

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Blida à partir du complexe Ouest d'Alger (SP3).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0036-12

APA Citation ( APA توثيق ):

**Berbara, Mohamed (2012). Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Blida à partir du complexe Ouest d'Alger (SP3)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

**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 :**

**RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE LA VILLE DE BLIDA A PARTIR DU  
COMPLEXE OUEST D'ALGER (SP3)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BERBARA Mohamed**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<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.B</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 2012**

# DÉDICACE

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

*À ma très chère mère et mon cher père, qui m'ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements durant toutes ces années.*

*À mon frère YOUSSEF et ma frangine AHLLEM*

*À tous les membres de la famille : BERBARA*

*À mes très chères amis : MOKHTAR, ADLEN, TAK, OUSSEMA,  
LOUNIS, ISHAK ET NASRO.*

*À tous mes amis de L'ENSH*

*À ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leur cœur.*

# Remerciements

*Avant tout propos, nous remercions « Dieu » qui nous a donné sagesse, force et santé pour achever ce modeste travail.*

*Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur : « Mr. SALAH BOUALLEM » Pour son aide et ses conseils instructifs et précieux, et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de mon projet de fin d'étude.*

*Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Mes remerciements vont à l'ensemble des membres du personnel de D.H.W de Blida pour leurs aides.*

*En fin j'adresse mes remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce travail.*

## ملخص

تعاني منطقة البلدية الكبرى حاليا من نقص فادح في المياه الصالحة للشرب و هذا المشكل يعود إلى نقص الموارد المائية في هذه المنطقة.  
يتضمن عملنا دراسة الأنابيب الناقلة للمياه الصالحة للشرب من المجمع الغربي للجزائر العاصمة و الذي يقع في بلدية المعالمة، إلى محطتي مرمان و بني تامو بغية توفير حاجياتهما من الماء.  
هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد أنابيب النقل، محطات الضخ، حجم الخزانات و حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

## *Résumé*

La zone du grand Blida souffre actuellement d'un pur déficit en eau potable, Ce problème est dû essentiellement à l'insuffisance des ressources en eau dans cette zone. Notre travail consiste à dimensionner l'adduction qui achemine l'eau potable à partir du système Ouest d'Alger (SP3) situé dans la commune de Mahalma vers les stations de Maramen et Beni Tamou, afin de satisfaire les besoins en eau de la zone du Grand Blida. Cette étude constitue le dimensionnement de l'adduction, les stations de pompage, les réservoirs et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier.

## *Obstruct:*

The region of Blida is actually suffering from a lack of drinking water and this problem is caused by the absence of hydraulic sources in this region.

Our work consists of studying the transmitting water pipes from the west of Algiers exactly in Mhalma to the stations of Maraman and Beni Tamou in order to provide its hydraulic needs.

This study consists of determining the transmitting pipes, pumping stations, the tanks capacities and protecting hoses.

# SOMMAIRE

Introduction générale : .....	1
<b>CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>	
1.1. Introduction .....	2
1.2. Situation géographique.....	2
1.3. Données naturelles du site.....	3
1.4. Situation géologique et sismicité.....	3
1.4.1 Formation géologique .....	3
1.4.2 La sismicité .....	4
1.5. Situation climatique.....	4
1.5.1 Climat.....	4
1.5.2 Pluviométrie.....	4
1.5.3 Température .....	5
1.5.4 Humidité .....	5
1.6. Ressources en eau.....	5
1.7. Alimentation en eau potable.....	6
1.7.1 Le système d'alimentation en eau potable de Blida, Bouarfa et OuledYaïch.....	6
1.7.2 Le système d'alimentation en eau potable de Beni Mered .....	8
1.7.3 Le système d'alimentation en eau potable de Chrea.....	8
1.8. Assainissement .....	9
1.9. Conclusion.....	9
<b>CHAPITRE 2 : CALCUL DES BESOINS EN EAU</b>	
2.1. Introduction .....	10
2.2. Estimation de la Population future .....	10
2.3. Calcul des besoins en eau.....	10
2.3.1 La dotation.....	11
2.3.2 Estimation des besoins en eau .....	11
2.3.3 Estimation de la consommation totale du groupement urbain du grand Blida .....	13
2.4. Variations de la consommation journalière.....	13
2.5. Variation de la consommation horaire .....	14
2.6. Calcul du déficit .....	16
2.7. Conclusion.....	16

### **CHAPITRE 3 : ETUDE DE L'ADDUCTION**

3.1. Introduction .....	17
3.2. Description du point d'alimentation.....	17
3.2.1 Ressources actuelles du complexe(SP3) .....	17
3.2.2 Ressources prévisionnelles du complexe(SP3).....	18
3.3. Description des ouvrages de réception.....	18
3.3.1 Complexe de Beni Tamou.....	18
3.3.2 Complexe de Maramen .....	18
3.4. Etude technique de l'adduction .....	18
3.4.1 Critères du choix de tracé .....	18
3.4.2 Choix du tracé .....	19
3.5. Proposition des variantes.....	21
3.5.1 Première variante .....	21
3.5.2 Deuxième variante.....	21
3.6. Choix du matériau de la conduite.....	22
3.7. Dimensionnement de l'adduction.....	23
3.7.1 Dimensionnement du tronçon gravitaire reliant le complexe SP3 et la bête d'aspiration .....	23
3.7.2 Dimensionnement de l'adduction en refoulement.....	26
3.7.2.1 Le calcul hydraulique .....	26
3.7.2.2 Caractéristiques de l'adduction .....	27
3.7.2.3 Dimensionnement du tronçon(station de pompage –réservoir Beni Tamou)....	29
3.7.2.4 Dimensionnement du tronçon (station de pompage - réservoir Maramen).....	32
3.8. Conclusion.....	35

### **CHAPITRE 4 : ETUDE DU POMPAGE**

4.1. Introduction .....	36
4.2. Généralités.....	36
4.2.1 Définition .....	36
4.2.2 Principe de fonctionnement des pompes .....	36
4.3. Choix de variantes pour les stations de pompage .....	37
4.4. Choix du type de pompe.....	37
4.5. Couplage des pompes.....	38

