
18-19	6	11.46	82,00	156.58
19-20	6	11.46	88,00	168,04
20-21	6	11.46	94,00	179,5
21-22	3	5.72	97,00	185,22
22-23	2	3.82	99,00	189,04
23-24	1	1.91	100,00	190,95
Total	100	190.95		

2.4.5.2- Variations des débits horaires en 2040 de Maamria

Pour Maamria :  $Q_{maxj}$  est de 2.5l/s .Soit 216 m<sup>3</sup>/j

Tableau 2.5 : Variations des débits horaires 2040 pour l'agglomération de Maamria

Heures	Consommation Totale $Q_{maxj}$		Consommation Cumulée	
	2	3	4	5
(h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	0.75	1.62	0,75	1.62
1-2	0.75	1.62	1,50	3.24
2-3	1	2.16	2,50	5,4
3-4	1	2.16	3,50	7,56
4-5	3	6.48	6,50	14,04
5-6	5.5	11.88	12,00	25,92
6-7	5,5	11.88	17,50	37,8
7-8	5,5	11.88	23,00	49,68
8-9	3,5	7.56	26,50	57,24
9-10	3,5	7.56	30,00	64.8
10-11	6	12.96	36,00	77.76
11-12	8.5	18.36	44,50	96.12
12-13	8.5	18.36	53,00	114,48
13-14	6	12.96	59,00	127.44
14-15	5	10.8	64,00	138.24
15-16	5	10.8	69,00	149.04
16-17	3.5	7.56	72,50	156.6
17-18	3.5	7.56	76,00	164.16
18-19	6	12.96	82,00	177.12
19-20	6	12.96	88,00	190.08
20-21	6	12.96	94,00	203.04
21-22	3	6.48	97,00	209.52
22-23	2	4.32	99,00	213.84
23-24	1	2.16	100,00	216
Total	100	216		

Pour les deux agglomérations nous avons  $Q_{maxj} = 216 + 190.95 = 406.95 \text{ m}^3/\text{j}$

#### 2.4.6 - Détermination des débits horaires

##### 2.4.6.1- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire  $Q_{moy,h}$  est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \dots\dots\dots(2-7)$$

Donc : - Pour Guettateche :  $Q_{moy,h} = 190,95 / 24$  ,Soit  $7,96 \text{ m}^3/\text{h}$  .

- Pour Maamria :  $Q_{moy,h} = 216 / 24$  ,Soit  $9 \text{ m}^3/\text{h}$  .

##### 2.4.6.2- calcul du débit maximum horaire, $Q_{max,h}$

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \dots\dots\dots(2-8)$$

Nous avons donc :

Pour : Guettateche :  $Q_{max,h} = (8.5/4,17) * 7.96 = 16.23 \text{ m}^3/\text{h}$  . Soit  $4.5 \text{ l/s}$

Pour : Maamria :  $Q_{max,h} = (8.5/4,17) * 9 = 18.45 \text{ m}^3/\text{h}$  . Soit  $5.13 \text{ l/s}$

##### 2.4.6.3- Détermination du débit minimum horaire, $Q_{min,h}$

Ce débit joue un rôle important dans le calcul du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moy,h} \dots\dots\dots(2-9)$$

Nous avons donc :  $Q_{min,h} = \left(\frac{0.75}{4.17}\right) * 7.96 = 1.43 \text{ m}^3/\text{h}$  ,Soit  $0.45 \text{ l/s}$  pour Guttateche.

$Q_{min,h} = \left(\frac{0.75}{4.17}\right) * 9 = 1.62 \text{ m}^3/\text{h}$  ,Soit  $0.45 \text{ l/s}$  pour Maamria.

### 2.5- Confrontation besoins-ressources

En mettant en face les besoins et les ressources existantes dans la zone d'étude qui sont

- Le barrage d'oued arbia
- Le forage d'oued arbia (F1)

Nous constatons que :

Les besoins en eau journaliers pour les deux agglomérations :  $406.95 \text{ m}^3/\text{j}$  , Soit  $148536.75 \text{ m}^3/\text{an}$

Nous supposons que le forage F1 s'il est exploité, peut fournir  $6 \text{ l/s}$  à l horizon 2040 :

$$Q_F = 6 \times 3600 \times 24 \times 10^{-3} = 518.4 \text{ m}^3/\text{j}$$
 , Soit  $189\,216 \text{ m}^3/\text{an}$

Nous voyons que le forage d'oued arbia seul satisfait largement les besoins des deux agglomérations à l'horizon 2040.

## **2.6- Capacité de stockage**

Les capacités de stockage actuellement disponibles dans la zone d'étude sont :

- Un réservoir de volume de  $500 \text{ m}^3$
- Un autre réservoir de volume de  $100 \text{ m}^3$  soit une somme de  $600 \text{ m}^3$

Afin de voir si ces réservoirs sont suffisants ou pas (les réservoirs sont existants mais non en fonction), nous devons nécessairement aborder le calcul des volumes théoriques des réservoirs pour les deux agglomérations et les comparer avec les volumes des réservoirs existants dans le quatrième chapitre d'étude des réservoirs d'alimentation en eau potable.

## **2.7- Conclusion**

L'évolution des besoins en eau d'une région est liée à l'évolution de la population de cette dernière.

Ce qu'il faut retenir au niveau de ce chapitre, c'est que l'on a réussi à calculer la demande en eau potable de notre zone d'étude en calculant le débit maximal journalier pour chaque agglomération, la somme de ces débits maximaux journaliers nous donnera la demande globale et permis de déterminer les variations horaires.

Ce n'est qu'à partir de là que nous pouvons aborder le problème de dimensionnement de l'adduction et les différents réservoirs.

A la fin nous constatons qu'une seule ressource qui est le forage d'oued arbia F1 pourra satisfaire largement les besoins en eau des dites agglomérations Guettateche et Maamria, dans l'hypothèse que ce forage donne un débit de  $6 \text{ l/s}$  à l'horizon 2040.

Chapitre -3-  
Etude de l'adduction

## Chapitre-3- ETUDE DE L'ADDUCTION

### **3.1- Introduction**

Le but de ce présent chapitre, est de transporter de l'eau pour couvrir la demande en eau des consommateurs formant les deux agglomérations vu que le système d'alimentation en eau potable est inexistant. L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit en refoulement, soit gravitaire ou mixte. Pour cela, nous sommes appelés à faire une étude technico-économique pour dimensionner l'adduction destinée aux centres Guettateche et Maamria.

### **3.2- Classification de l'adduction**

Les adductions sont classées en trois types, d'après leurs fonctionnements :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

### **3.3- Le choix du tracé [4]**

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs :

- Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront des cantonnements d'air, de plus en période d'arrêt de la pompe. Il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation, aussi aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées.
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux.

L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi ce tracé, aussi bien au point de vue technico-économique.

### 3. 4- Les variantes de tracé d'adduction

Selon le tracé topographique retenu, notre adduction se décompose en deux parties :

#### 3.4.1- Liaison entre le forage d'oued arbia (F1) et le réservoir de volume 500m<sup>3</sup>:

Il s'agit d'une conduite de refoulement, nous proposons deux variantes de transfert des eaux du forage de cote (443.5m) vers ce réservoir de volume de 500 m<sup>3</sup> (existant) de cote (719.9m).

Les points de départ et d'arrivée étant connues, la longueur de l'adduction et l'utilisation des installations existantes sont les éléments de choix.

##### -Variante 1 :

Pour cette variante le tracé relie le forage et le réservoir de volume 500m<sup>3</sup> directement par la route asphaltée qui mène vers l'oued Isser à partir de la CW 90(chemin de la wilaya).

Ce tracé se décompose en une partie a pour longueur 3498.89 ml.

##### -Variante 2 :

A travers cette variante, le tracé relie le forage et la station de reprise intermédiaire avant d'arriver au réservoir de volume de 500 m<sup>3</sup>. Cette station est composée d'un réservoir de transfert de volume de 200 m<sup>3</sup> situé à la cote de 584.7 m. Ce tracé se décompose en deux parties :

- une adduction reliant le forage F1 au réservoir de transfert de volume 200 m<sup>3</sup>.

- une adduction reliant le réservoir de transfert de volume 200 m<sup>3</sup> au Réservoir de volume 500 m<sup>3</sup>.

Ce tracé passe par un terrain ordinaire en évitant la traversée des talwegs qui parcourent la rive droite de l'oued Isser en passant par la station de reprise et le dit réservoir. Il a une longueur totale de 3352.86 ml.

#### 3.4.2- Liaison entre le réservoir de volume de 500m<sup>3</sup> et le réservoir de volume de 100m<sup>3</sup> de Guettateche):

La partie gravitaire est commune pour les deux variantes (de réservoir de volume de 500m<sup>3</sup> vers le réservoir de volume de 100m<sup>3</sup>).

Remarque :

Nous pouvons conclure que le réservoir de volume de 500m<sup>3</sup> relie l'adduction en refoulement à l'adduction gravitaire, et par conséquent, il joue le rôle de tampon.

La variante 2, donne l'avantage de réutiliser après remise en état du génie civil des installations existantes, aussi la deuxième variante a une longueur plus courte que la première.

La variante 2 est plus intéressante techniquement du fait de la reconduction de la deuxième station de pompage (station de reprise).

### **3.5- Le choix du matériau**

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites d'adductions dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en PEHD et en Fonte vu leurs avantages :

- Economiques
- Disponibilité sur le marché (production locale fonte)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible PEHD)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante (pour les conduites en PEHD).

## Résultats

Nous choisissons le PEHD pour les adductions reliant :

- Le réservoir de transfert de volume de  $200\text{m}^3$  vers le réservoir tampon de volume  $500\text{m}^3$ .
- Le réservoir tampon vers le réservoir de Guettateche de volume  $100\text{m}^3$ .

Mais vu que la dénivelée est importante pour l'adduction de Forage vers le réservoir de volume de  $200\text{m}^3$ . Nous avons opté pour cette adduction des conduites en fonte, car les conduites en PEHD de PN (pression nominal de 20) ne sont commercialisées que sur commande aussi ses accessoires, ne sont pas trop disponibles, aussi leur avantages sur notre types de terrains (prés de forage).

### 3.6 - Calcul hydraulique

#### 3.6.1- Description des adductions étudiées

##### 3.6.1.1- Adduction en Refoulement reliant le forage F1 au Réservoir de volume $200\text{m}^3$ .

- Le débit du forage est de 6 l/s.
- Le fonctionnement de la pompe est de (16) heures c'est – à-dire de (6) heures à (21) heures.
- La longueur entre le forage et le réservoir de  $200\text{m}^3$  est de 1449.82 m.

##### 3.6.1.2- Adduction par refoulement reliant le réservoir de volume $200\text{m}^3$ au Réservoir tampon de volume $500\text{m}^3$ .

- Le débit de la station de reprise au niveau du Réservoir de volume de  $200\text{m}^3$  est de 6 l/sec.
- Le fonctionnement de la pompe est fixé pour (16) heures : de (6) heures à (21) heures.
- La longueur entre le réservoir de volume  $200\text{m}^3$  et le réservoir de  $500\text{m}^3$  est de 1903 m.

##### 3.6.1.3- Adduction Gravitaire reliant le réservoir tampon de volume $500\text{m}^3$ et le réservoir de volume $100\text{m}^3$ .

- Le débit véhiculé par la conduite gravitaire est de  $Q = 6 - 2.5 = 3.5$  l/s.
- Le débit véhiculé vers l'agglomération est de  $Q_{\text{sortie vers Maamria}} = 2.5$  l/s : c'est le débit sortant du réservoir tampon.
- Le débit à partir de la station de reprise est de  $Q_{\text{Entrée}} = 6$  l/s : c'est le débit sortant du réservoir tampon.
- La longueur entre le réservoir tampon de volume de  $500\text{m}^3$  et le réservoir de volume de  $100\text{m}^3$  est de 2793.25m

### 3.6.2- Calcul des adductions de refoulement

#### 3.6.2.1 - Calcul du diamètre économique pour les conduites en Refoulement

Le but du calcul consiste à déterminer le diamètre économique des conduites en refoulement. Il est connu que les coûts d'investissement sont proportionnels aux diamètres et que l'énergie consommée pour un même débit avec différents diamètres y est inversement proportionnelle. Notre but consiste donc à déterminer le diamètre qui engendre le moins de frais. C'est ce qui est désigné par le diamètre économique.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

Le diamètre économique pour chaque tronçon est déterminé après une estimation technico-économique des diamètres normalisés calculés, suivant les étapes suivantes.

#### 3.6.2.2- Calcul des diamètres normalisés [1]

En première approximation, les diamètres sont déterminés par la formule de Bonin et par la suite nous choisirons les diamètres normalisés qui existent sur le marché et se trouvant dans la fourchette des diamètres calculés.

$$D = \sqrt{Q} \quad \dots\dots\dots(3-1)$$

- Où :
- $D$ : Le diamètre de la conduite en (m)
  - $Q$ : Le débit véhiculé par la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

Après étude technico-économique basée sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, le choix du diamètre normalisé est opéré, et ensuite le diamètre le plus économique est retenu.

#### 3.6.2.3- Frais d'exploitation

Pour estimer les frais d'exploitation, il est nécessaire de déterminer, d'abord, les pertes de charge engendrées dans les canalisations.

Connaissant la hauteur géométrique  $H_g$ , nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre.

$$HMT = H_g + \Delta H \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

$$H_g = C_{pav} - C_{pam} \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

*-La rugosité*

Nous prenons pour les nouvelles conduites  $\varepsilon = 0.1\text{mm}$

Le coefficient de frottement est évalué par la formule de Nikuradse :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

Les frais d'exploitation sont déterminés par la formule :

$$F_{exp} = E_a \cdot e \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

$F_{exp}$  : Frais d'exploitation

$e$ : Prix d'un Kwh 5.23 DA (Dinar)

$E_a$  : Energie consommée annuellement par l'installation de pompage en (Kwh) donnée par :

$$E_a = P_t \cdot 24 \cdot 365 \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$P_t$  : Puissance totale (Kw)

$$P_t = n \times P_p \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

$n$  : Nombre de pompes en fonctionnement  $n = 1$

$P_p$  : Puissance absorbée par l'installation de pompage Kw, donnée par la formule suivante :

$$P_p = \frac{g \cdot Q_{ref} \cdot \rho \cdot HMT}{\mu_p} \quad \dots\dots\dots (3-9)$$

$Q_{ref}$  : Débit à refouler en ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

$\rho$  : La masse volumique de l'eau ( $1000\text{Kg}/\text{m}^3$ )

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ )

$\Delta H_{li}$  : Pertes de charge linéaires (m)

$\Delta H_{si}$  : Pertes de charge singulières (m) tel que  $\Delta H_{si} = 15\% \Delta H_{li}$

$\Delta H$  : Pertes de charge totales (m),  $\Delta H = \Delta H_{li} + \Delta H_{si} = 1.15 \Delta H_{li}$

$\mu_p$  : Rendement de la pompe (nous prenons 56%).

### 3.6.2.4- Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre et la longueur de la canalisation, nous avons tenu compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est estimé à 27 ans.

$$Fam = A \cdot Ptc \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

Fam: Frais d'amortissement (DA)

A: Annuité d'amortissement

Ptc: Prix total de la conduite (DA)

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

i : taux d'annuité (8 à 12 % en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'année d'amortissement n = 27 ans

$$Ptc = Pml \times L \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

Pml: Prix du mètre linéaire de la conduite (DA)

L: Longueur de la conduite (m)

PN : la pression nominale

L : La longueur de l'adduction

DN : Le diamètre nominal.

### 3.6.2.5- Calcul du diamètre économique

Après le calcul du coût total de chaque diamètre normalisé nous optons pour le choix des diamètres économiques qui correspondent au cout total le plus faible.

Le coût total est égal à :

$$Ct(Da) = Fexp + Fam \quad \dots\dots\dots (3-13)$$

Tableau 3.1 : Calcul du Diamètre Economique

Tronçon	Q ref	Q(m <sup>3</sup> /s)	D( Bonin) mm
Forage F1 – Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup>	Q <sub>pompe1</sub>	0,006	77
Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup> – Réservoir tampon de volume de 500m <sup>3</sup>	Q <sub>pompe2</sub>	0,006	77

3.6.2.5.1- calcul de l'adduction en Refoulement reliant le forage F1 au Réservoir de volume 200 m<sup>3</sup> en Fonte (Figure 3.1).