4.5.1	Couplage en parallèle .....	38
4.5.2	Couplage en série .....	39
4.6.	Choix du nombre de pompes.....	39
4.6.1	Refoulement (Du point de pompage vers Réservoir de Beni tamou).....	40
4.6.2	Refoulement (Du point de pompage vers Réservoir de Maramen).....	42
4.7.	Point de fonctionnement des pompes .....	44
4.7.1	Refoulement (Point de pompage – Réservoir Beni Tamou) .....	44
4.7.2	Refoulement (Point de pompage – Réservoir de Maramen) .....	45
4.8.	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	46
4.8.1	Débit du point de fonctionnement est supérieur au débit appelé .....	46
4.8.2	Débit du point de fonctionnement est inférieur au Débit appelé.....	48
4.8.3	Refoulement (Point de pompage –Réservoir Beni Tamou) .....	48
4.8.4	Refoulement (Point de pompage – Réservoir Maramen).....	48
4.8.4.1	Vannage .....	48
4.8.4.2	Diminution du temps de pompage .....	49
4.8.4.3	Rognage.....	49
4.9.	Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	50
4.9.1	Équipements en amont de la pompe.....	50
4.9.2	Équipements en aval de la pompe .....	51
4.10.	Etude du phénomène de cavitation.....	52
4.11.	Choix du moteur électrique .....	54
4.11.1	Critères de choix du moteur électrique .....	54
4.11.2	Vitesse de rotation du moteur.....	54
4.11.3	Puissance fournie par le moteur .....	54
4.12.	Bâtiment de la station de pompage et son génie civil .....	55
4.12.1	Partie souterraine.....	55
4.12.2	Partie supérieure du bâtiment .....	56
4.12.3	Dimensionnement du bâtiment .....	56
4.12.3.1	La hauteur du bâtiment.....	57
4.12.3.2	Largeur du bâtiment .....	57
4.12.3.3	Longueur du bâtiment .....	57
4.13.	Conclusion.....	58



## CHAPITRE 5 : ETUDE DES RESERVOIRS

5.1. Introduction .....	59
5.2. Fonctions des réservoirs .....	59
5.3. Emplacement des réservoirs .....	60
5.4. Calcul des capacités des réservoirs .....	60
5.4.1 Estimation de la capacité de la bêche d'aspiration.....	60
5.4.2 Forme de la bêche d'aspiration .....	61
5.4.3 Estimation de la capacité des réservoirs de réception .....	61
5.4.4 Forme du réservoir tampon .....	62
5.5. Les équipements du réservoir .....	63
5.5.1 Conduite d'arrivée.....	63
5.5.2 Conduite de départ.....	64
5.5.3 Conduite du trop-plein .....	64
5.5.4 Conduite de vidange.....	65
5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	65
5.6.1 Système à deux prises .....	65
5.6.2 Système à siphon .....	66
5.7. Entretien des réservoirs .....	66
5.8. Hygiène et sécurité .....	66
5.9. Conclusion.....	67

## CHAPITRE 6 : PROTECTION DE L'ADDUCTION

6.1.Introduction .....	68
6.2. Définition .....	68
6.3. Causes et effets du coup de bélier .....	68
6.3.1 Les causes du coup de bélier .....	68
6.3.2 Les risques dus aux coups de bélier .....	68
6.3.2.1 Cas de la surpression .....	69
6.3.2.2 Cas de dépression .....	69
6.3.2.3 Fatigue de la conduite .....	69
6.4. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier .....	69
6.4.1 Description des phénomènes physiques dans une conduite de refoulement .....	70
6.4.2 Calcul des réservoirs d'air.....	72

6.4.3 Application .....	74
6.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier .....	74
6.6. Pose de canalisation .....	76
6.6.1 Principe de pose de canalisations .....	77
6.6.1.1 Réalisation des fouilles.....	77
6.6.1.2 Aménagement du lit de pose .....	78
6.6.1.3 Préparation à la canalisation.....	78
6.6.1.4 La mise en place des canalisations .....	78
6.6.1.5 Epreuve des joints et canalisation principale .....	78
6.6.1.6 Remblai des tranchées .....	79
6.6.2 Traversée d'une rivière.....	79
6.6.3 Pose de canalisation en pente .....	79
6.6.4 Pose des conduites en traversées des routes.....	80
6.6.5 Butée et amarrage.....	80
6.7. Accessoires .....	80
6.7.1 Robinets vannes.....	81
6.7.2 Clapets anti retenue .....	82
6.7.3 Ventouses .....	82
6.7.4 By-pass .....	82
6.7.5 Joints de raccordement .....	82
6.7.6 Organes de mesure .....	83
6.7.6.1 Mesure de débit .....	83
6.7.6.2 Mesure de pression .....	83
6.7.7 Organes de raccordement .....	84
6.7.7.1 Coudes .....	84
6.7.7.2 Cônes.....	84
6.7.7.3 les manchons .....	84
6.8. Conclusion.....	85
Conclusion générale .....	86

# LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau 1.1 : Données climatiques .....	5
Tableau 1.2 : Ressources actuelles de grand Blida .....	9

## CHAPITRE 2 : CALCUL DES BESOINS EN EAU

Tableau 2.1 : Répartition démographique à l'horizon(2035).....	10
Tableau 2.2 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Blida .....	12
Tableau 2.3 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Bouarfa.....	12
Tableau 2.4 : Estimation de la consommation domestique de la commune d'Ouled Yaich....	12
Tableau 2.5 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Beni Mered....	12
Tableau 2.6 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Chrea .....	13
Tableau 2.7 : Estimation de la consommation totale du groupement urbain du grand Blida .	13
Tableau 2.8 : Estimation de la consommation journalière totale .....	14
Tableau 2.9 : Variations du débit horaire de la consommation en eau potable.....	15
Tableau 2.10: Déficits en eau potable de la zone d'étude.....	16