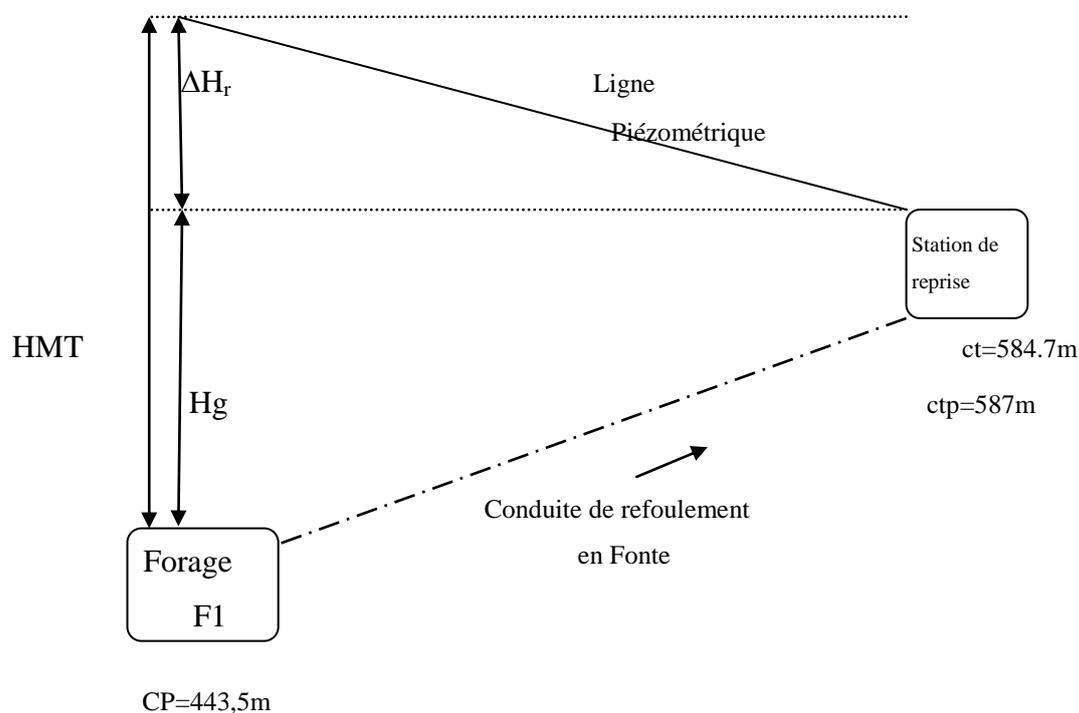


Figure 3.1 : Profil en long de l'adduction en refoulement : Forage F1 – Station de reprise.

Tableau 3.2 : Diamètres normalisés "conduite en Fonte"

Tronçon	Q <sub>ref(pompe1)</sub> (m <sup>3</sup> /s)	DN(normalisé) mm
Forage F1 - Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup>	0,006	80
		100
		125

Tableau 3.3 : Calcul de la Hauteur Manométrique Totale(HMT)"Conduites en Fonte"

Tronçon	C <sub>pav</sub> (m)	C <sub>pam</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	DN(mm)	L(m)	λ	ΔH(m)	HMT(m)
Forage F1- Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup>	587	443.5	143.5	0 .006	80	1449.82	0.021	27.63	171.13
	587	443 .5	143.5	0 .006	100	1449.82	0.02	8.63	152.13
	587	443.5	143.5	0 .006	125	1449.82	0.019	2.68	146.18

$\Delta H$  : La somme des Pertes de charge totale

Cpav : La cote piézométrique en aval

Cpam : La cote piézométrique en amont

Tableau 3.4 : Frais d'exploitation "Conduites en Fonte"

Tronçon	Q (m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	HMT (m)	e (DA/Kwh)	$\mu_p$	P (Kw)	n	Pt (Kw)	Ea*10 <sup>5</sup> (Kwh)	Fexp*10 <sup>5</sup> (DA)
Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup> – Réservoir tampon de volume de 500m <sup>3</sup>	0.006	90	171.13	5.23	0.56	17.99	1	17.99	1.58	8.24
	0.006	110	152.13	5.23	0.56	16	1	16	1.40	7.33
	0.006	125	146.18	5.23	0.56	15.36	1	15.36	1.34	7.04

Tableau 3.5 : Frais d'amortissement "Conduites en Fonte"

Tronçon	DN (mm)	L (m)	Pml (DA /ml)	Ptc* 10 <sup>6</sup> (DA )	A	Fam*10 <sup>5</sup> (DA)
Forage F1 – Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup>	80	1449.82	849.41	1.23	0.0888	1.10
	100	1449.82	1083.90	1.57	0.0888	1.40
	125	1449.82	1371.96	1.99	0.0888	1.77

Tableau 3.6 : Coût total(Ct) "Conduites en fonte"

Tronçon	DN(mm)	Fexp(DA)	Fam(DA)	Ct (DA)
Forage F1 – vers Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup>	80	751820.87	109356.45	861177.32
	100	692719.78	139545.64	832265.42
	125	676684.6	176631.64	853316.24

Ct : Coût total du diamètre normalisé (DA)

3.6.2.5.2-Calcul de l'adduction par refoulement reliant la station de reprise (a coté de réservoir de transfert de volume 200 m<sup>3</sup> au Réservoir tampon de volume 500 m<sup>3</sup> en PEHD (Figure 3.2).

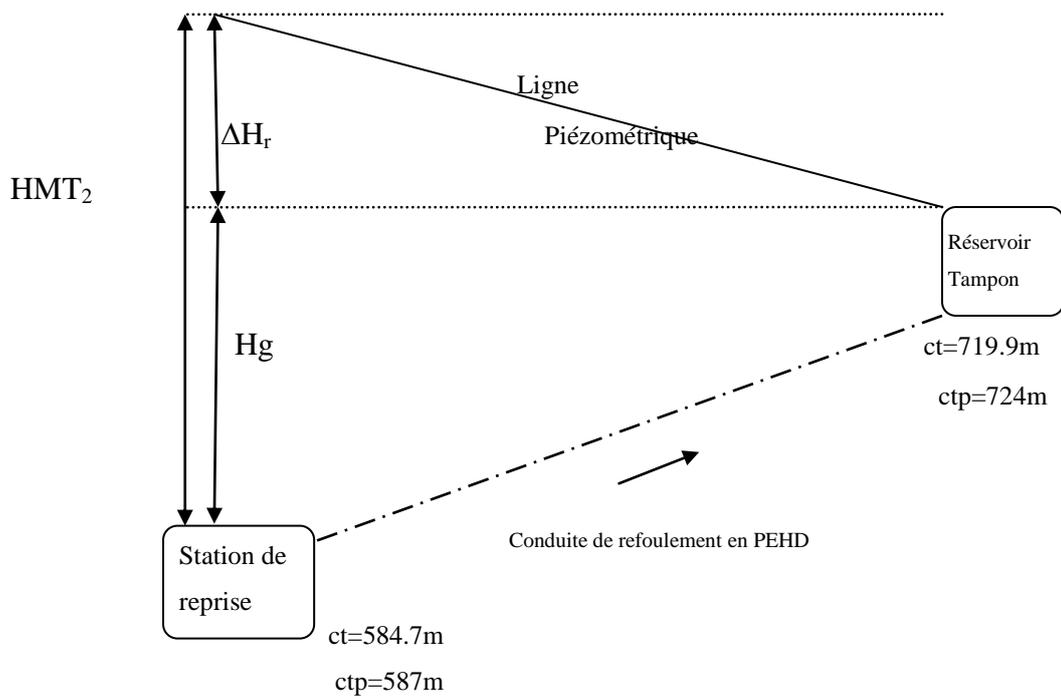


Figure 3.2: Profil en long de l'adduction de refoulement : station de reprise – réservoir tampon

Tableau 3.7: Diamètres normalisés "conduite en PEHD"

Tronçon	$Q_{ref}$ ( $m^3/s$ )	DN normalisé (mm)
Réservoir de volume de $200m^3$ -Réservoir tampon de volume de $500 m^3$	0,006	90
		110
		125

Tableau 3.8 : Calcul de la Hauteur Manométrique Total (HMT) "Conduites en PEHD "

Tronçon	$C_{pav}(m)$	$C_{pam}(m)$	$H_g$ (m)	$Q(m^3/s)$	DN(mm)	L(m)	$\lambda$	$\Delta H$ (m)	HMT(m)
Réservoir de volume de $200m^3$ - Réservoir tampon de volume de $500m^3$	724	587	137	0.006	90	1903.04	0.02	19.17	156.17
	724	587	137	0.006	110	1903.04	0.0195	6.85	143.85
	724	587	137	0.006	125	1903.04	0.019	3.52	140.52

Tableau 3.9 : Frais d'exploitation "Conduites en PEHD"

Tronçon	Q m <sup>3</sup> /s	DN mm	HMT (m)	e DA/Kwh	$\mu_p$	P (Kw)	n	Pt ( Kw)	Ea*10 <sup>5</sup> (Kwh)	Fexp*10 <sup>5</sup> (DA)
ForageF1– Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup>	0.006	80	156.17	5.23	0.56	16.41	1	16.41	1.47	7.69
	0.006	100	143.85	5.23	0.56	15.12	1	15.12	1.34	6.93
	0.006	125	140.52	5.23	0.56	14.77	1	14.77	1.30	6.77

Tableau 3.10 : Frais d'amortissement "Conduites en PEHD"

Tronçon	DN(mm)	L (m)	Pml DA /ml	Ptc*10 <sup>6</sup> (DA)	A	Fam*10 <sup>5</sup> (DA)
Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup> – vers Réservoir tampon de volume de 500m <sup>3</sup>	90	1903	754.61	1.44	0.0888	1.27
	110	1903	1117.42	2.13	0.0888	1.89
	125	1903	1436.69	2.73	0.0888	2.43

Tableau 3.11 : Cout total "Conduites en PEHD"

Tronçon	DN(mm)	PN	Fam*10 <sup>5</sup> (DA)	Fexp*10 <sup>5</sup> (DA)	Ct*10 <sup>5</sup> (DA)
Réservoir de volume de 200m <sup>3</sup> – vers Réservoir tampon de volume de 500m <sup>3</sup>	90	16	1.27	7.69	8.96
	110	16	1.89	6.93	8.82
	125	16	2.43	6.77	9.19

Tableau 3.12 : Choix final des diamètres économiques

Tronçon	Nature de la conduite	DN (mm)	PN	L (m)	V (m/s)
Forage F1- vers réservoir de volume de 200 m <sup>3</sup>	Fonte	100	20	1450	0.76
Réservoir de volume de 200 m <sup>3</sup> -vers Réservoir tampon de volume de 500 m <sup>3</sup>	PEHD	110	16	1903	0.63

V : La vitesse de l'eau dans la conduite

### 3.6.3- Calcul de l'adduction gravitaire (Figure 3. 3)

Nous calculons le diamètre avantageux pour la conduite gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir de 100m<sup>3</sup>.

Les deux réservoirs étant déjà implantés

-Le réservoir tampon de volume de 500 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 719.9m

-Le réservoir de volume de 100 m<sup>3</sup> de cote de terrain de 666.1m

\*Calcul de la charge disponible entre les deux réservoirs qui est déterminée par :

$$\Delta H_{\text{dis}} = C_{\text{RT500}} - C_{\text{R100}} = 719.9 - 667 = 52.9\text{m}$$

$C_{\text{RT500}} = 719.9\text{m}$  : Cote du radier du réservoir tampon de volume 500 m<sup>3</sup>

$C_{\text{R100}} = 667\text{m}$  : Cote de trop plein du réservoir de volume 100m<sup>3</sup>

La Longueur réelle de l'adduction est de  $L_g = 2793.25\text{m}$  ( $L_g$  : longueur géométrique)

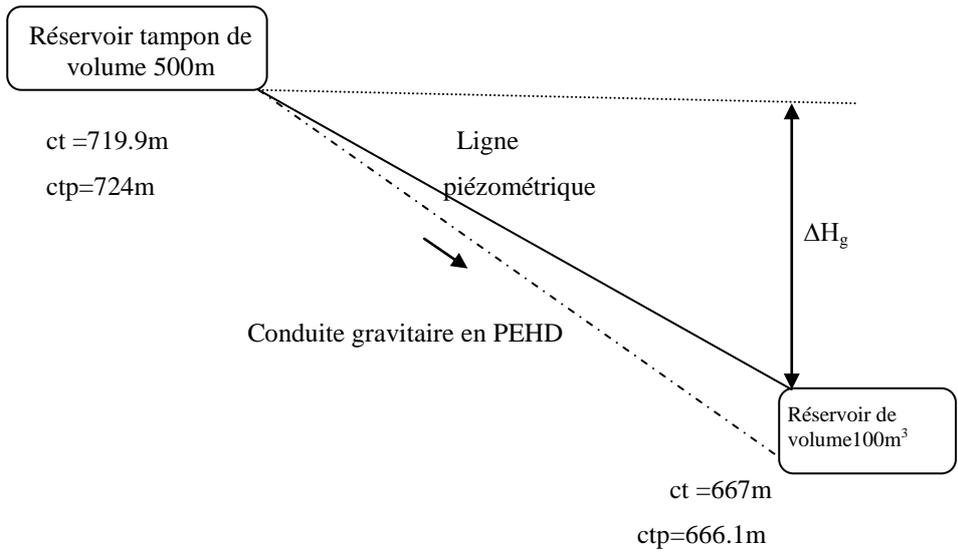


Figure 3.3: Profil en long de l'adduction gravitaire : Réservoir Tampon – Réservoir de volume 100 m<sup>3</sup>

- Détermination du diamètre avantageux

Pour le calcul du diamètre de la conduite gravitaire, nous supposons que la charge disponible  $\Delta H_{disp}$  est égale à la perte de charge  $\Delta H_g$

En tenant compte du matériau de la conduite PEHD et du régime d'écoulement

Le diamètre peut être calculé par la formule de Darcy Weisbach approchée :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{K L_g Q^2}{\Delta H_{dis}}} \dots\dots\dots (3-14)$$

- K : Coefficient de perte de charge (0.001735)
- $D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)
- $L_g = 2793.24m$

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

$$Q = Q_{Entrée} - Q_{sortie \text{ vers Maamria}}$$

$Q_{Sortie \text{ vers Maamria}}$  : 2.5 l/s sont les besoins des agglomérations de Maamria :

- $Q_{Entrée}$  : 6 l/s est le débit à partir de la station de reprise.

$$Q = 6 - 2.5 = 3.5 \text{ l/s}$$

Nous obtenons un diamètre de :

$$D_{av} = \sqrt[5]{\frac{0.001735 * 2793.24 * (0.0035)^2}{52.9}} = 0.067 \text{m} = 67 \text{mm}$$

$$D_1 = 63 \text{mm} \leq D_{av} \leq D_2 = 75 \text{mm}$$

Nous optons une conduite en PEHD DN 75 mm de longueur : 2793.24 m

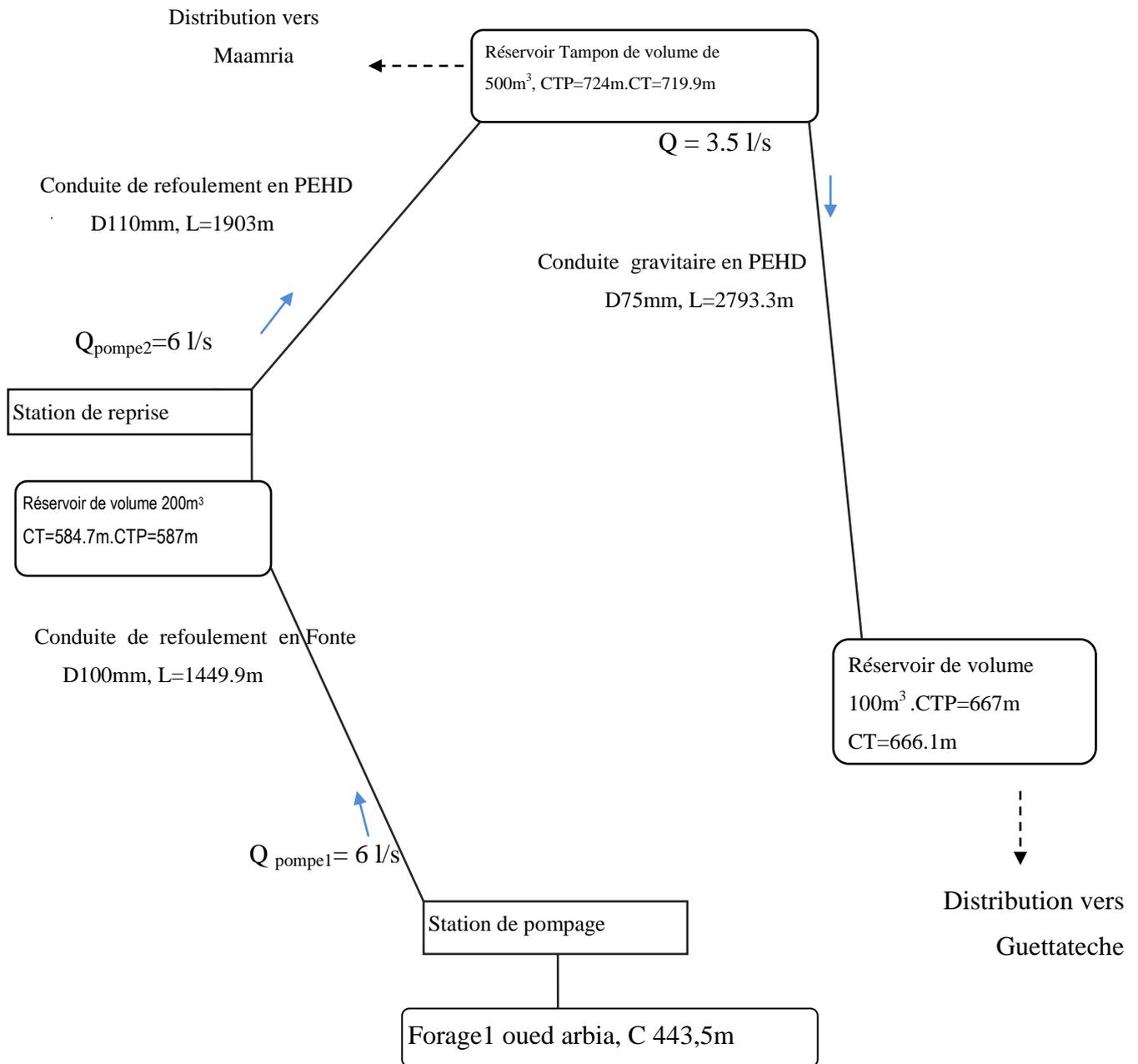
*-La vitesse d'écoulement*

La vitesse d'écoulement est de:

$$V = Q/S \quad \dots\dots\dots (3-15)$$

$$V = \frac{4 (0.0035)}{\pi D_2^2} = 1.12 \text{ m/s.}$$

L'implantation des ventouses et vidanges de fond est effectuée sur les vues en plan et les profils en long des adductions, les points hauts ont été vérifiés et il n'y a pas d'écèlement (voir le profil en long).