## CHAPITRE 3 : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau 3.1 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types des tuyaux .....	24
Tableau 3.2 : Calcul de la HMT du tronçon,station de pompage –réservoir Beni Tamou.....	30
Tableau 3.3 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre (station de pompage –réservoir Beni Tamou) .....	30
Tableau 3.4 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (station de pompage –réservoir Beni Tamou).....	30
Tableau 3.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (station de pompage –réservoir Beni Tamou) .....	31
Tableau 3.6 : Calcul de la Hmt du tronçon, station de pompage – réservoir Maramen.....	32
Tableau 3.7 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre (station de pompage – réservoir Maramen).....	32
Tableau 3.8 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (station de pompage – réservoir Maramen) .....	33
Tableau 3.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (station de pompage – réservoir Maramen) .....	33

Tableau 3.10:Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction .....	34
---	----

#### **CHAPITRE 4 : ETUDE DU POMPAGE**

Tableau 4.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (premier système) ....	40
Tableau 4.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (deuxième système).	42
Tableau 4.3 : Caractéristiques de la conduite de refoulement (Point de pompage – Réservoir Beni Tamou) .....	44
Tableau 4.4 : Caractéristiques de la conduite de refoulement (Point de pompage – Réservoir Maramen).	45
Tableau.4.5 : Pression atmosphérique en fonction de la côte. ....	53
Tableau.4.6 : Pression de vapeur en fonction de la température. ....	53
Tableau 4.7 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	55

#### **CHAPITRE 6 : PROTECTION DE L'ADDITION**

Tableau 6.1 : Les caractéristiques des conduites de refoulement.....	74
Tableau 6.2 : Calcul de célérité d'onde des conduites de refoulement.....	74
Tableau 6.3: Calcul du volume de réservoir d'air.....	74
Tableau 6.4: Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne . ....	76

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE 3 : ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure 3.1 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (station de pompage – réservoir Beni Tamou). .....	31
Figure 3.2 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (station de pompage – réservoir Maramen) .....	34

## CHAPITRE 4 : ETUDE DE POMPAGE

Figure 4.1 : Couplage de deux pompes différentes en parallèle .....	38
Figure 4.2 : Couplage de deux pompes identiques en parallèle. ....	38
Figure 4.3 : Couplage de deux pompes identiques en série .....	39
Figure 4.4 : Couplage de deux pompes différentes en en série.....	39
Figure 4.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZRBH 2/125C .....	41
Figure 4.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZRBH 2/125A .....	43
Figure 4.7 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle (premier tronçon)...	45
Figure 4.8 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle (deuxième tronçon)	46
Figure 4.9 : Mode de réglage par rognage. ....	50
Figure 4.10 : Schéma représentatif de la partie souterraine du bâtiment .....	55

## CHAPITRE 5 : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure 5.1 : Arrivée par-dessous (Par le fond) .....	64
Figure 5.2 : Arrivée par dessous (Par le bas) .....	64
Figure 5.3 : Conduite de départ .....	64
Figure 5.4 : Conduite de vidange et de trop plein. ....	65

## CHAPITRE 6 : PROTECTION DE L'ADDUCTION

Figure 6.1 : Etapes de variation de pression.....	70
Figure 6.2: Graphe représentant la loi de manœuvre. ....	76
Figure 6.3: Pose de canalisation en pente .....	80

## **LISTE DES PLANCHES**

PLANCHE N°1 : Plan de situation de l'adduction.

PLANCHE N°2 : Profil en long de l'adduction gravitaire.

PLANCHE N°3 : Profil en long de l'adduction en refoulement (bâche d'aspiration - réservoir Beni Tamou).

PLANCHE N°4 : Les accessoires dans un système d'adduction d'eau potable.

PLANCHE N°5 : Plan de la station de pompage.

# ***INTRODUCTION GENERALE***

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'eau joue un rôle très important dans la continuité de la vie sur terre, elle a été la priorité de l'être humain dans sa vie. L'homme a utilisé cette eau comme source de vie, et de développement socio- économique. Cette ressource devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier, cela est dû à son inégale répartition, à la forte croissance démographique, au changement climatique et à la pollution des ressources en eau.

En Algérie, la problématique de l'eau sera une préoccupation majeure durant ce siècle, nos ressources en eau deviennent de plus en plus limitées et difficiles à exploiter. Toutes ces ressources sont conditionnées par les précipitations très irrégulières dans le temps et dans l'espace. Devant une telle situation, et pour lutter contre ces problèmes des eaux, le pays a adopté une stratégie de transferts des eaux, Il a poursuivi ses efforts par des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer, afin de promouvoir leur utilisation.

Dans ce sens et dans le cadre de notre projet de fin d'études, la zone du Grand Blida souffre de l'insuffisance de l'eau, donc nous essayons de renforcer leur alimentation en eau potable à partir d'une ressource suffisante, nous allons étudier l'adduction en eau potable qui consiste à acheminer l'eau à partir du système Ouest d'Alger (SP3) situé dans la commune de Mahalma vers les stations de Maramen et Beni Tamou. Cette adduction comporte des tronçons en refoulement et gravitaire. L'étude comporte : Etude de variantes des adductions Etude du pompage, et étude de réservoirs de relai et de réception.



# ***CHAPITRE 1***

## ***DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE***

*Chapitre - 1-*

DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

**1.1.Introduction**

L'agglomération reconnaît actuellement un problème dans le domaine d'alimentation en eau potable vu l'accroissement démographique. Pour entamer notre étude, il est nécessaire de connaître les caractéristiques physiques et notamment hydrauliques du lieu et les facteurs qui influent sur l'élaboration de ce dernier. Pour cela nous devons connaître certaines données qui concernent:

- la géographie du site
- la démographie
- les données naturelles du site.
- la géologie du site
- la situation climatique du site
- Le système d'alimentation en eau potable et la ressource

Ces données une fois obtenues nous serviront de base pour l'élaboration des prochains chapitres utiles pour le dimensionnement du système d'alimentation en eau potable.

**1.2. Situation géographique**

La wilaya de Blida est située dans la partie nord du pays, dans la zone géographique du Tell central. Elle compte 25 communes et 10 daïras.

La wilaya de Blida s'étend sur une superficie de : 1.478,62 Km<sup>2</sup>. Le chef-lieu de Wilaya, se situe au point de croisement des coordonnées géographiques de 2°50' (méridien) et 36°32' (parallèles), environ à 45 Km au Sud-Ouest de la capitale « Alger », relié par la RN1 à Alger, Koléa, Médéa.