\* CT : cote de terrain.

\*CTP : cote de trop plein.

Figure 3.4: Schéma synoptique d'adduction des centres de Guettateche et Maamria

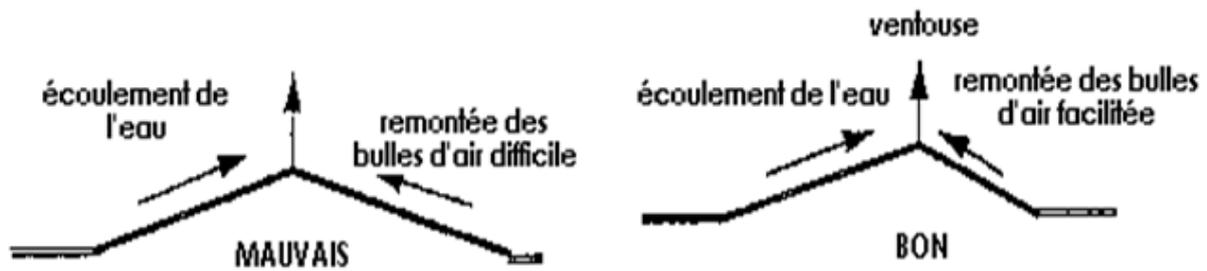


Figure 3.5 : exemple d'implantation des ventouses

Alors la conduite de l'adduction gravitaire à partir de réservoir tampon de volume de  $500\text{m}^3$  qui alimente au même temps l'agglomération de Maamria vers le réservoir de volume de  $100\text{m}^3$  qui permet la distribution de l'eau à Guettateche a un diamètre nominal de 75 mm et une pression nominal de 16 bar.

### 3.7- Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

- par refoulement avec une longueur totale des conduites est de 3.4 Km, les diamètres de la première conduite en Fonte et la deuxième conduite en PEHD sont respectivement : 100mm ,110mm.

- L'adduction gravitaire avec une longueur totale de conduite est de 2.8 Km et de diamètre nominal de 75 mm.

Chapitre -4-  
Les réservoirs

## Chapitre-4-

### LES RESERVOIRS

#### 4.1- Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distribution et qui jouent un rôle très important dans la distribution.

Dans ce chapitre nous devons localiser d'abord les réservoirs existants dans notre zone d'étude, et décrire leurs caractéristiques au point de vue matériau de construction, cotes, forme géométrique ...etc. Nous devons également calculer le volume nécessaire pour le comparer avec celui existant, et voir s'il y a possibilité d'en prévoir d'autres réservoirs.

#### 4.2- Rôle des réservoirs existants dans notre cas [4]

Dans notre agglomération il a été constaté que le débit refoulé par la station de pompage n'est pas égal au débit consommé par les habitants. Ils sont donc indispensables pour assurer la régulation entre ces deux débits. Ils assurent la pression nécessaire dans des points très éloignés. Ils réduisent également les dépenses d'énergie (stockage pendant la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe). Ils sont aussi équipés d'une réserve d'incendie.

#### 4.3- Emplacement des réservoirs existants

Le site des réservoirs doit respecter les aspects suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier pour les deux réservoirs de Guettateche (665.1 m) et de Maamria (719.9m) doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau pour les deux agglomérations.

- L'implantation de ces réservoirs doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité des dites agglomérations ou à proximité du centre important de consommation.

- l'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression dans notre zone d'étude.

#### 4.4- Type des réservoirs existants

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

- Le matériau de construction :

Les réservoirs existants sont en maçonnerie

-La position par rapport au terrain naturel :

Les trois réservoirs dans notre étude sont semi-enterrés

-Selon la forme de la cuve :

La forme des cuves est circulaire, les avantages de cette forme sont :

- une bonne stabilité des talus d'excavation
- un moindre risque de fissuration.

#### 4.5- Description des réservoirs existants

Notre région d'étude est caractérisée par l'existence de trois réservoirs, ayant les caractéristiques représentées dans le tableau 4.1 :

Tableau 4.1 : Les caractéristiques des réservoirs existants

Réservoir / Caractéristiques	Réservoir de transfert	Réservoir de Maamria	Réservoir de Guettateche
La cote de terrain	584.7 m	719.9m	666.1 m
Le volume	200 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>	100 m <sup>3</sup>
La forme géométrique	Cylindrique		
Le matériau de construction	en maçonnerie		
Le type	Semi enterré		
L'état des réservoirs	il nécessite un crépissage intérieur et extérieur ainsi que la remise en état des trappes et des équipements intérieurs du réservoir et de la chambre des vannes.	relativement acceptable et mérite une complètement de conception.	nécessite une réfection aussi en génie civil que pour les équipements.

#### 4.6- Equipement hydraulique du réservoir tampon de Maamria

Les équipements de ce réservoir tampon seront disposés avantageusement, dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, qui leurs permet de remplir les différentes fonctions que nous l'attendons d'eux : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

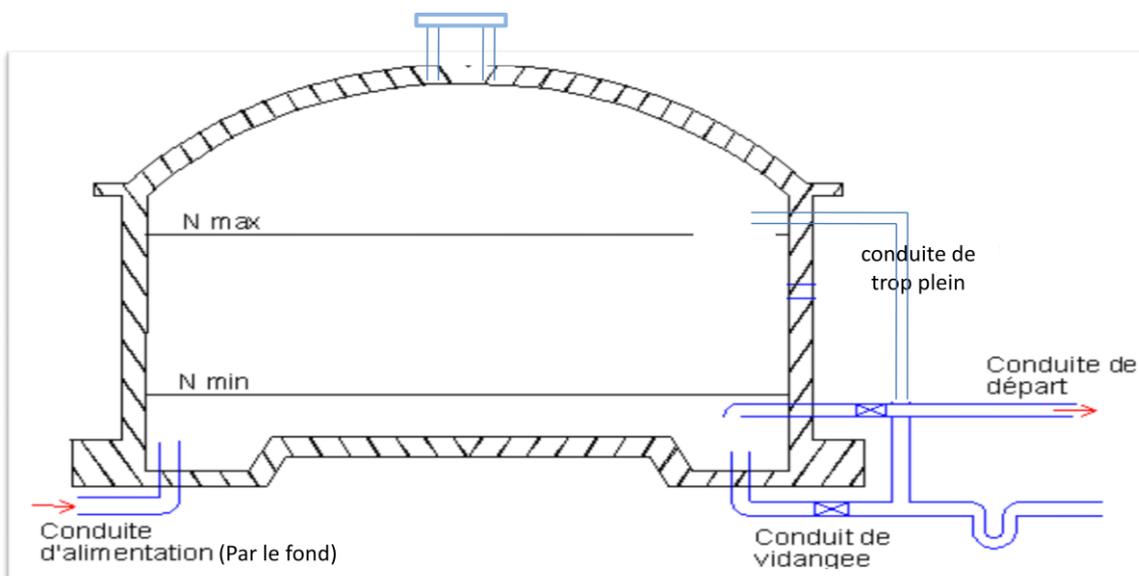


Figure 4.1: les équipements du réservoir tampon de Maamria.

Ce réservoir est muni de plusieurs conduites, organes et accessoires, chacun d'eux est équipé de:

##### 4.6.1- Conduite d'arrivée ou d'alimentation [3]

Cette conduite a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve a son niveau maximal, obturation par un dispositif permettant l'arrêt du moteur parce que l'adduction s'effectue par une conduite de refoulement vers ce réservoir tampon.

- *L'installation de conduite:*

Pour notre réservoir tampon nous avons une arrivée de la conduite par le fond à travers le radier, elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre adduction.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

#### *4.6.2- Conduite de départ ou de distribution [3]*

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.18 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décompter dans la cuve.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille coudée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de notre conduite de distribution, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution par une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surverse se manifesterait dans la conduite.

#### *4.6.3- Conduite de trop-plein [3]*

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit  $Q$  (6l /s) arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance  $h$  au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais nous pouvons craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

#### *4.6.4- Conduite de vidange [3]*

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

A cause de l'absence d'un dispositif de clapet de nez dans cette conduite, un clapet doit être installé sur la canalisation de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés aussi dans le réservoir tampon pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

#### 4.6.5- Conduite by-pass [3]

En cas de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une conduite by-pass reliant la conduite d'arrivée et la conduite de distribution.

#### 4.6.6- Système automatisé

Le système automatisé a pour rôle de se déclencher moment ou le niveau d'eau atteint la limite voulue.

### **4. 7- Calcul de la capacité de stockage d'eau potable à l'horizon d'étude 2040**

Pour satisfaire aux rôles qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette dernière 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 en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

#### 4. 7.1- Principe de calcul

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

-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 du débit pompé.

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

Pour notre projet, concernant la détermination de la capacité des réservoirs, nous utilisons la méthode analytique pour les réservoirs alimentés par refoulement (cas de réservoir de volume de

200m<sup>3</sup>, et le réservoir tampon de Guettateche de volume de (500m<sup>3</sup>) et pour le réservoir alimenté par une conduite gravitaire (cas de réservoir de 100m<sup>3</sup> de Maamria).

#### 4.7.2- la capacité de stockage du réservoir de transfert

Ce réservoir joue un rôle de transfert tel que le débit entrant (par une conduite de refoulement) à partir de la station de pompage (1) égal au débit sortant (par une conduite de refoulement) qui est de (6l/s).

Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de réservoir de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{R200} = \frac{Q_R * t}{T} \dots\dots\dots (4-1)$$

Avec :

Q<sub>R</sub> : Le débit refoulé par la station de reprise (216m<sup>3</sup>/h).

T : Le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 10h)

t : Le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0,25h)

$$V_{R200} = \frac{216 * 0.25}{10} = 54 \text{ m}^3$$

Donc le réservoir de transfert existant de volume de 200 m<sup>3</sup> est suffisant.

#### 4.7. 3- la capacité de stockage du réservoir de Guettateche

Ce réservoir de cote de terrain de 666.1 m est destiné à l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Guettateche. Il est alimenté par une conduite gravitaire de débit constant de 3 .5 l/s .Soit 12.6 m<sup>3</sup>/h à partir de réservoir tampon de Maamria de 500m<sup>3</sup>.

Il est évident que si Q<sub>apport</sub> ≥ K<sub>p</sub> Q<sub>moy h</sub>, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le problème de la capacité utile du réservoir se pose lorsque :

$$Q_{moyh} < Q_{apport} \leq K_p Q_{moyh}$$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors la pointe de la matinée entre environ 7 heures et 11 heures .Pour notre cas, où la consommation peut atteindre K<sub>P</sub> Q<sub>moyh</sub>.

Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égal à :

$$V_1 = 24Q_a + 4 (K_p Q_{moyh} - Q_a) \dots\dots\dots (4-2)$$

Dans notre projet le débit moyen horaire pour Guettateche,  $Q_{moy,h} = 190,95 / 24 = 7,96 \text{ m}^3/\text{h}$  .

$$K_p = K_{maxj} \times K_{maxh} = 1.3 \times (2.04) = 2.65 \dots\dots\dots (4-3)$$

$$K_{maxj}: 1.3 \quad , \quad K_{maxh}: 2.04$$

$$Q_{apport} = 12.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donc :  $K_p Q_{moy h} = 2,65 \times 7,96 = 21.09 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc il est évident que :

$$Q_{moyh} < Q_{apport} \leq K_p Q_{moyh} \quad \text{car : } 7,96 < 12.6 < 21.09$$

Le volume nécessaire pour toutes les agglomérations de notre région d'étude sera égal :

$$24(12.6) + 4 (2,65 \times 7,96 - 12.6) = 336.38\text{m}^3.$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie  $60 \text{ m}^3$ , donc nous obtenons

$$V = V_1 + V_i = 336.38 + 60 = 396.38\text{m}^3 \dots\dots\dots (4-5)$$

Le risque d'incendie est faible, un débit de  $60\text{m}^3$  en plus pour l'incendie est suffisant.

Remarque :

La capacité totale du réservoir de Guettateche est de  $100 \text{ m}^3$ , alors que le volume normalisé calculé est estimé à  $400 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération de Guettateche pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $300 \text{ m}^3$ . Par ceci nous recommandons de projeter un réservoir de capacité  $300 \text{ m}^3$  (l'emplacement de ce réservoir en fonction de réseau de distribution dans une autre étude, notre travail a consisté en une simple vérification).

#### 4.7.4- la capacité de stockage du réservoir tampon de Maamria

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

Dans notre cas ce réservoir a deux rôles, premièrement d'alimenter l'agglomération de Maamria et le deuxième de transfert une quantité d'eaux vers l'adduction gravitaire.

-6 l/s est le débit entrant a partir de la station de pompage.

-Les débits sortants sont :

- Le débit vers l'agglomération de Guettateche (on fonction de régime de consommation).

-  $Q_2 = 3.5$  l/s : Le débit vers le réservoir de volume de  $100m^3$  est constant.

Le volume total utile est donné par la relation suivante :

$$V_{total} = V_1 + V_2 + V_{inc} \dots\dots\dots (4-6)$$

$V_1$  : Le volume destiné à l'alimentation de Maamria ( $m^3$ )

$V_2$  : Le volume d'eau vers l'adduction gravitaire ( $m^3$ )

$V_{inc}$  : Le volume réservé pour l'incendie, il est estimé à  $120m^3$ .

En ajoutant la réserve d'incendie qui est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de  $60m^3/h$ , en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de  $120m^3$ .

Première capacité ( $V_1$ ) sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et le départ d'eau pour chaque heure, pendant 16 heures de pompage.

Le volume est donné par la relation suivante :

$$V_1 = \frac{P\% Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (4-7)$$

-  $P\%$  : Le résidu maximal journalier (%).

-  $Q_{max,j}$  : La consommation maximale journalière de Maamria ( $216 m^3/j$ ).

La valeur de ( $P\%$ ) est déterminée par :

$$P_{max}\% = \left| \Delta V^+ \right| + \left| \Delta V^- \right| \dots\dots\dots (4-8)$$

$\Delta V^+$ ,  $\Delta V^-$  : Les extremums des cumuls positifs et négatifs respectivement.

Tableau 4.2 : Calcul de volume d'eau du réservoir tampon destiné à la localité de Maamria.