La ville de Blida s'élève à 260 m d'altitude, la population est estimée à 1,054 million d'habitants. La wilaya s'étend au Sud des Wilayas d'Alger et Tipaza suivant un axe Est/Ouest. Selon le découpage administratif, la wilaya de Blida est limitée par :

- les Wilayas de Bouira et Boumerdes à l'Est ;
- la Wilaya d'Alger au Nord ;
- la Wilaya de Tipaza au Nord / Ouest ;
- la Wilaya d'Ain Defla à l'Ouest ;
- la Wilaya de Médéa au Sud.

Dans cette étude nous nous intéressons à la zone du grand Blida, qui est composée de cinq communes, qui sont: Blida; Bouarfa, OuledYaich; Beni Mered; et Chrea.

Cette zone d'étude est limitée par :

- les communes de Bouinan, Guerrouaou et soumaa à l'Est;
- les communes de Benkhellil, Beni tamou, et Oued El Alleug au Nord;
- la commune de Chiffa à l'Ouest
- la Wilaya de Médéa au Sud.
- la commune de Hammam Melouane au Sud / Est

### **1. 3. Données naturelles du site**

#### *Topographie et relief*

La zone d'étude se situe à la limite de la chaîne Tellienne interne et les plaines de la Mitidja. Sa topographie présente trois parties :

- Le piémont de l'Atlas Blidéen (avec un fort degré de déclivité) ;
- L'extension des vallées de la Chiffa avec une pente qui se situe entre (0 et 8) ° ;
- La plaine de la Mitidja avec une faible pente.

### **1.4. Situation géologique et sismicité**

#### *1.4.1 Formation géologique*

Les principales formations géologiques reconnues dans la Mitidja, sont les suivantes :

##### *- Pliocène Marin*

Le Pliocène marin constitue l'essentiel du bourrelet du Sahel et une partie du remplissage de la Mitidja. A sa base, en bordure des massifs anciens, reposent des marnes grises ou gris bleuâtre (200 m d'épaisseur) correspondant à des dépôts de mer profonde. Ces marnes bleues parfois sableuses, renferment une faune datée du Plais ancien.

##### *- Pliocène Continental*

Seul le Pliocène supérieur est continental. Assimilé au Villafranchien inférieur, il repose en légère discordance sur le Pliocène marin. L'épaisse série de marnes de (Maison Carrée) est rattachée au Pliocène marin, il s'agit d'une alternance d'argiles, de marnes jaunes collantes, d'argiles graveleuses, et de quelques lits de graviers et de sables. La perméabilité de cette formation est faible.

- *Quaternaire*

Le Quaternaire ancien est peu représenté dans la Mitidja. On rattache au Quaternaire moyen la base des formations grossières qui combrent les chenaux profonds creusés dans les marnes du Pliocène continental. Ces dépôts constituent de bons aquifères (Chiffa, Mazafran). La majeure partie du piémont de l'Atlas (Blida) est de cet âge. Ce sont des alluvions fluviales à éléments subanguleux dispersés dans une matrice argilo-terreuse rouge ou brun-rouge.

Dans la plaine ce sont des limons gris, des argiles noires ou bleues de sols asphyxiés qui passent à des limons sableux en bordure de piémont. Près des oueds, il s'agit de limons caillouteux.

#### *1.4.2 La sismicité*

La région de Blida est une région sismique car la plaine de la Mitidja est une zone d'affaissement permanent depuis le Miocène bordée de deux blocs positifs ascendants constitués par l'Atlas et le Sahel.

L'affaissement de la Mitidja provoque une subsidence continue. L'axe de subsidence orienté NE- SW, est parallèle au Sahel (Halloula – Mazafran – Harrach).

Les particularités tectoniques régionales sont bien apparentes d'un point de vue morphologique.

### **1.5. Situation climatique**

#### *1.5.1 Climat*

Le climat de la ville de Blida est méditerranéen, doux et humide en hiver et chaud et sec en été. Distant de 22 Km de la mer, elle subit l'influence marine.

Pour l'estimation des précipitations, la station pluviométrique de Chréa a été prise comme référence

#### *1.5.2 Pluviométrie*

Les pluies sont importantes dans la région. Elles sont conséquentes en période hivernale (décembre à mars). Le cumul pluviométrique annuel moyen varie entre 532 mm, à Ben Khellil, au Nord, et 894 mm, à Chréa, dans le Sud. Les précipitations atteignent leur apogée en Décembre et Février qui donnent environ 30 à 40% des précipitations annuelles. Inversement, les mois d'été (juin, août) sont presque toujours secs.

### 1.5.3 Température

Les températures sont généralement liées aux saisons, une saison froide d'Octobre à Janvier, et une saison humide qui peut descendre à moins de zéro.

Une saison chaude où la température peut atteindre plus de 40°C. Le tableau 1.1 présente les températures de la région.

### 1.5.4 Humidité

Le taux d'humidité varie en fonction des saisons, pendant l'été, l'humidité peut atteindre 57% et 82% pendant la période hivernale de décembre à janvier.

Tableau 1.1 : Données climatiques (année 2009/10)

Mois	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun
T <sub>moy</sub> (°C)	24.89	23.48	18.1	12.38	11.94	14.05	13.6	16.10	22.10	24.4	28.1	28.0
T <sub>min</sub> (°C)	17.0	15.5	10.5	06.0	05.5	06.0	03.5	12.0	13.0	18.0	21.0	20.5
T <sub>max</sub> (°C)	32.5	37.0	26.5	21.5	20.0	24.5	27.0	25.0	37.5	31.5	35.5	39.0
Pv(mm)	43.1	23.3	68.0	176.7	11.4	51.3	153.7	102.8	15.5	14.3	3.7	14.3
E <sub>vap</sub> (mm)	140.2	130	78.2	33.9	41.3	62.7	82.1	70.8	166.4	190.8	241.9	192.3
Vent moy(Km/h)	3.06	2.49	2.09	2.56	2.08	4.20	3.59	3.02	3.07	3.51	3.6	4.07
Humidité maxi	93.0	93.0	92.0	91.0	91.0	91.5	93.0	90.5	91.0	89.5	89.0	89.0
Humidité mini	00.0	00.0	00.0	26.5	04.5	00.0	15.5	00.0	00.0	0.0	0.0	0.0

Source : ANRH (Blida)

## 1.6. Ressources en eau

La Wilaya de Blida fait partie de la Région hydrographique (Algérois Hodna Soummam).