Heures (h)	Apport par La pompe(%)	Consommation Horaire en(%)	Arrivé au réservoir(%)	Départ du réservoir(%)	reste d'eau (%)
0_1	0	0.75		0 ,75	5.75
1_2	0	0.75		0,75	5
2_3	0	1		1	4
3_4	0	1		1	3
4_5	0	3		3	0
5_6	6.25	5.5	0.75		0.75
6_7	6.25	5,5	0.75		1.5
7_8	6.25	5,5	0.75		2.25
8_9	6.25	3,5	2.75		5
9_10	6.25	3,5	2.75		7.75
10_11	6.25	6	0.25		8
11_12	6.25	8.5		2.25	5.75
12_13	6.25	8.5		2.25	3.5
13_14	6.25	6	0.25		3.75
14_15	6.25	5	1.25		5
15_16	6.25	5	1.25		6.25
16_17	6.25	3.5	2.75		9
17_18	6.25	3.5	2.75		11.75
18_19	6.25	6	0.25		12
19_20	6.25	6	0.25		12.25
20_21	6.25	6	0.25		<b>12.5</b>
21_22	0	3		3	9.5
22_23	0	2		2	7.5
23_24	0	1		1	6.5
total	100	100			

$$\text{D'où le volume utile sera : } V_1 = \frac{12.5 \times 216}{100} = 68.58 \text{ m}^3$$

Deuxième capacité est destiné a véhiculé un volume vers le réservoir de 100 m<sup>3</sup> plus le réservoir projeté de 300m<sup>3</sup> par la conduite gravitaire qui est déjà calculé a la page 43 égale a :

$$V_2 = 4 \times (K_p Q_{\text{moyh}} - Q_a) + 24Q_a + 60 = 396.38 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{TOTAL}} = 68.58 + 396.38 + 120$$

$$V_{\text{TOTAL}} = 584.96 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité totale du réservoir tampon de Maamria est de 500 m<sup>3</sup>, alors que le volume normalisé calculé est estimé à 600 m<sup>3</sup>, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins des dites agglomérations pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de 100 m<sup>3</sup>. Par ceci nous recommandons de projeter un réservoir de capacité 100 m<sup>3</sup> (l'emplacement de ce réservoir en fonction de réseau de distribution de Maamria dans une autre étude, notre travail a consisté en une simple vérification).

*Tableau 4.3 : La comparaison des volumes existants et calculés.*

Réservoir	V existant m <sup>3</sup>	V nécessaire m <sup>3</sup>
De transfert	200	54
Maamria	500	600
Guettateche	100	400
Total	800	1054

Donc nous recommandons a projeté deux réservoirs :

- Réservoir destiné à la localité de Maamria est de volume 100m<sup>3</sup>.

- Réservoir destiné à la localité de Guettateche est de volume 300m<sup>3</sup>.

#### 4.8- Récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés

Le volume de la cuve est calculé par la formule suivante :

$$V = S \times H = \frac{\pi D^2}{4} H \dots\dots\dots (4-9)$$

Où le diamètre de la cuve est de :  $D = \sqrt{\frac{4 V}{H \pi}}$

*Tableau 4.4: Tableau récapitulatif des dimensions des réservoirs projetés.*

Ouvrage de stockage	Fonction	Capacité (m <sup>3</sup> )	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Observation
Réservoir destiné à la localité de Maamria	Alimentation en eau potable de l'agglomération de Maamria	100m <sup>3</sup>	1.2	10.3	Réservoir projeté
Réservoir destiné à la localité de Guettateche	Alimentation en eau potable de l'agglomération de Guettateche	300m <sup>3</sup>	3.5	10.45	Réservoir projeté

#### 4.9- Conclusion

Dans ce chapitre, et après le calcul des capacités des réservoirs, nous avons remarqué que certains réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2040, c'est pour cette raison on a recommandé de projeter 02 réservoirs :

-Réservoir destiné à la localité de Maamria de volume 100m<sup>3</sup>.

-Réservoir destiné à la localité de Guettateche de volume 300m<sup>3</sup>.

Chapitre -5-  
Ouvrages de pompage

## Chapitre- 5- OUVRAGES DE POMPAGE

### **5.1- Introduction**

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur.

Dans ce travail nous supposons plusieurs variantes du nombre de pompes, et en fonction des résultats nous choisissons le nombre de pompes qui convient le mieux pour chaque station. Par la suite, nous déterminons le mode de réglage le plus optimal afin d'adapter le débit de la pompe à celui demandé, les stations sont appelées à refouler l'eau vers les réservoirs d'alimentation des dites agglomérations Guettateche et Maamria.

### **5.2- Les différents types des pompes centrifuges**

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

Il existe une série de pompes centrifuges, nous pouvons les classer suivant plusieurs manières ; en tenant compte notamment :

- Du nombre de roues.
- De la forme des aubes de la roue.
- De la vitesse spécifique.
- De la direction de l'axe.
- De la position de pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

Nous notons aussi :

La classification en tenant compte:

- Du nombre de roues.
  - pompes monocellulaires.
  - pompes multicellulaires.
- De la forme des aubes de la roue.
  - roue à aubes.
  - roue à canaux.
- La forme du corps de la pompe.
  - pompes à volute ou colimaçon.

- Pompes à diffuseur circulaire.
- La direction d l'axe.
  - Pompes à axe horizontal
  - Pompes à axe vertical
- Sens de rotation.
  - Pompe à sens direct
  - Pompe à sens inverse.

### 5.3- Couplage des pompes

Nous distinguons deux types de couplage des pompes :

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

### 5.4- Choix du nombre et de type de pompe

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que

$$N = n_p + n_{ps} \dots\dots\dots(5-1)$$

Avec :

- N : Le nombre de pompes installées
- $n_{ps}$ : Le nombre de pompes de secours.
- $n_p$  : Le nombre de pompes de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4, le nombre de pompes de secours est égal à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

#### 5.4.1- Critère de choix du type de pompe

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Etre d'un poids minimum possible.
- Présenter une forme peu encombrante.
- Répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- La pompe choisie doit être de préférence de production nationale (ces pièces sont disponibles sur le marchés)
- Doit être facile à l'entretien.

#### 5.4.2- Critère de choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompes repose sur les critères suivants:

-Rechercher un investissement minimal du nombre de pompes sans perdre le point de vue la sécurité de fonctionnement.

-Assurer la hauteur et le débit calculé.

-Assurer le rendement maximal de la pompe.

-(NPSH)<sub>r</sub> minimale.

-Puissance minimale.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, nous utilisons le logiciel caprari. Il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit refoulé et de la hauteur manométrique voulue.

Vu que le débit de refoulement est faible, le catalogue des pompes centrifuges ne donne aucun choix de pompe.

#### 5.4.3- Station de pompage refoulant l'eau de forage F1 vers le réservoir de transfert existant de volume 200m<sup>3</sup>.

Nous avons besoin de refouler un débit appelé total d'eau de 21.6 m<sup>3</sup>/h (Le débit d'une seule conduite) sur une hauteur manométrique de 152.13m (La H<sub>mt</sub> est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction) .

Les résultats sont dans le tableau suivant:

Tableau 5.1:Caractéristiques des pompes de la station de pompage

Variante	Q(m <sup>3</sup> /h) <sub>(appelé)</sub>	H <sub>mt</sub> (m) (appelé)	Type de pompe	N <sup>bre</sup> d'étages	Vitesse (tr/min)	n%	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	21.6	152.13	HMU40- 2/6D	6	2900	69.3	12	1.96
2	10.8	152.13	HMU40- 2/8E	8	2900	61.9	15.5	2.48
3	7.2	152.13	HMU40- 1/8E	8	2900	54.1	20.2	3.03

Nous remarquons que la première variante à des bonnes caractéristiques

Donc :

- Il faut équiper la station par 2 pompes multicellulaires à axe horizontal (une fonctionne et l'autre de secours).

- La pompe est de type HMU40-2/6D (voir l'annexe- 4-) sachant que le groupe refoule un débit de  $21.6 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Le groupe est équipé par 6 cellules pour satisfaire la hauteur manométrique totale de 152.13m.

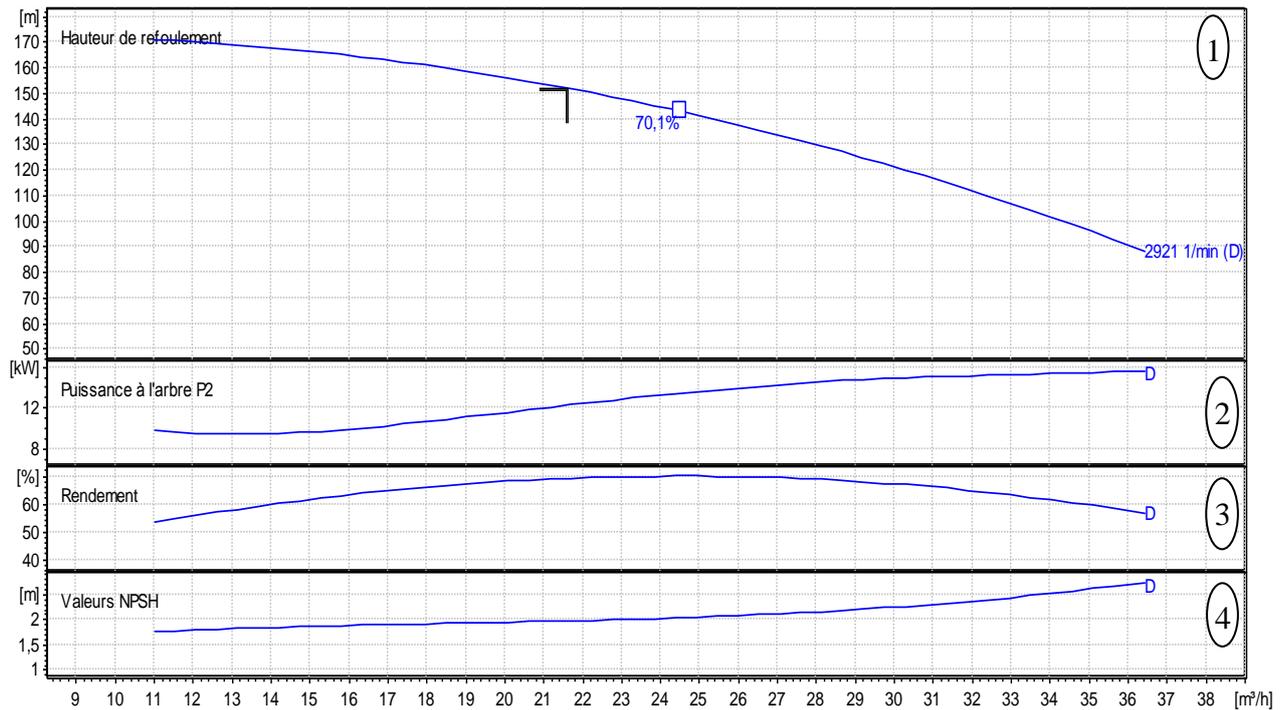


Figure 5.1: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la station de pompage

Courbes :N°1 (Q , H) , N°2 : (Q ,P) , N°3 : (Q , n%) ,N°4 : (Q ,NPSHr).

#### 5.4.4- Station de reprise refoulant l'eau du réservoir de transfert de volume $200\text{m}^3$ vers le réservoir tampon de volume $500\text{m}^3$

Nous avons besoin de refouler le même débit ( $Q_{\text{ap}} : 21.6 \text{ m}^3/\text{h}$ ) sur une hauteur manométrique de 143.85 m (La  $H_{\text{mt}}$  est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction).

Tableau 5.2: Caractéristiques des pompes de la station de reprise en fonction de leur nombre

variante (nbr)	Q(m <sup>3</sup> /h) (appelé)	H <sub>mt</sub> (m) (appelée)	Type de pompe	N <sup>bre</sup> d'étages	Vitesse (tr/min)	n%	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	21.6	143.85	HMU40- 2/6D	6	2900	69.5	12.2	1.97
2	10.8	143.85	HMU40- 1/8E	8	2900	61.9	15.6	2.45
3	7.2	143.85	HMU40- 1/7E	8	2900	53.3	17.4	3.08

Remarque

Nous remarquons que la première variante présente des caractéristiques acceptables.

Donc :

- Il faut équiper la station par 2 pompes multicellulaires à axe horizontal (une fonctionne et l'autre de secours).
- La pompe est de type HMU40-2/6D sachant que le groupe refoule un débit de 21.6 m<sup>3</sup>/h.
- Le groupe est équipé par 6 cellules pour satisfaire la hauteur manométrique totale 143.85m.

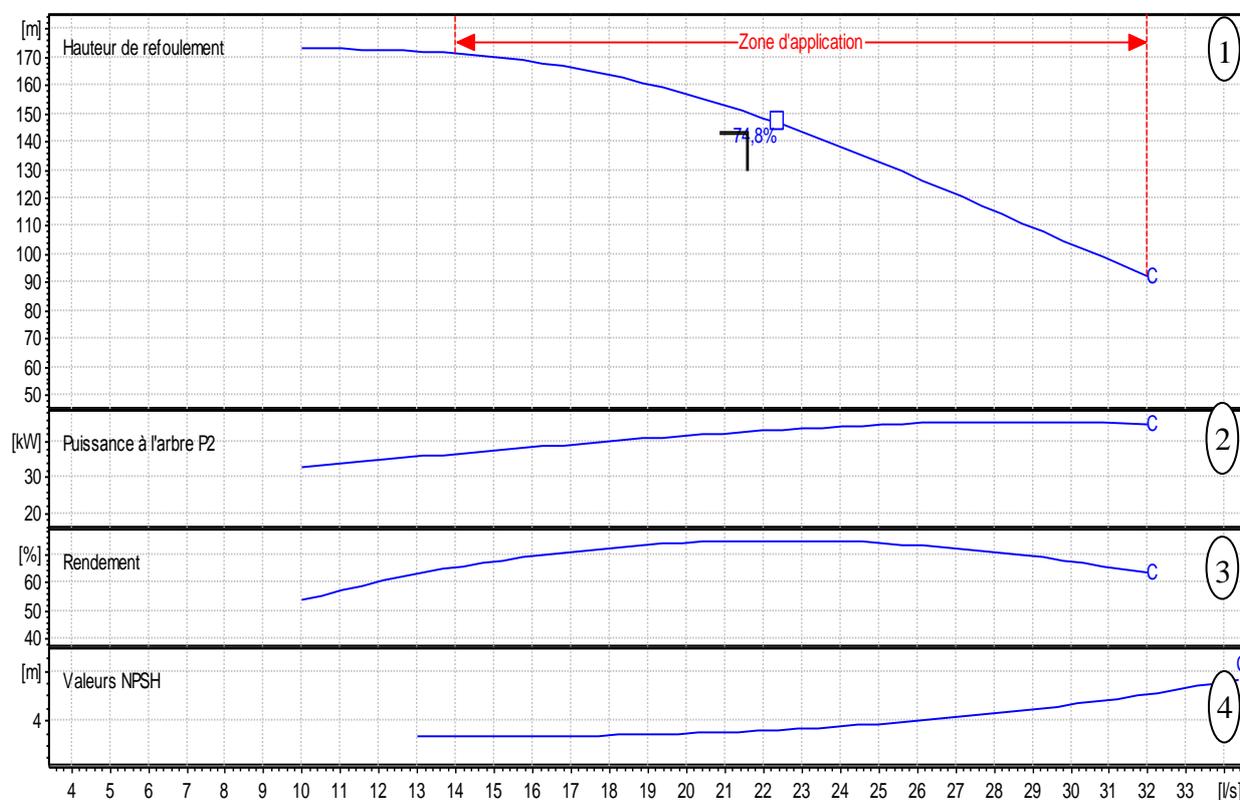


Figure 5.2: Courbes caractéristiques du groupe électropompe de la station de reprise

Courbes : N°1 (Q , H) , N°2 : (Q , P) , N°3 : (Q , n%) , N°4 : (Q , NPSH<sub>r</sub>).

## 5.5- Le point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite [HC-Q] .

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

Le fonctionnement de pompe est bon si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

*Remarque* : les pompes centrifuges à axe horizontal monocellulaires sont installées en charge pour refouler l'eau vers le réservoir projeté.

### 5.5.1- Courbes caractéristiques des conduites :

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

$$H_c = H_g + \Delta H \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

Avec :

$H_g$  : La hauteur géométrique (m)

$\Delta H$  : Les pertes de charge totales occasionnées par la conduite (m),

$$\Delta H = \Delta H_{li} + \Delta H_{si} = 1.15 \Delta H_{li} \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

Avec :

$$\Delta H_{li} = \frac{8 \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad \dots\dots\dots (5-4)$$

$\Delta H_{li}$  : Les pertes de charge linéaires (m)

$\Delta H_{si}$  : Les pertes de charge singulières (m) tel que  $\Delta H_{si} = 15\% \Delta H_{li}$

$\lambda$ : Le coefficient de frottement linéaire de perte de charge qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement (turbulent rugueux) évalué par la formule de Nikuradse :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \operatorname{Ln} \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad \dots\dots\dots (5-5)$$

Nous prenons pour les nouvelles conduites  $\varepsilon = 0.1 \text{ mm}$

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

$Q$  : Le débit refoulé par la pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$D_{ec}$  : Le diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

$g$  : L'accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

5.5.2- La courbe caractéristique de la conduite de Refoulement : Station de pompe – Réservoir de transfert de volume 200m<sup>3</sup>:

Tableau 5.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Station de pompe – réservoir de transfert de volume 200m<sup>3</sup>):

	Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H_{li}$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	143.5	1449.82	100	0.02	0	0	143,5
2	10	143.5	1449.82	100	0.02	1,85	2,12	145,62
3	14	143.5	1449.82	100	0.02	3,62	4,17	147,67
4	18	143.5	1449.82	100	0.02	5,99	6,89	150,39
5	22	143.5	1449.82	100	0.02	8,95	10,30	153,80
6	26	143.5	1449.82	100	0.02	12,50	14,38	157,88
7	28	143.5	1449.82	100	0.02	0,16	14,51	158,01
8	30	143.5	1449.82	100	0.02	0,66	16,65	160,15

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure 5.3.

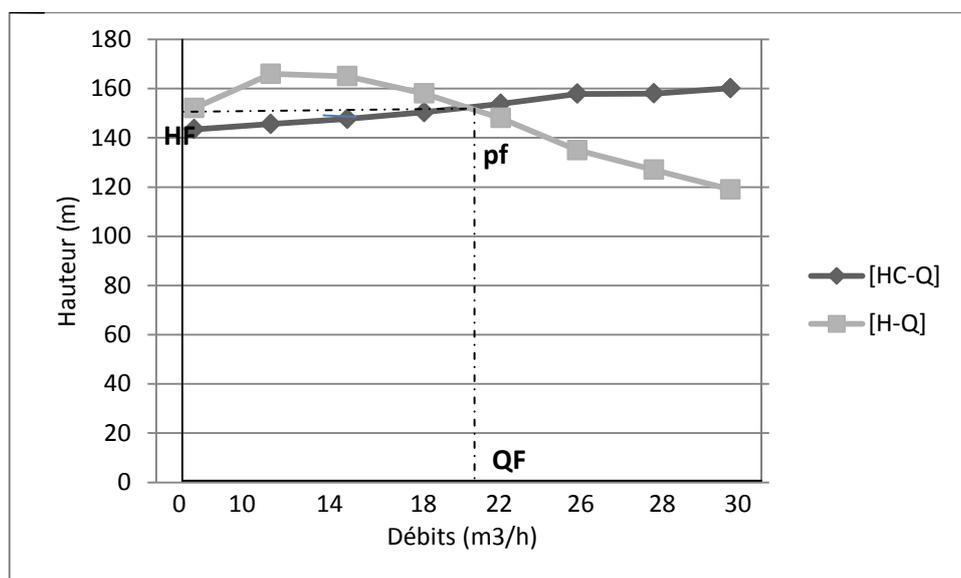


Figure 5.3 : Point de fonctionnement de la pompe

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 21,6\text{m}^3 / \text{h} = Q_{app} = 21.6\text{m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 145\text{m} \approx H_{app} = 143.5\text{m} \end{cases}$$

5.5.3- La courbe caractéristique de la conduite de Refoulement : Station de reprise – Réservoir tampon :

Tableau 5.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Station de reprise – Réservoir tampon)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	ΔH <sub>li</sub> (m)	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	137	1903	110	0.0195	0	0	137
2	10	137	1903	110	0.0195	1,47	1,69	138,69
3	14	137	1903	110	0.0195	2,88	3,31	140,31
4	18	137	1903	110	0.0195	4,76	5,47	142,47
5	22	137	1903	110	0.0195	7,11	8,17	145,17
6	26	137	1903	110	0.0195	9,93	11,42	148,42
7	28	137	1903	110	0.0195	11,52	13,24	150,24
8	30	137	1903	110	0.0195	13,22	15,20	152,20

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure 5.4

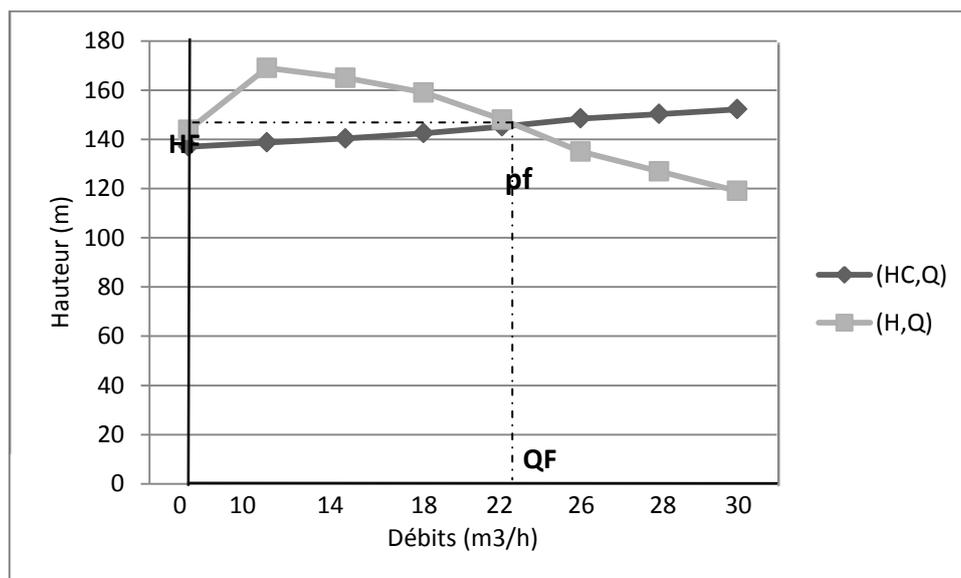


Figure 5.4 : Point de fonctionnement de la pompe

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 22m^3 / h > Q_{app} = 21.6m^3 / h \\ H_{Pf} = 143m > H_{app} = 137m \end{cases}$$

### 5.6- Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Si le débit pompé est supérieur à la demande (Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé)

Nous corrigeons cet excès par un des modes de réglage suivants :

*Réglage qualitatif* : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire que nous avons un moteur à vitesse variable.

*Réglage quantitatif* : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$n_{inst\ ap,van} = n_{inst\ av,van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v} = 69.5 * \frac{137}{150} = 63.48\% \dots\dots\dots(5-6)$$

$n_{inst\ ap,van}$  (%) : Le rendement de l'installation après le vannage

$n_{inst\ av,van}$  (%) : Le rendement de l'installation avant le vannage

$H_{app}$  : La hauteur manométrique appelée (137m)

$H_v$  : La différence entre la hauteur  $H_c$  et la hauteur appelée =  $H_c - H_{app}$

$H_c$  : La hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) (150m).

*Diminution de temps de pompage* : dans ce cas le pompage s'effectuerait dans un réservoir de transfert de volume  $200m^3$ .

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

$$T' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * T = \frac{21.6}{22} * 16 = 15.7h \dots\dots\dots(5-7)$$

T : Le temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

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

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

## 5.7- Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des deux stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Toutes les pompes sont de marque CAPRARI, de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de type CAPRARI asynchrone triphasée.

Concernant les réglages, pour la première station de pompage nous avons un débit disponible égale le débit appelé qui est  $21.6\text{m}^3/\text{h}$ , donc pas de réglage pour ce cas, mais pour la pompe de station de reprise (le débit au point de fonctionnement qui est  $22\text{m}^3/\text{h}$ ) > débit appelé, donc nous corrigeons cet excès par un vannage.

## Chapitre -6-

# Protection des conduites contre le coup de bélier

## PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

### 6.1-Introduction

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression .Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale .Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

La protection contre le régime transitoire doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en écoulement gravitaire en charge. Dans le cadre de ce chapitre, nous allons étudier d'une manière succincte les causes et les risques dus au coup de bélier, son comportement physique, les moyens de protection dans les deux cas de fonctionnement : gravitaire et refoulement.

### 6.2- Les causes du coup de bélier

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. La modification de la vitesse d'une pompe.
5. La variation d'un plan d'eau.
6. L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

### 6.3- Les risques dus au coup de bélier

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

- *Le risque de forte pression* : les coups de bélier provoquent des surpressions 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.
- *Le risque de pression négative* : une autre conséquence des coups de bélier, qui peut être l'apparition d'une pression négative. Si cette pression devient inférieure a  $-10$  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 s'aplatir 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.

- *La fatigue du tuyau* : comme autre conséquence des coups de bélier, nous pouvons 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.

## **6.4- description des phénomènes physiques [2]**

### *6.4.1- Etat d'équilibre d'un système hydraulique*

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque des forces agissant sur un système sont modifiées. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y'a un état d'équilibre permanent .en fait, il y'a un équilibre entre l'énergie disponible (ou potentiel) et les énergies dues aux mouvements (cinétique) et perdues par frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car à une échelle plus petite, nous observons que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne. C'est une manifestation de la turbulence. Pour les besoins de l'analyse que nous ferons, nous ne considérons que les effets globaux, moyens dans le temps, de la turbulence, notamment en ce qui concerne l'évaluation des forces de frottements selon le régime d'écoulement.

### *6.4.2- Perturbation de l'équilibre et effet sur les pressions*

Si nous considérons que la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nul. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération. La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et sans transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

Nous pouvons analyser un cas particulier.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse  $V_0$  pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure (6.1), peut être décrit en quatre phases.

Avec : (L) : La longueur de la conduite. (c) : la célérité de l'onde de déformation.  
 (P) : Pompe. (V) : La vitesse d'écoulement à l'instant t. ( $V_0$  : La vitesse initiale)

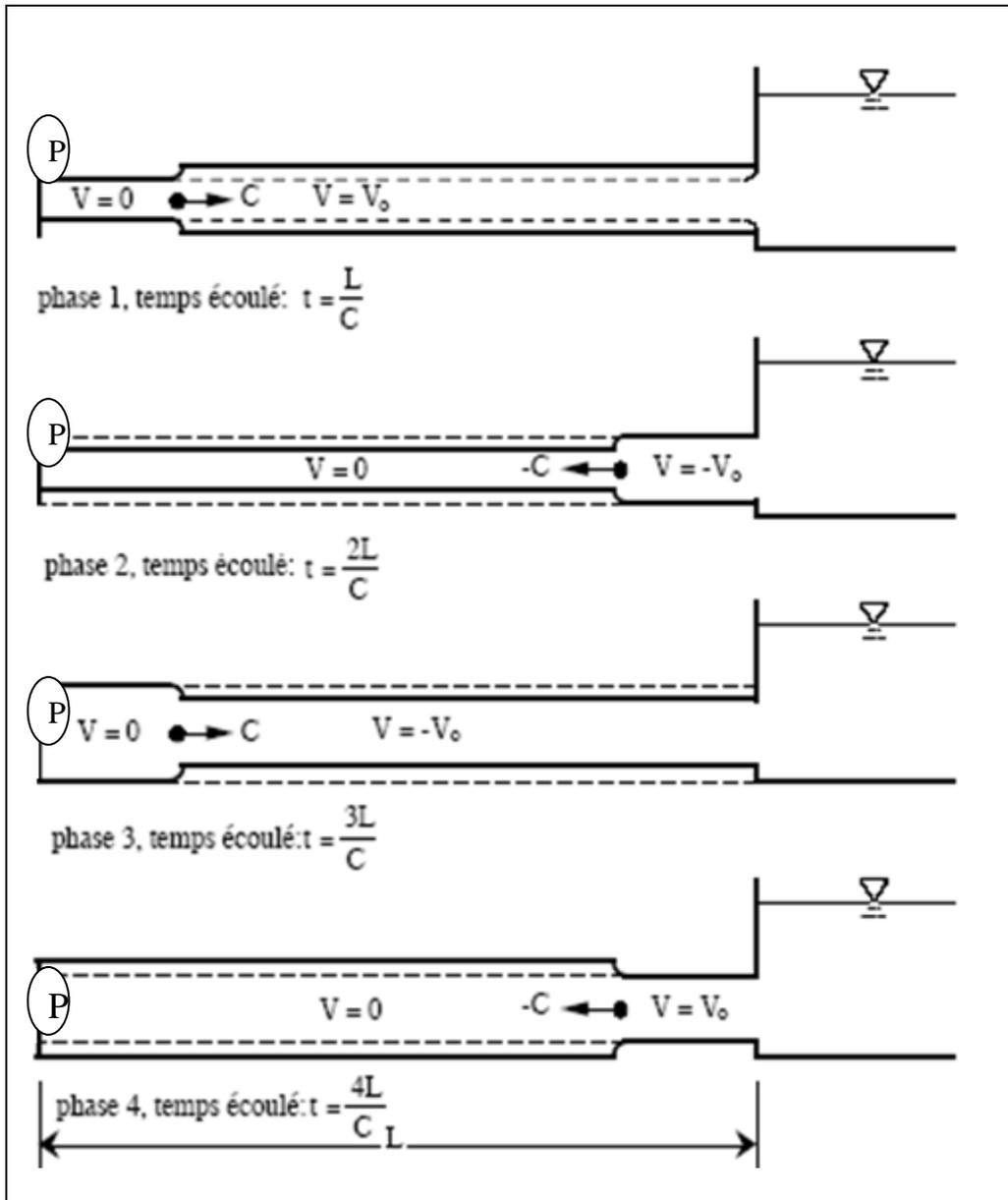


Figure 6.1 : Les étapes d'un cycle de variations de pression.

1) Au temps,  $t = 0$ , la vanne située à l'amont du système est fermée immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle, sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de

déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L', sur la célérité de l'onde de déformation (c)

2) Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir. Celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. A ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée. Entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

3) Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

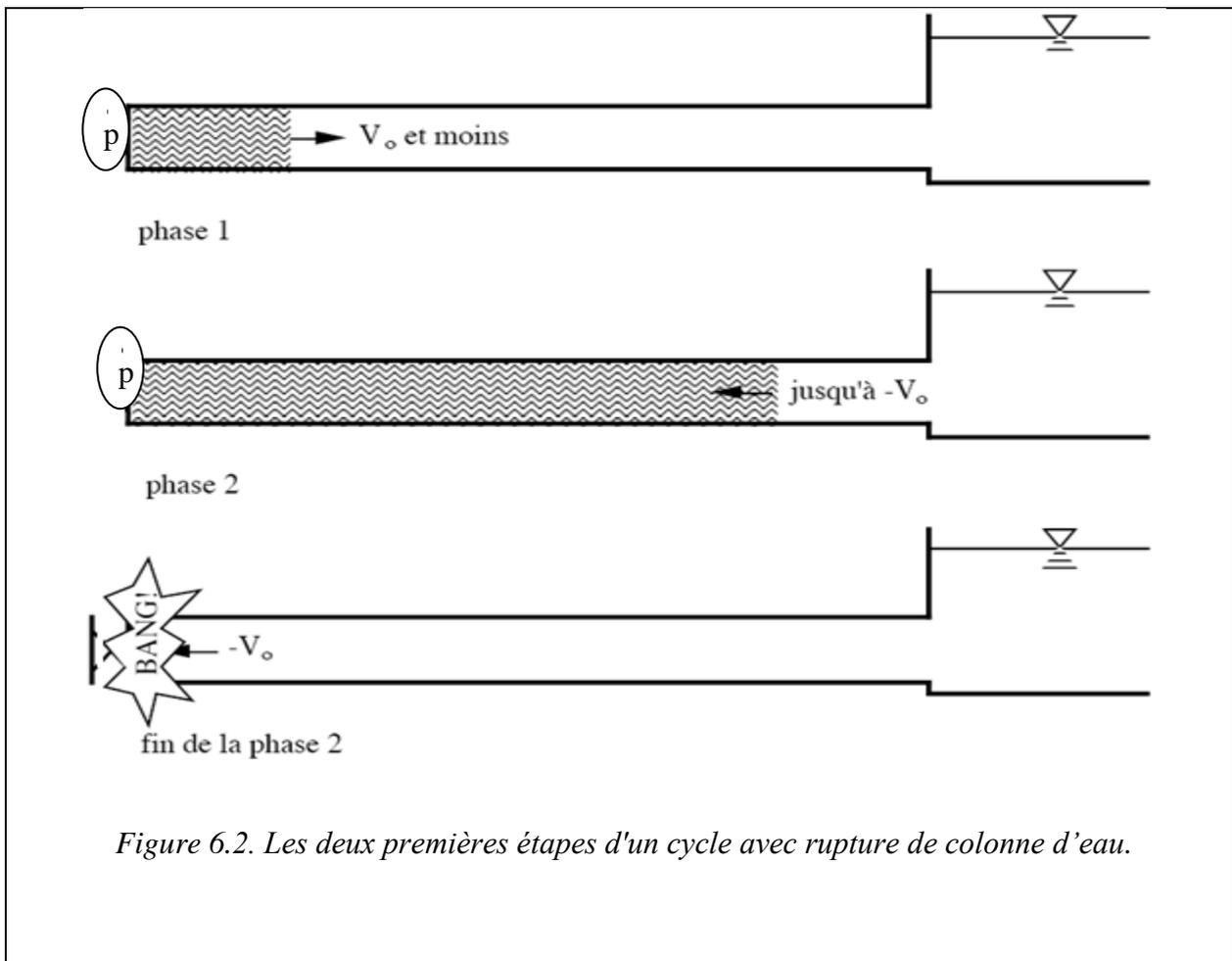
4) Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse  $V_0$  de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape (1) pourra recommencer.