Couvrant les bassins versants des Côtiers algérois, Sébaou, Isser, Soummam et Chott Hodna. Elle fait partie de la région centrale de l'Algérie du Nord considérée comme la plus urbanisée, la plus industrialisée et également la plus riche sur le plan agricole.

Ce constat place les ressources en eau au cœur d'une problématique très difficile. Les ressources devenant rares et coûteuses pour être mobilisées.

### - Eau de surface

La plaine de la Mitidja est traversée, du Sud au Nord, par plusieurs Oueds nés dans l'Atlas qui franchissent le Sahel par des "cluses". Elles sont cependant très peu mobilisées en raison de la faiblesse des équipements de mobilisation de ces eaux, dans la Wilaya.

L'alimentation en eau potable effectuée à partir du captage des sources et cours d'eau ou des Oueds et dans notre zone d'étude elle concerne les communes de : Bouarfa, Chréa.

- *Eaux souterraine*

Une nappe importante, principalement alimentée par les eaux de l'Atlas, dite nappe de la Mitidja est localisée dans la plaine. Cette nappe est actuellement fortement surexploitée.

- *Transfert des eaux*

Dans la wilaya de Blida nous ne trouvons pas des grands transferts qui peuvent satisfaire les besoins de l'eau potable.

### **1.7. Alimentation en eau potable**

La description du système d'Alimentation en eau potable actuel de grand Blida est composée de trois systèmes principaux qui sont :

#### *1.7.1 Le système d'alimentation en eau potable de Blida, Bouarfa et OuledYaïch*

Les prélèvements pour l'alimentation en eau potable de Blida, Bouarfa et Ouled Yaïch sont effectués :

Dans la nappe de la Mitidja (trois champs captants) ;

Dans des Oueds (quatre prises) ;

Par des captages de sources (deux captages).

Nous avons trois champs captant qui sont identifiés :

- *Champ captant de Béni Tamou*

La station de pompage du champ captant de Beni Tamou refoule un débit de 15300 m<sup>3</sup>/j dans une conduite de diamètre 800 mm puis 600 mm et de longueur 7240 m jusqu'à la ville de Blida, puis elle se sépare en deux conduites :

Une conduite en acier et en PEHD de diamètre 350 mm et de longueur 1325 m alimente le réservoir Touares (au sol circulaire de volume 5000m<sup>3</sup> calés à la côte 265 NGA) ;

Une conduite en fonte de diamètre 600 mm et de longueur 1150 m alimente le réservoir (au sol rectangulaire de volume 4 x 5 000 m<sup>3</sup> calés à la côte 270 NGA).

- *Champ captant de Maramane*

La station de pompage du champ captant de Maramane refoule un débit de 16500 m<sup>3</sup>/j dans une conduite en acier de longueur 7512 m et de diamètre 800 mm puis 700 mm, 600 mm et 500 mm, jusqu'au réservoir (au sol rectangulaire de volume 2 x 5000 m<sup>3</sup> calés à la côte 263,5 NGA), de la ville de Bouarfa

- *Champ captant de Chiffa*

La station de pompage du champ captant de Chiffa refoule un débit de 8400 m<sup>3</sup>/j dans une conduite en béton de diamètre 500 mm et de longueur 7300 m jusqu'au réservoir (au sol rectangulaire de volume 4000 m<sup>3</sup> calés à la côte 281 NGA) du Centre-Ville de la ville de Blida.

- *Prises d'eau dans les Oueds Bab m'Hamed, Oued Hanous, Tabarkachent*

Les eaux captées sont acheminées gravitairement vers une chambre de chloration situé en aval de la capacité de Sidi El Kébir.

Depuis cette chambre, une conduite de diamètre 500 mm et de longueur 2350 m en acier fait transiter un débit de 6100 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir Centre-ville (au sol rectangulaire de volume 4000 m<sup>3</sup> calés à la côte 281 NGA).

- *Prise d'eau de Ben Achour*

Les eaux prélevées sont actuellement acheminées gravitairement vers le réservoir Touares par une conduite de diamètre 100 mm en acier qui véhicule un débit de 1200 m<sup>3</sup>/j, sur une longueur de 1450 m.

- *Captages des sources Fontaine Fraîche et Platane*

Les eaux de la source de Fontaine Fraîche sont acheminées vers le réservoir Centre-ville par une conduite en fonte de 300 mm de diamètre et de longueur 800 m qui véhicule un débit de 2000 m<sup>3</sup>/j, sur la conduite d'adduction.

Les eaux de la source Platane sont acheminées directement vers les réseaux de distribution à l'aide d'une conduite en fonte de 200 mm de diamètre, de longueur 2520 m et un débit de 1300 m<sup>3</sup>/j.

*1.7.2 Le système d'alimentation en eau potable de Beni Mered*

Les prélèvements pour l'alimentation en eau potable de Béni Mered sont effectués au niveau de deux sites de production :

- *champ captant de Beni Mered*

Ce site comprend huit forages, dont six qui refoulent vers le réservoir (de volume 1000 m<sup>3</sup> sur tour) de Beni Mered avec une conduite en Acier de diamètre 300mm et deux forages qui alimentent directement le nouveau réservoir (de volume 1000 m<sup>3</sup> sur tour calés à la côte 143,77 NGA) de Hai Fettel avec une conduite en PVC de 160mm, (le débit total est de 4300 m<sup>3</sup>/j).

- *champ captant de Diar El Bahri*

Il comprend deux forages qui alimentent une station de reprise, Cette dernière alimente le réservoir sur tour d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> avec une conduite en PEHD de 315 mm de diamètre et de longueur 4500 m avec un débit de 970 m<sup>3</sup>/j. du secteur Diar El Bahri. Un troisième forage alimente directement le réservoir sur tour de volume 1000 m<sup>3</sup>.