Ce cycle de période  $T = 4L/c$  se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système. Toutefois, un autre cas critique est à considérer, celui de la conduite forcée ou de l'adduction gravitaire. Dans cette configuration la manœuvre d'une vanne à l'aval du système entraîne une surpression au voisinage de la vanne semblable à celle observée à l'étape 3 du cas précédent. Le phénomène suit alors les étapes 4, 1, et 2.

Dans l'exemple précédent, nous avons considéré que le fluide était parfaitement élastique quel que soit son état de contrainte, compression ou tension. Cependant, en situation réelle, un liquide se rompt en tension. Pour l'eau, une dépression d'environ -10,25 m d'eau entraîne cette rupture. Il se crée alors une cavité de vide ou presque puisqu'il y subsiste une pression de vapeur saturante.

Dans un cas concret, les conséquences de cette rupture sont nombreuses et importantes. Dans le cas que nous avons examiné précédemment, si on admet que cette rupture survient au moment de la fermeture de la vanne et à proximité de celle-ci, le comportement du système sera radicalement différent. Lors de la phase 1 (Figure. 5-2), la colonne d'eau n'est plus retenue que par la cavité de vide

et elle s'éloignera avec une vitesse initiale  $V_0$ . Puis, dans une deuxième phase, la pression négative de la cavité créera une force de rappel constante qui ralentira la colonne d'eau. Une analyse par modèle mathématique simple permet de constater que cette force de rappel finira par inverser la vitesse de la colonne d'eau et que cette dernière viendra refermer avec une vitesse proche de  $V_0$  la cavité. L'impact, en général assez violent, générera une onde de surpression qui se propagera comme dans les phases 3 et 4 du cas précédent pour recommencer, si la dépression est suffisante par un autre cycle initié par une rupture. Il est important de souligner ici que les étapes 1 et 2 ne se déroulent plus sur des périodes réglées par la célérité de l'onde de pression mais plutôt par des vitesses de l'ordre de celle de l'écoulement initial.



Ces deux exemples expliquent les bases des comportements physiques dont nous devons considérer les conséquences dans l'analyse d'une station de refoulement d'eau.

### 6.5- Etude du coup de bélier dans la conduite la conduite gravitaire

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, nous calculons le temps d'aller et retour de l'onde dans l'adduction gravitaire. Cette dernière peut nous provoquer des surpressions et des dépressions néfastes pour la tenue de la conduite.

Pour maintenir l'état de la conduite nous choisissons un RV (robinet vanne) qui sera placé à l'extrémité aval de la conduite d'adduction gravitaire et dont la loi de manœuvre doit se réaliser en un temps largement supérieur au temps d'aller-retour  $T_r$  de l'onde.

- Détermination du temps de fermeture :

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour lequel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. L'onde réfléchie atteint la vanne au bout d'une durée de temps «  $T_r$  » qui est :

$$T_r = \frac{2*L}{c} \dots\dots\dots (6 -1)$$

$T_r$  : Le temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite gravitaire (2793.3m).

Tableau 6.1: Les caractéristiques de la conduite gravitaire

Q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>N</sub> (mm)	L (m)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m /s)	Hg= h <sub>0</sub> (m)
0.006	75	2793.3	6.1	1.12	52.9

\* Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K*2*a*(1-v_m^2)*(1-v_s)}{(1-v_m^2)*a*E_s + E_m*e_m*(1-v_s)}} \dots\dots\dots (6 -2)$$

Avec :

$c$  : La célérité en [m/s]

$K$  : Le coefficient de compressibilité de l'eau ;  $K = 2.10^9$  à  $20^\circ \text{C}$ .

$\rho$  : La masse volumique de l'eau ,  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

$e_m$  (m) : L'épaisseur de la conduite (6.1mm)

$a$  (m) : Le rayon intérieur de la conduite ( $D/2$ )

$\nu_m$  : Le coefficient de poisson du matériau de la conduite ;  $\nu_m=0.4$  (PEHD)

$\nu_s$  : Le coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $\nu_s=0.33$

$E_m$  : Le module de Young du matériau de la conduite ;  $E = 1.2 \cdot 10^9 \text{ Pas}$

$E_s$  : Le module de Young du sol considéré ( $E=200\text{Mpa}$ ).

Application numérique:

$$c = 461.85 \text{ m/s}$$

$$T_r = \frac{2 \cdot 2793.3}{461.85} = 12 \text{ s}$$

\*\*Détermination de la valeur de surpression et de dépression

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

$$\Delta H_{\max} = \mp \frac{C \cdot V_0}{g} = \mp \frac{461.85 \cdot 1.12}{9.81} = \mp 52.73 \text{ m} \dots\dots\dots (6 -3)$$

➤ La surpression

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max} \quad H_s = 52.9 + 52.73 = 105.53 \text{ m} \dots\dots\dots (6 -4)$$

➤ La dépression

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max} \quad H_d = 52.9 - 52.73 = 0.17 \text{ m} \dots\dots\dots (6 -5)$$

$V_0$  : La vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

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

$H_g$  : La hauteur géométrique (52.9m).

- Application de loi de manœuvre

Avec la valeur de c nous déterminons :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{c * V_0}{g * h_0} * \frac{\Delta V}{V_0}$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{461.85 * 1.12}{9.81 * 52.9} * \frac{\Delta V}{V_0} \rightarrow$$

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 1 * \frac{\Delta V}{V_0} \dots\dots\dots (6 -6)$$

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0.2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de  $\frac{A_V}{A_{V_0}} = 0.85$

Pour  $\frac{t}{t_c} = 0.2$  nous avons en application de :

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_V}{A_{V_0}} \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \dots\dots\dots (6 -7)$$

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = 0.85 \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}}$$

En éliminant  $\frac{\Delta h}{h_0}$ , et  $h = h_0$  et  $V = V_0$ , entre (6.6) et (6.7), nous obtenons une équation de seconde

degré dont nous tirons :  $\frac{\Delta V}{V_0}$

$$1 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.85 \sqrt{1 + \frac{\Delta h}{h_0}}$$

$$\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)^2 - 2.72 \frac{\Delta V}{V_0} + 0.28 = 0$$

$$\Delta = 2.72^2 - 4 * 0.28 = 6.28 \geq 0$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{2.74 - \sqrt{6.28}}{2} = 0.107$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{2.74 + \sqrt{6.28}}{2} = 2.630$$

Nous prenons :  $\frac{\Delta V}{V_0} = 0.107$  ; et remplaçons dans l'équation (6.6) pour trouver  $\frac{\Delta h}{h_0} = 0.107$ .

Nous utilisons :

$$\left(\frac{V}{V_0}\right)_i - \left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)_{i+1} = \left(\frac{V}{V_0}\right)_{i+1} \dots\dots\dots (6-8)$$

$$\frac{h}{h_0}_i + \frac{\Delta h}{h_0}_{i+1} = \frac{h}{h_0}_{i+1} \dots\dots\dots (6-9)$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau (6.2), ils permettent de calculer les valeurs y correspondantes de  $\frac{V}{V_0}$  et  $\frac{h}{h_0}$ .

Pour  $\frac{t}{t_c} = 0.4$  l'équation (6.7) devient :

$$0.894 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.6 \sqrt{1.147 + \frac{\Delta h}{h_0}}$$

En éliminant  $\frac{\Delta V}{V_0}$  entre cette dernière équation et (6.6) :

$$0.894 - \frac{\Delta V}{V_0} = 0.6 \sqrt{1.147 + 1 * \frac{\Delta V}{V_0}}$$

Le tableau se complète suivant le procédé ci-dessus exposé jusqu'à l'instant  $t_c = 2$  s

Où la vanne achève son mouvement de fermeture. L'accroissement  $\frac{\Delta h}{h_0}$  correspondant à cette dernière étape de fermeture est celui qui est nécessaire à ce que le dernier résidu de vitesse devient égal à zéro, soit :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 1 * 0.2 = 0.2$$

Pour  $\frac{t}{t_c} = 1.2$ , l'onde de pression engendrée à l'instant  $\frac{t}{t_c} = 0.2$  réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant une grandeur de :

$$-2\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)_{t=0.2} = -0.214$$

Les dites ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à  $\frac{h}{h_0} = -0.054$  pour

$$\frac{t}{t_c} = 2 .$$

Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau 6.2 : tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne

T (s)	t/t <sub>c</sub>	A <sub>v</sub> /A <sub>v<sub>0</sub></sub>	ΔV/V <sub>0</sub>	Δh/h <sub>0</sub>	V/V <sub>0</sub>	h/h <sub>0</sub>	P(bar)
0.00	0.0	1.0	0.000	0.000	1.000	1.000	5,29
1.20	0.2	0.85	0.107	0.107	0.894	1.107	5,85603
2.40	0.4	0.6	0.184	0.184	0.710	1.291	6,82939
3.60	0.6	0.35	0.247	0.247	0.463	1.538	8,13602
4.80	0.8	0.10	0.316	0.316	0.147	1.854	9,80766
6.00	1.0	0.0	0.149	0.200	0.000	2.054	10,86566
7.20	1.2	0.0	0.000	-0.214	0.000	1.840	9,7336
8.40	1.4	0.0	0.000	-0.368	0.000	1.472	7,78688
9.60	1.6	0.0	0.000	-0.494	0.000	0.978	5,17362
10.80	1.8	0.0	0.000	-0.632	0.000	0.346	1,83034
12	2	0.0	0.000	-0.400	0.000	0.054	0,28566

Le graphe représentant dans la figure (6.3) montre l'application de la loi de manœuvre

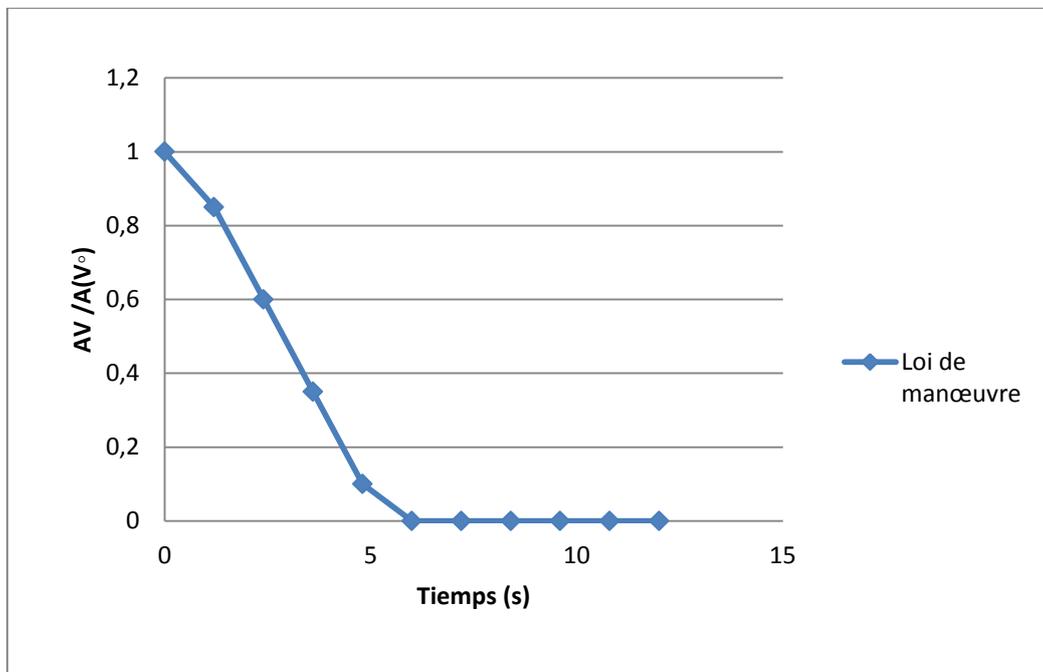


Figure 6.3 : Loi de manœuvre

- *Fermeture lente d'une vanne*

Lorsque la durée de la fermeture est longue que  $t_f = 2L/c$  les ondes réfléchies peuvent retourner à la vanne avant que celle-ci, soit complètement fermée et y réduire l'accroissement de la pression.

### 6.6 - Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Les équipements de protection ont pour fonction générale d'atténuer les variations de pression et de réduire les effets néfastes de celles-ci. En d'autres termes, il ne suffit pas de penser uniquement à réduire l'amplitude des surpressions et dépressions mais aussi, dans certains cas, empêcher la cavitation ou les inversions d'écoulement. Compte tenu de la grande variété des installations hydrauliques et de leurs modes d'opération, il n'est pas possible de considérer un équipement de protection universel et polyvalent. Nous décrirons donc, dans ce qui suit, une panoplie d'équipements avec leurs caractéristiques propres et leurs contextes d'utilisation.

- *Le volant d'inertie* : Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Par contre, son utilisation demande un volume d'encombrement suffisant et les départs de pompes ne pourront être rapides.

Le principe de calcul est basé sur la quantité d'énergie cinétique de rotation accumulée par le volant.

Dans la pratique, les points suivants doivent être considérés:

- Plus la conduite est longue plus l'inertie du système est grande et plus la masse du volant devra être importante. Nous limitons les longueurs à quelques centaines de mètres.
- Le démarrage des moteurs électriques couplés à des volants de masse importante peut demander des intensités de courant inadmissible.
- Le volant ne limite que la dépression, une protection contre les surpressions peut aussi être nécessaire.

- *La chambres ou cheminées d'équilibre* : Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau. Pour le calcul, nous considérons la relation suivante, pour évaluer la variation de la hauteur d'eau:

$$\Delta H_C = \frac{Q_0 \cdot \Delta t}{Ac} \quad \dots\dots\dots (6 -10)$$

où  $\Delta H_C$  : La variation de hauteur d'eau (m).

$Q_0$  : le débit d'échange.

$A_c$  : la section de la cheminée si cette dernière est cylindrique.

Dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

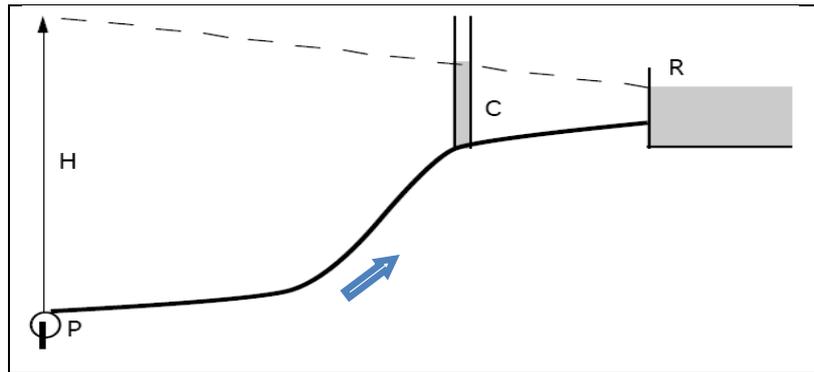


Figure 6.4 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

- *Les chambres d'équilibre unidirectionnel* : Ces chambres permettent de réduire les dépressions par admission d'un débit supplémentaire pour contrer la réduction du débit causée par une fermeture brusque ou un arrêt de pompe. Le calcul s'effectue comme pour une cheminée d'équilibre munie d'un clapet non retour.