*1.7.3 Le système d'alimentation en eau potable de Chrea*

L'approvisionnement en eau est assuré par :

- *Deux sources Kerrache*

L'une alimente la station Kerrache 2 gravitairement et l'autre dotée d'une station de pompage appelée Station Kerrache 1, refoule vers la station Kerrache 2 avec une conduite en acier de diamètre 100mm et de longueur 1250 m. Cette dernière refoule un débit de 850 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir de volume 150 m<sup>3</sup> appelé Trois Moineaux avec une conduite en PEHD de diamètre 160mm.

- *La source de Tala Izidi*

Cette source est dotée d'une station de pompage qui refoule un débit de 1050 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir « Trois Moineaux » de volume 150 m<sup>3</sup> calés à la côte 1499 NGA avec une conduite en Acier de diamètre 150mm et de longueur 930 m.

Après avoir vu les différents systèmes d'alimentation en eau potable, les ressources actuelles du Grand Blida sont représentées dans le tableau ci-après



*Tableau 1.2 : Ressources actuelles de grand Blida*

Ressource	production journalière (m <sup>3</sup> /j)
Prélèvements du champ de captage de Beni Tamou	15 300
Prélèvements du Champ de captage de Maramene	16 500
Prélèvements du Champ de captage de Chiffa	8 400
Prélèvements du champ de captage de Beni Mered	4 300
Prélèvements du champ de captage de Diar El Bahri	970
Prises dans des oueds	7 300
Sources	5 200
Total	57 970

### **1.8. Assainissement**

L'agglomération de Blida dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire, les écoulements des eaux pluviales et usées se font dans la direction Sud – Nord en aval des exutoires se déversant dans Oued Beni Mered.

Le réseau de la ville de Blida est très ancien. Il date depuis 1966, quand la ville de Blida avait une population de 91.937 habitants.

En Mars 1978, une inspection a été faite au niveau du réseau d'assainissement où quelques faibles améliorations ont été apportées, par exemple des nouveaux collecteurs.

A la fin du deuxième semestre 2006, selon une enquête menée par le ministère des ressources en eau, le taux de raccordement pour la Wilaya de Blida est 91%, la longueur totale du réseau d'assainissement est de 757 km et le volume rejeté est de 52 233 m<sup>3</sup>/jour.

En Septembre 2007, la direction d'hydraulique de la ville de Blida a lancé un projet de diagnostic sur l'état actuel du réseau d'assainissement. La Wilaya de Blida s'est équipée en 1989, d'une station d'épuration à Beni Mered, qui permet de traiter les eaux usées des agglomérations de Blida, OuledYaich, Beni Mered et Bouarfa.

### **1.9. Conclusion**

Les différentes informations et identification des systèmes d'alimentation en eau potable du grand Blida ainsi recensés sont très utiles et nécessaires pour la suite de l'étude des chapitres de notre projet. Les ressources actuelles sont de 57970m<sup>3</sup>/j, et sachant que les besoins en eau potable augmentent avec l'évolution démographique de l'agglomération nous devons vérifier si les ressources actuelles peuvent satisfaire ces besoins : c'est le but du prochain chapitre.

## ***CHAPITRE 2***

### ***CALCUL DES BESOINS EN EAU***

*Chapitre -2-***CALCUL DES BESOINS EN EAU****2.1. Introduction**

Dans ce chapitre nous estimons les besoins en eau nécessaires de cette agglomération, qui dépendent de plusieurs paramètres. Nous présentons l'évolution de la population, et les différents équipements qui se trouvent dans cette région, pour l'horizon de calcul.

Cette estimation diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'étude présentée, se base sur le recensement de la population, et les orientations du plan d'urbanisation.

**2.2. Estimation de la Population future**

Notre but est de satisfaire notre agglomération en matière d'eau potable à long terme. Le choix de l'horizon dépend de la durée de vie du réseau d'Alimentation en eau potable, qui est fonction des matériaux des conduites du réseau et de son entretien. Pour notre étude nous avons choisi l'horizon 2035.

Pour cet horizon et moyennant un taux d'accroissement de 1,3 notre population à desservir en eau potable sera (tableau 2.1)

*Tableau 2.1 : Répartition démographique à l'horizon(2035)*

Communes	Nombre d'habitants
Commune de Blida	231847
Commune de Bouarfa	58131
Commune d'Ouled Yaich	301109
Commune de Chrea	3498
Commune de Beni Mered	133537
Total	728122

**2.3. Calcul des besoins en eau**

Le calcul de la demande en eau potable domestique dépend directement du développement démographique de la dotation et des habitudes.

### 2.3.1 La dotation

Nous pouvons définir la dotation comme étant la quantité quotidienne d'eau potable consommée par un habitant. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par jour, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule...etc.

Le choix de cette dotation est fait en tenant compte des facteurs suivants :

- Selon le nombre d'habitants ;
- Selon les ressources en eau existantes ;
- Selon le type des agglomérations ;
- Selon les habitudes et le niveau de vie de la population.

### 2.3.2 Estimation des besoins en eau

Les besoins en eau potable sont déterminés par :

- *Le débit Moyen Journalier donné comme suit :*

$$Q_{moy.j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad \left( \frac{m^3}{j} \right) \quad (2-1)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$ : Consommation (débit) moyenne journalière en ( $m^3/j$ );
- N: nombre de consommateurs
- dot: dotation moyenne en (litre/jour/consommateur).

- *La consommation moyenne journalière domestique*

La dotation varie pour les petites agglomérations de 50 à 100 l/j/hab, et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations.

Il est jugé qu'une dotation de 200 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme (*source : la D.H.W de Blida*).

Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-après :

*Tableau 2.2 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Blida*

Horizons	2035	
nombre d'habitants	231847	
Dotation (l/ j/ hab.)	200	
Unités	m <sup>3</sup> /j	l/s
Consommation domestique moyenne	46369,4	536,68

*Tableau 2.3 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Bouarfa*

Horizons	2035	
nombre d'habitants	58131	
Dotation (l/ j/ hab.)	200	
Unités	m <sup>3</sup> /j	l/s
Consommation domestique moyenne	11626,2	134,56

*Tableau 2.4: Estimation de la consommation domestique de la commune d'Ouled Yaich*

Horizons	2035	
nombre d'habitants	301109	
Dotation (l/ j/hab.)	200	
Unités	m <sup>3</sup> /j	l/s
Consommation domestique moyenne	60221,8	697,01

*Tableau 2.5 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Beni Mered*

Horizons	2035	
nombre d'habitants	133537	
Dotation (l/ j/hab.)	200	
Unités	m <sup>3</sup> /j	l/s
Consommation domestique moyenne	26707,4	309,11

Tableau 2.6 : Estimation de la consommation domestique de la commune de Chrea

Horizons	2035	
nombre d'habitants	3498	
Dotation (l/ j/hab.)	200	
Unités	m <sup>3</sup> /j	l/s
Consommation domestique moyenne	699,6	8,1

2.3.3 Estimation de la consommation totale du groupement urbain du grand Blida

Les estimations des besoins totales en eau (domestique, commerce, industrie) du groupement urbain du grand Blida à travers le temps sont données dans le tableau 2.7 selon les orientations de la direction de l'hydraulique de la wilaya de Blida (DHW)

Tableau 2.7 : Estimation de la consommation totale du groupement urbain du grand Blida

Horizons	2035	
Unités	m <sup>3</sup> /j	l/s
nombre d'habitants	728122	
Dotation l/ j /hab.	200	
Consommation domestique de GUGB	145624,4	1685,47
Commerces 10,00% de la consommation domestique	14562,44	168,55
Petites Industries 8,00% de la consommation domestique	11649,95	134,84
Administrations 2,00% de la consommation domestique	2912,49	33,71
Autres consommations 5,00% de la consommation domestique	7281,22	84,27
Consommation Total	182030,49	2106,84

**2. 4.Variations de la consommation journalière**

La consommation en eau potable n'est pas constante en fonction des mois, semaines et jours, cette consommation a comme caractéristiques des valeurs maximales et d'autres minimales .Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum  $K_{max,j}$  et minimum  $K_{min,j}$ .

- *La consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )*

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{max,j}$ ) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau, il est obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (2-2)$$

Avec :  $K_{max,j} = (1,1 - 1,3)$  ; On prend  $K_{max,j} = 1,3$

- *Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ )*

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{min,j}$ ) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (2-3)$$

Avec :  $K_{min,j} = (0,7 - 0,9)$  ; On prend  $K_{min,j} = 0,7$ .

Les résultats sont représentés dans le tableau 2.8.

*Tableau 2.8 : Estimation de la consommation journalière totale*

Horizons	2035	
	m3/j	l/s
$Q_{moy}$	182030,49	2106,84
$K_{max,j}$	1,3	
$Q_{max,j}$	236639,64	2738,89
$K_{min,j}$	0,7	
$Q_{min,j}$	127421,34	1474,78

**2.5. Variation de la consommation horaire**

Le débit moyen subit aussi des variations horaires. Pour calculer le débit correspondant à chaque heure nous utilisons l'annexe (1) qui montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier.

Le pourcentage est en fonction du nombre d'habitants donc :

$$Q_h = (a\% \times Q_{moy,j})/100 \quad (2-4)$$

Avec:

- $Q_h$ : débit horaire.
- $a\%$  : pourcentage horaire.

Pour notre cas la population est de 728122 habitants nous choisissons donc la répartition plus de 100000. Les résultats des variations du débit horaire sont représentés dans le tableau 2.9 :

*Tableau2.9 : Variations du débit horaire de la consommation en eau potable*

Heures (h)	Consommation		la consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	3,35	7927,43	3,35	7927,43
01-0.2	3,25	7690,79	6,6	15618,22
02-03	3,3	7809,11	9,9	23427,33
03-04	3,2	7572,47	13,1	30999,8
04-05	3,25	7690,79	16,35	38690,59
05-06	3,4	8045,75	19,75	46736,34
06-07	3,85	9110,63	23,6	55846,97
07-08	4,45	10530,46	28,05	66377,43
08-09	5,2	12305,26	33,25	78682,69
09-10	5,05	11950,30	38,3	90632,99
10-11	4,85	11477,02	43,15	102110,01
11-12	4,6	10885,42	47,75	112995,43
12-13	4,6	10885,42	52,35	123880,85
13-14	4,55	10767,10	56,9	134647,95
14-15	4,75	11240,38	61,65	145888,33
15-16	4,7	11122,06	66,35	157010,39
16-17	4,65	11003,74	71	168014,13
17-18	4,35	10293,82	75,35	178307,95
18-19	4,4	10412,14	79,75	188720,09
19-20	4,3	10175,50	84,05	198895,59
20-21	4,3	10175,50	88,35	209071,09
21-22	4,2	9938,86	92,55	219009,95
22-23	3,75	8873,99	96,3	227883,94
23-24	3,7	8755,67	100	236639,63

D'après le tableau 2.9 nous avons :

- Un débit de pointe  $Q_{\max,h}=12305,26 \text{ m}^3/\text{h}$  entre 8h et 9h.
- Un débit minimum  $Q_{\min,h}=7572,47\text{m}^3/\text{h}$  entre 3het 4h du matin.



## 2.6. Calcul du déficit

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

Comme nous avons déjà dit dans le chapitre (1), la zone d'étude dispose des ressources donnant un débit actuel total de 57970 m<sup>3</sup>/j, nous supposons comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2035.

Les résultats sont dans le tableau 2.10 ;

*Tableau 2.10 : Déficits en eau potable de la zone d'étude*

Horizon	2035
Population (hab.)	728122
Les besoins (m <sup>3</sup> /j)	182030,49
Ressources actuelle (m <sup>3</sup> /j)	57970
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	124060,49

## 2.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération (dans les cinq communes), ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Nous avons déduit les différents débits variables dans le temps.

Donc on peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de cette zone, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en projetant une adduction pour transférer l'eau qui est l'objectif du chapitre suivant.

## ***CHAPITRE 3***

### ***ETUDE DE L'ADDUCTION***

*Chapitre - 3 -*

## ETUDE DE L'ADDUCTION

**3.1. Introduction**

Le but de ce chapitre est de faire une étude complète pour dimensionner le réseau d'adductions afin de combler le déficit en eau potable de la zone du grand Blida.