- *Les réservoirs d'air* : Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé (figure 6-4). Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement faute de quoi, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

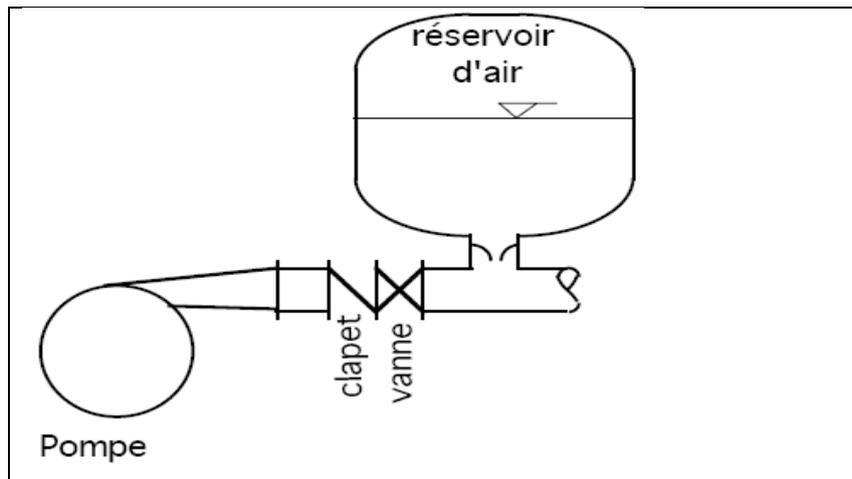


Figure 6.5 : Un réservoir hydropneumatique

Sur le plan du calcul, il faut tenir compte de l'échange de débit entre le réservoir et la conduite.

- *Les soupapes de décharge* : Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

- *Les soupapes d'admission et de purge d'air* : Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevée pour lesquels les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les sections efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

- *Le bипasse* : Un bипasse (ou by-pass) est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont aval qui court-circuite une pompe.

Remarque :

Dans notre projet, nous proposons comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

Les conduites de refoulements seront protégées par des réservoirs d'air anti bélier.

### 6.7- Calcul des réservoirs d'air [6]

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure suivante :

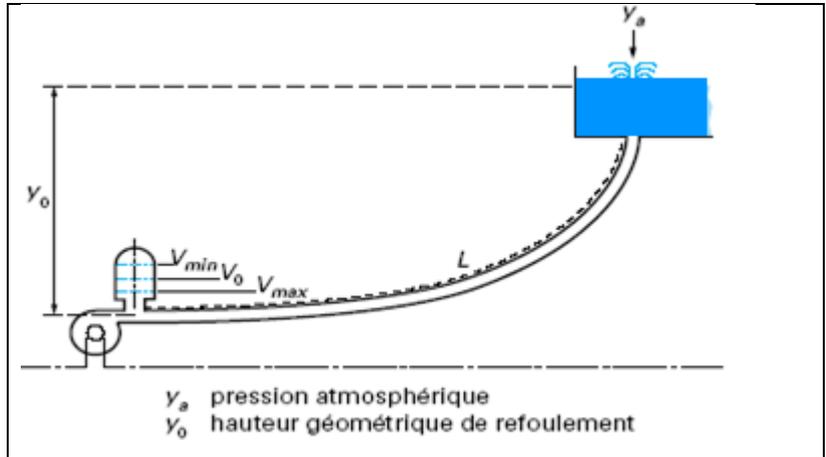


Figure 6.6 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

- *Méthode de Vibert*

La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites installations (notre cas) et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas des grandes installations

- *Méthode de Bergeron*

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

#### 6.7.1-Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert

Quand la conduite de longueur (L) et de section constante (S) a des caractéristiques uniques (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air (U<sub>0</sub>) nécessaire pour le fonctionnement normal est donné par la formule :

$$U_0 = \frac{v_0^2}{2gz_0} * \frac{LS}{f(z/z_0)} \dots\dots\dots (6 -11)$$

Avec :

LS : Le volume de la conduite à protéger (m<sup>2</sup>).

Z<sub>0</sub> = Hg+ 10 : La pression absolue en refoulement, exprimée en mètres colonnes d'eau,

$$f(Z/Z_0) = (Z_0/Z_{\min}) - \ln(Z_0/Z_{\min}) - 1$$

Telle que, 10mce : La pression atmosphérique

Hg : La hauteur géométrique (m)

V<sub>0</sub> : La vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement (m/s)

g : L'accélération de pesanteur.

Nous posons : 
$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

Nous aurons : 
$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

Dans le cas de coup de bélier :

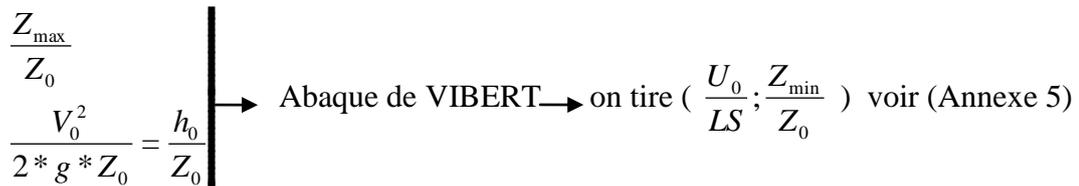
$$Z = Z_{\max} = Hg + 10 + \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots (6 -12)$$

Avec :

$\frac{cV_0}{g}$  : La valeur de coup de bélier

c : La célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule ( citée ci-dessus ) tenant compte des conduites enterrées .

Donc :



$$U_0 = \frac{U_0}{L*S} * L * S$$

Donc, nous calculons le volume U<sub>0</sub> en( m<sup>3</sup>)

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \succ U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \dots\dots\dots (6 -13)$$

U<sub>max</sub>: volume du réservoir d'air.

*Application :*

- Les données de base

Les caractéristiques des adductions de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

- Station de pompage -Réservoir de volume 200 m<sup>3</sup> : conduite1
- Station de reprise- Réservoir tampon de volume 500 m<sup>3</sup> : conduite 2.

Tableau 6.3 : Les caractéristiques des tronçons des adductions de refoulement

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S(m <sup>2</sup> )*10 <sup>-3</sup>	V <sub>0</sub> (m/s)	L (m)	Hg (m)
1	Fonte	100	7.85	0.76	1449.9	143.5
2	PEHD	110	9.5	0.63	1903	137

- Calcul de la célérité d'onde c

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 6.4: Calcul de la célérité d'onde des tronçons des adductions de refoulement:

Conduite	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	ρ(Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	□ <sub>m</sub>	□ <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa)	e <sub>m</sub> (m)	c (m/s)
1	2.07	1000	0.05	0.3	0.33	2	1*10 <sup>11</sup>	0.002	1033.9
2	2.07	1000	0.055	0.4	0.33	2	1.2*10 <sup>9</sup>	0.0066	459.36

- Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 6.5: Calcul du volume de réservoir d'air anti bélier

conduite	Z <sub>0</sub> (m)	$\frac{cv_0}{g}$	Z <sub>max</sub> (m)	h <sub>0</sub> (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Vn (Litre)
1	153.5	80.1	233.6	0.029	1.89*10 <sup>-4</sup>	1.52	4*10 <sup>-3</sup>	0.69	0.045	0.069	100
2	147	29.5	176.5	0.02	1.36*10 <sup>-4</sup>	1.2	2*10 <sup>-3</sup>	0.84	0.0362	0.044	100

Vn : Le volume normalisé (litre)

- Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (6-7) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées

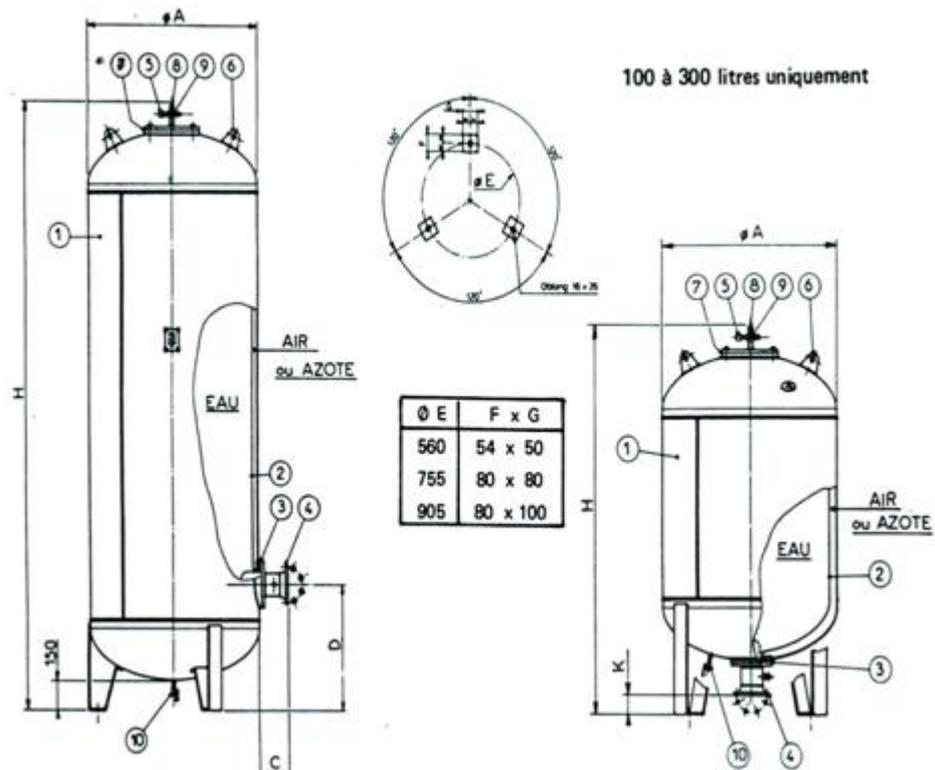


Figure 6.7 : le type du réservoir anti-bélier à choisir

- 1-Réservoir en tôle d'acier soudée. Protection peinture et extérieure.
- 2-Vessie en butyle alimentaire interchangeable.
- 3-Ensemble bride et contre-bride de serrage de vessie.
- 4-Sortie d'eau standard DN 50 ou 80à bride PN10.Option. DN100, 125 ,150.
- 5-Valve de gonflage protégée fileté mâle 1/2 gaz.
- 6-Pattes d'élingage.
- 7-Orifice de visite avec couvercle, Etanchéité par joint spécial.
- 8-Piquage Mano 1/2 gaz.
- 9-Croix de liaison femelle 1/2gaz sur air ou azote.
- 10-Purge 3/8 gaz sur Air ou Azote.

Tableau 6.6 : Caractéristiques du réservoir anti-bélier de 100 L.

Capacité	Référence	A	D	E	H	Poids (kg)
100litres	20300	630	550	560	810	62.5

Sortie	Référence	C	K	Poids (Kg)
DN 50	22222 50 SIB	182	63	10.3

### 6.7.2- L'installation du réservoir d'air

Afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la station de pompage et pour économiser le cout de génie civil le réservoir d'air sera installé à l'extérieur.

Le schéma d'installation est représenté par la figure (6.8) :

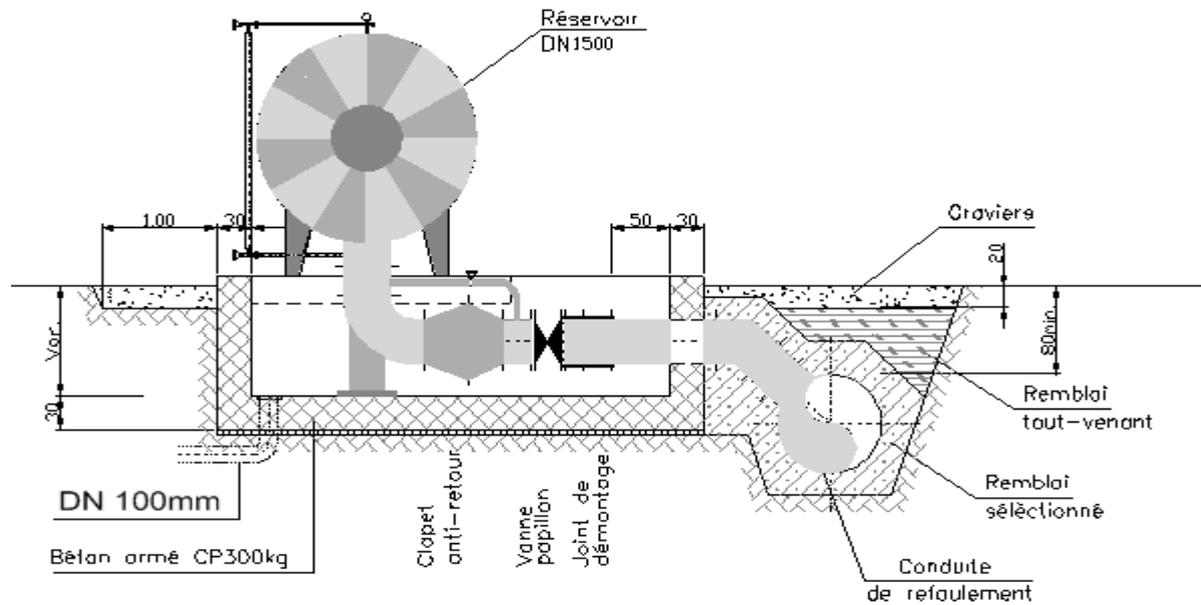


Figure 6.8 : Schéma d'installation du réservoir d'air

## 6.8- Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu la présentation du régime transitoire suite à un arrêt de pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin la surpression et la dépression en valeurs majorantes pour le cas gravitaire et refoulement.

Dimensionner le réservoir d'air par la méthode de vibert dans la conduite de refoulement pour des raisons suivantes :

- C'est une méthode simplifiée pour la détermination du volume d'air en négligeant la perte de charge qui est le cas défavorable.
- Valable pour les petites installations.

Pour la partie gravitaire nous sommes contents que de la détermination de la loi de manœuvre d'un robinet appelé à être installé à l'extrémité aval de la conduite et qui sera à fermeture lente.

## Chapitre -7-

### Pose de canalisation et accessoires du réseau d'adductions

## POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'ADDUCTIONS

### **7.1- Introduction**

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

Aussi, dans ce chapitre nous allons prendre en considération tous les cas qui pourront se présenter dans notre projet selon le tracé choisi, afin d'éclairer à l'entreprise tous les obstacles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer par la suite.

### **7.2- Pose des canalisations**

#### *7.2.1- Le principe de pose des canalisations*

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification.

Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés (présence de fissures) et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.

### 7.2.2- Traversée d'oued

La pose de canalisation à la traversée d'oued demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans notre cas le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

Dans notre projet la conduite en Fonte de diamètre 100mm de l'adduction de refoulement à partir de la station de pompage vers le réservoir de transfert devra passer par traversée d'oued.

### 7.2.3- Traversée de route

Au niveau de la traversée de la route vers Maamria, la conduite en PEHD de diamètre 110mm est placée dans un fourreau de diamètre supérieur et repose sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure 7.1).

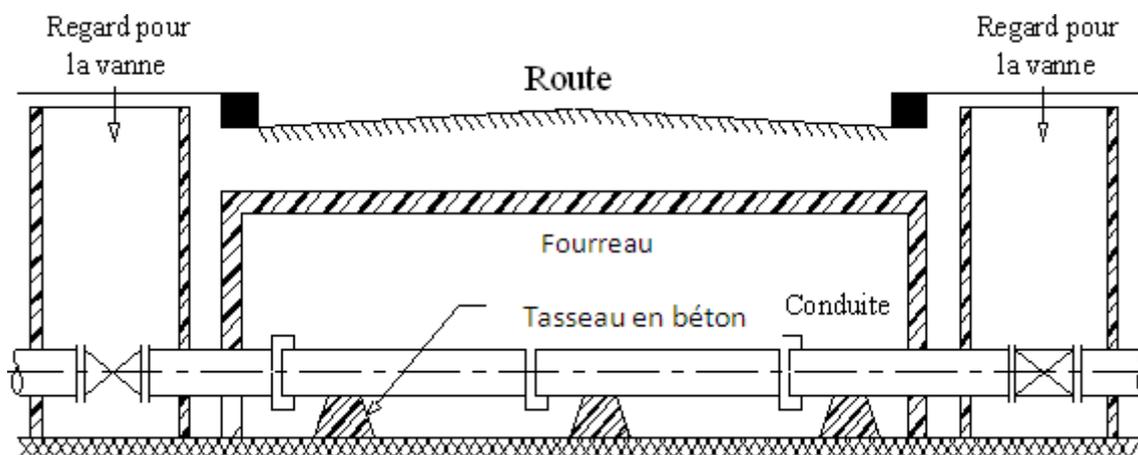


Figure 7.1 : Pose de canalisation dans un fourreau

### 7.2.4- Pose de canalisation en forte pente

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%) les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

#### 7.2.5- Essais de pression et d'étanchéité d'adduction

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité.

Le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou en gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1.8fois la pression de service et de 1.5 fois la pression en cas gravitaire.

*-Mode opératoire :*

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 100m par les robinets de sectionnement dotés de by-pass et vidange (voir les accessoires).

Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mm, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0.1bar, Nous devons vérifier l'étanchéité surtout au niveau des joints.

#### 7.2.6- La mise en eau des adductions

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2<sup>ème</sup> tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé .et ainsi de suite.

### 7.3- Les accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes et accessoires sont installés, parmi lesquels nous distinguons les robinets-vannes, les ventouses, les clapets, les organes de mesure (débitmètre, manomètre) et les accessoires anti-béliers afin de:

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidanger une conduite.

- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

### *7.3.1- Les vannes de sectionnement*

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 250m.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

#### *7.3.1.1- Les vannes d'isolement*

Ces vannes permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types :

- Les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres.
- Les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

Nous allons placer les robinets-vannes au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

#### *7.3.1.2- Les vannes à clapets de non-retour*

Ces vannes permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Remarque :

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer:

-Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.

-Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir, pour éviter sa vidange accidentelle.

### 7.3.2- Les ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges. Donc nous injectons de l'air par les ventouses dans notre cas :

- A tous les points les plus hauts.
- A tous les points hauts intermédiaires.
- Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tout les 800m) .
- Après les pompes.

Le choix de la ventouse est faite directement en fonction du diamètre de la conduite .Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

*Tableau 7.1: le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite*

Diamètre de la conduite	Type de ventouse
$D < 250\text{mm}$	D 50mm (notre cas)
$250 < D < 440\text{mm}$	D 80mm
$400 < D < 500\text{mm}$	D100mm
$500 < D < 800\text{mm}$	D150mm
$800 < D < 1000\text{mm}$	D200mm

- *Types de ventouses :*

Il existe deux types de ventouse :

- Ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression ventouse utilisé.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



*Figure 7.2: Type de ventouse utilisé (simple)*

### *7.3.3- Les vidanges*

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

A tous points bas du profil de la conduite.

D'un coté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, la ou la fermeture de celles-ci crée un point bas.

### *7.3.4- Le by-pass*

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

### *7.3.5- Les organes de mesure*

#### *7.3.5.1- Mesure de débit*

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

-Le diaphragme

-Le venturi

-La tuyère

Nous créons 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 des débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximal.

#### *7.3.5.2- Mesure de pression*

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

-Les manomètres à aiguilles

-Les manomètres à soufflet

-Maintenant il existe des manomètres électroniques donc ils sont les appareils utilisés dans cette étude.

#### *7.3.5.3- Les manomètres à soufflet*

Ces appareils 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 et au sur-chauffage

### *7.3.6- Les joints*

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques.

Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de reprise, etc).

#### **7.4- Conclusion**

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre .Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

Chapitre -8-

Organisation de chantier

Chapitre -8-  
ORGANISATION DE CHANTIER

### 8.1 INTRODUCTION

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution.

### 8.2- Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

#### 8.2.1- Enlèvement de la couche végétale

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

#### 8.2.2-Le déblai

Selon les caractéristiques du terrain ; le déblai sera réalisé mécaniquement et la profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »
- La largeur de la tranchée «  $b$  »

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour une pelle mécanique.

#### 8.2.2.1- La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr}=D+h+h_1 \dots\dots\dots(8-1)$$

Avec :

$H_{tr}$  : La profondeur de la tranchée (m).

D : Le diamètre de la conduite (m).

h : La hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons :  $h=1$  m.

$h_1$  : L'épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D \dots\dots\dots (8-2)$$

8.2.2.2- La Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m}$$

Avec :

b : La largeur de la tranchée (m)

D : Le diamètre de la conduite (m).

8.2.2.3- Le volume à excaver

$$V_D = S_t.L = (b.H_{tr}).L \dots\dots\dots (8-3)$$

Avec :

$V_D$  : Le volume du déblai ( $m^3$ )

$S_t$  : La section de tranchée ( $m^2$ ).

L : La longueur de tranchée (m).

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau 8.1 suivant :

Tableau 8.1: Calcul du volume du déblai

D (mm)	L (m)	b (m)	$H_{tr}$ (m)	$S_D$ ( $m^2$ )	$V_D$ ( $m^3$ )
100	1449.9	0.7	1.25	0.88	1275.91
110	1903	0.71	1.26	0.89	1693.67
75	767	0.675	1.225	0.83	636.61
63	2026.25	0.663	1.213	0.81	1641.26
Volume total					5247.45

- D'après ce tableau, le volume total du déblai est de  $5247.45m^3$ .

#### 8.2.2.4- Détermination de la capacité du godet

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau 8.2 : La capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m <sup>3</sup> )	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

\*Comme le volume total est inférieur à 10000 m<sup>3</sup>, nous optons pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0.3 m<sup>3</sup>.

#### 8.2.2.5- Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle en (m<sup>3</sup>/h) est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_r * K_t}{T_c * K_f} \dots\dots\dots (8-4)$$

Avec :

q : La capacité du gobet 0.3 m<sup>3</sup>.

K<sub>r</sub> : Le coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub> = 0,8 - 0,9 on prend K<sub>r</sub> = 0,8

K<sub>t</sub> : Le coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur: K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9, nous prenons K<sub>t</sub> = 0,7

K<sub>f</sub> : Le coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,2.

T<sub>c</sub> : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T<sub>c</sub>= (15-30) s, nous prenons T<sub>c</sub> = 20 s.

AN : 
$$R_p = \frac{3600 * 0.3 * 0.8 * 0.7}{20 * 1.2} = 25.2 m^3 / h$$

Si nous prenons une durée de travail de 6 heures par jour R<sub>p</sub>= 151.2 m<sup>3</sup>/j.

### 8.3- Le volume des remblais

Le volume des remblais est : 
$$V_R = S_R * L \dots\dots\dots (8-5)$$

La surface de remblai est : 
$$S_R = S_D - S_c - S_s \dots\dots\dots (8-6)$$

Avec :

S<sub>D</sub> (m<sup>2</sup>): La surface du déblai

S<sub>c</sub> (m<sup>2</sup>): La surface de la conduite (π\*D<sup>2</sup>/4)

S<sub>s</sub> (m<sup>2</sup>) : La surface du lit de sable ( b\*h<sub>1</sub>)

Tableau 8.3: Calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	S <sub>c</sub> *10 <sup>-3</sup> (m <sup>2</sup> )	S <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>R</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>R</sub> (m <sup>3</sup> )
100	1449.90	7.85	0.11	0.88	0.76	1105.04
110	1903.00	9.50	0.11	0.89	0,77	1465.31
75	767.00	4.42	0.10	0.83	0.73	559 .91
63	2026.25	3.12	0.10	0.81	0.71	1438.64
Volume total						4568.9

\*D'après ce tableau, le volume total du remblai est de 4568.9 m<sup>3</sup>.

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un angledozer.

#### 8.4- Le compactage

Le compactage ou le tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération nous utilisons un compacteur à rouleau lisse.

#### 8.5- La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin.

le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ jours} \dots\dots\dots (8-7)$$

V(m<sup>3</sup>) : Le volume du déblai du sol excavé.

R<sub>p</sub> (m<sup>3</sup>/jour): La capacité du godet en jour

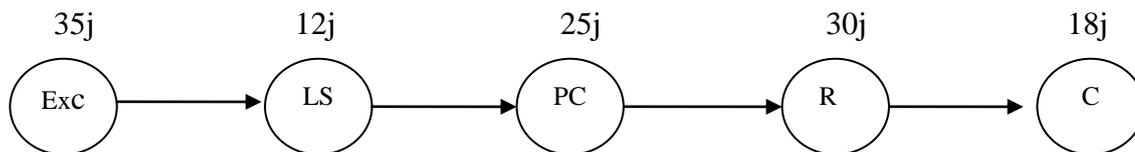
AN : 
$$T = \frac{5247.45}{151.2} = 35 \text{ jours} = 1 \text{ mois et } 5 \text{ jours}$$

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales taches sont:

- Excavation de la tranchée - Exc
- Lit de sable - LS
- Pose de conduite - PC
- Remblais – R
- Compactage – C

Donc le réseau a nœud de ces tache est représenté comme suit :



Remarque :

La durée totale du projet est de 120 jours, cette durée peut être diminuée si nous utilisons plusieurs engins et équipes de travail en même temps.

## 8.6- Devis des travaux

*Tableau 8.4 : Devis des différents travaux de pose de conduite*

Désignation de travaux	unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux (m <sup>3</sup> )	Montant (DA)
Les déblais	m <sup>3</sup>	300	5247.45	1574235
Le lit de sable	m <sup>3</sup>	150	644.15	96622.5
Les conduites	ml	2600	41	106600
Les remblais	m <sup>3</sup>	300	4568.9	1370670
Total				3148127.5

Remarque :

Le coût total du projet est de 3148127.5 DA

## 8.7 CONCLUSION

Nous avons conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de 3148127.5 DA.
- La durée du projet qui est de 120 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

## CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable des agglomérations qui se situent au nord-est de la wilaya de Médéa, savoir Guettateche et Maamria.

En premier lieu, nous avons fait une description de la zone d'étude, et collecté les données nécessaires, par la suite une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des agglomérations concernées par l'étude qui nous permettent de mener à bien notre projet .L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport à la source existante, a donné la nécessité de prévoir un réseau d'adduction à partir de forage d'oued arbia vers deux réservoirs destinés à l'alimentation des dites agglomérations Guettateche et Maamria.

Dans un second temps, un choix de variante, un dimensionnement du réseau d'adductions en utilisant comme matériau la fonte ductile et le PEHD. Le dimensionnement des différents réservoirs tampon, d'alimentation en eau et de transfert, ainsi que le choix du nombre et le type des pompes utilisées pour les conduites de refoulement ont été étudiés.

Pour la bonne tenue des conduites, la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier dans la conduite gravitaire ou en refoulement s'avère nécessaire.

En dernier lieu, pour la réalisation de notre projet nous avons développé dans un chapitre d'organisation avec quelque conseil et recommandations pour la réalisation de ce projet dans les meilleures conditions qu'elles soient.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

- [1] **BONNIN .J.** Hydraulique urbaine, édition Eyrolles, Paris 1986 .p108.
- [2] **DUPONT. A.** Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris 1997.p537.
- [3] **ERIC DROUART et MICHEL VOUILLAMOZ**, Alimentation en eau des populations menacées, édition Hermann 1999.p 481.
- [4] **JEAN PIERE BONNIVILLE** .Hydraulique appliquée aux installations d'extinction, Presse internationales polytechnique 2002. p 128.....324.
- [5] **MEUNIER .M.** Coup de bélier dans les réseaux sous pression Dunod paris, 1980.p 198.
- [6] **SALAH .B** . Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, ENSH 1994.p .11, 27, 29,72, 78, 78, 140.

# ANNEXES

Annexe -1- : Les compositions chimiques de l'eau de forage d'oued arbia

PH	7.37
Calcium	55 mg/l
Magnésium	15 mg/l
Sodium	23 mg/l
Potassium	2 mg/l
Chlorures	34 mg/l
Sulfate	46 mg/l
Bicarbonates	176 mg/l
Nitrates	13 mg/l
Minéralisation	201 mg/l

Annexe-2- : Les valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction des habitants

Nombre d'habitant	1000	1500	2000	10000	20000	50000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.5	1.3	1.2	1.15
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	0.6

Annexe -3- : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

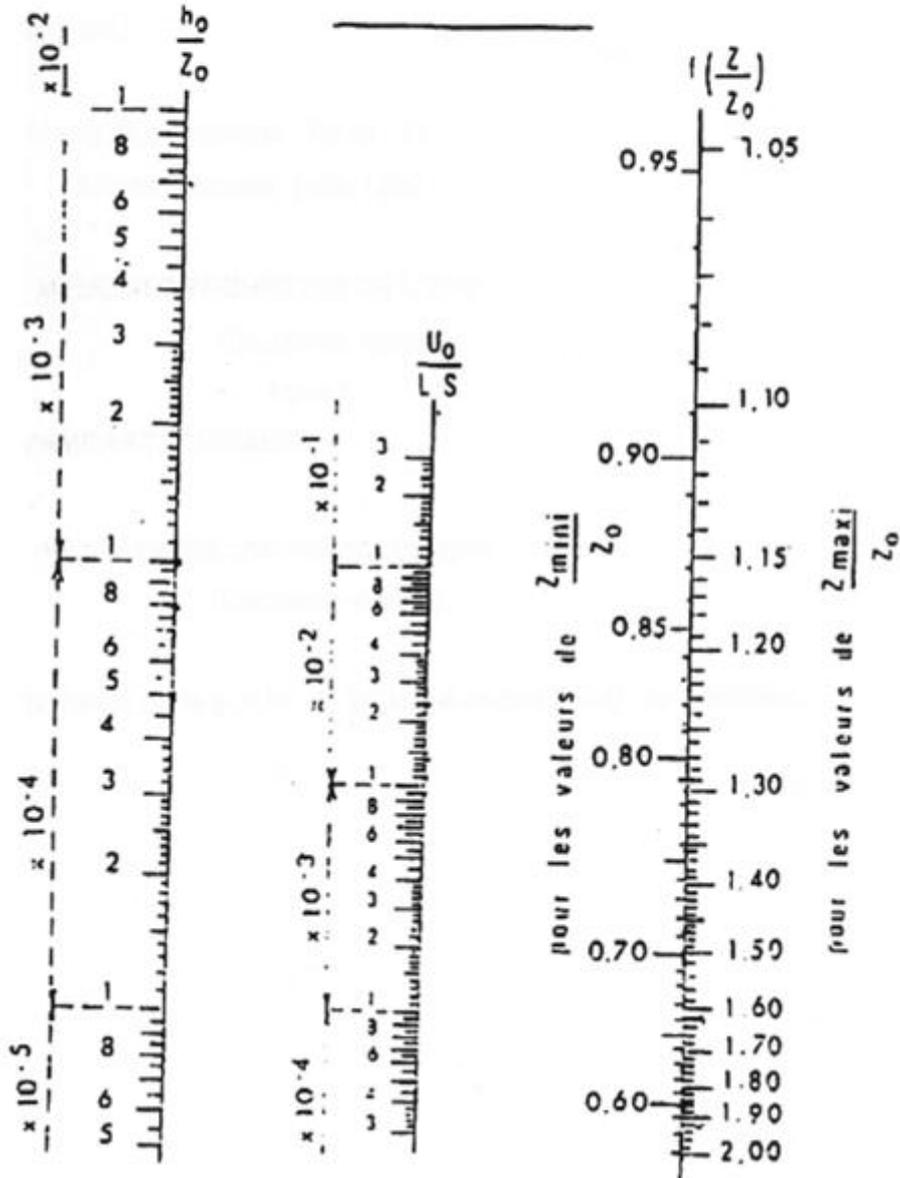
Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

Annexe -4- : Abaque de Vibert

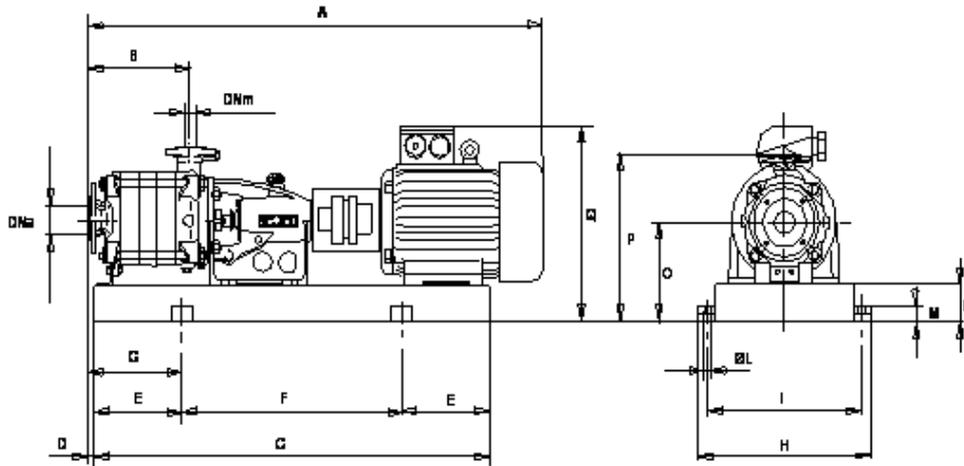
ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR



Annexe -5- :Dimensions de la pompe de type HMU40-2/6D (Pump Tutor Caprari)



A= 1471 mm  
 B= 402 mm  
 C= 1303 mm  
 D= 13 mm  
 E= 200 mm  
 F= 903 mm  
 G= 213 mm  
 H= 430 mm

I= 390 mm  
 L= 16 mm  
 M= 38 mm  
 N= 80 mm  
 O= 240 mm  
 P= 415 mm  
 Q= 490 mm