Après détermination de ce déficit, nous débuterons notre étude en définissant d'abord le point d'alimentation, qui est le système Ouest d'Alger (SP3), et les ouvrages de réception.

Des variantes seront proposées et comparées pour ce projet de transfert. Un calcul sera entamé pour les ouvrages constituant la variante retenue.

**3.2. Description du point d'alimentation**

Le complexe(SP3) est situé dans la commune de Mahalma, à une cote de 66 m NGA. Le complexe est alimenté par les champs de captage du Mazafran I et Mazafran II ainsi que par le système d'interconnexion des barrages de Bouroumi et Boukerdane (par l'intermédiaire de la conduite appelée SAA). Ce complexe alimente la chaîne côtière (Zeralda, Staouali et Ain Benian).

Le complexe(SP3) est constitué de :

- Deux réservoirs rectangulaires, l'un d'une capacité de stockage de 20 000 m<sup>3</sup> et l'autre de 10 000 m<sup>3</sup>.
- Une salle de chloration.
- Un local gardien.
- Un bloc administratif.

*3.2.1 Ressources actuelles du complexe(SP3)*

Le complexe (SP3) est alimenté en eau à partir:

- Du champ captant de Mazafran I, par une conduite de diamètre 1200 mm en béton qui véhicule un débit journalier de 40000 m<sup>3</sup>/j,
- Du champ captant de Mazafran II par une conduite de diamètre 1000mm en fonte et qui véhicule un débit journalier de 60000 m<sup>3</sup>/j.
- Une station de traitement d'eau dite SAA (interconnexion des barrages de Bouroumi et Boukerdane) par une conduite de diamètre 1200 mm en acier, véhicule un débit journalier de 40 000 m<sup>3</sup>/j.

### 3.2.2 Ressources prévisionnelles du complexe(SP3)

Il est prévu d'alimenter le complexe (SP3) par d'autres ressources qui sont:

- La station de dessalement de l'eau de mer de Fouka, avec un débit prévisionnel de 75 000 m<sup>3</sup>/j ;
- Le transfert (Spik-Gue de Constantine-SP3), avec un débit prévisionnel de 100 000 m<sup>3</sup>/j ;
- Le transfert Douera-SP3, avec un débit prévisionnel de 60 000 m<sup>3</sup>/j.

Donc, après la description du complexe (SP3) nous constatons une disponibilité des ressources à l'état actuel et prévisionnel de 375000 m<sup>3</sup>/j, ainsi qu'une capacité importante de stockage au niveau de SP3.

## 3.3. Description des ouvrages de réception

### 3.3.1 Complexe de Beni Tamou

Le complexe est composé :

- d'une station de pompage de quatre groupes électropompes, fonctionnant en (3+1), avec une capacité de pompage nominale de 34000 m<sup>3</sup>/j.
- Deux réservoirs de mise en charge, d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup> chacun, d'une côte piézométrique de 98 NGA.

### 3.3.2 Complexe de Maramen

Le complexe est composé :

- D'une station de pompage de quatre groupes électropompes, fonctionnant en (3+1), avec une capacité de pompage nominale de 34000 m<sup>3</sup>/j.
- Deux réservoirs de mise en charge, d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup> chacun, d'une côte piézométrique de 102 NGA.

Les deux stations de pompage refoulent actuellement un débit moyen journalier total estimé à 34000 m<sup>3</sup>/j (source ADE. Blida), ce qui représente un taux de 50% de la capacité nominale de pompage.

## 3.4. Etude technique de l'adduction

### 3.4.1 Critères de choix de tracé

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certains critères qui sont :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre).
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - .Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - .Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Nous essayons toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, nous serons peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

### *3.4.2 Choix du tracé*

D'après la carte topographique échelle (1/25.000) et le levé topographique qui nous permettra de définir les itinéraires les plus adoptés pour l'exécution du projet, un seul tracé peut être retenu.

Le tracé consiste à relier la station SP3 aux deux points d'arrivées à BLIDA en traversant la RN 67 à la cote de 18m NGA,

Ensuite le tracé passe par le domaine des frères Khmili en traversant l'Oued Fatis à la cote de 17 m NGA (nous recommandons une traversée aérienne). La conduite suit le couloir de servitude de Mazafran 2 pour arriver au point d'inflexion de 90° à la cote de 19 m NGA,

A partir de ce point le tracé traverse le CW 110 à la cote de 18,5 m NGA et suit l'accotement gauche d'une piste carrossable amenant à Douar Ben Salah, traversant le domaine des frères Aouf, le domaine de Mekhlouf Ali et le domaine Khedda Aissa, pour arriver finalement au Douar Ben Salah où un point de bifurcation à la cote de 47 m NGA (quatre chemins reliant Oued EL Alleug, Boufarik et Beni Tamou).

A partir de ce point de bifurcation nous recommandons de prévoir deux branchements :

- Le premier branchement alimentant le réservoir Beni Tamou, d'un linéaire de 2150 m, suivant l'accotement gauche du chemin reliant Douar Ben Salah et Béni Tamou en passant par domaine Zemmouri AEK et le domaine Si Smail, pour arriver à la station de Beni Tamou.

- Le deuxième branchement alimentant le réservoir de Maramene, d'un linéaire de 11500 ml, suivant l'accotement gauche de la RN 04, passant par le domaine des trois Chouhada, arrivant au carrefour de Oued EL Alleug (point de croisement des deux chemins nationaux N°69 et N°04 à la cote de 54 m NGA), en traversant Oued El Alleug.

Le tracé longe toujours la RN 04 sur l'accotement gauche, passant par les domaines Mohamed Bachir et Si Nacer en croisant un Oued de 50 m de largeur (à 4 900 m du point de bifurcation), où nous proposons une traversée sous le lit d'oued.

En arrivant au croisement de la RN 4 et CW 108 (à 6 500m du pont de bifurcation), le tracé fait une déviation de 90°, en suivant l'accotement gauche du CW 108, et en passant toujours par le domaine Si Nacer pour arriver au deuxième point d'inflexion de 90° à la cote de 100 m NGA.

Le tracé traverse le CW 108, passant par la suite par le domaine Si Koraichi et par des terrains privés (les terrains privés sont traversés pour un linéaire de 1100 m), pour arriver finalement au réservoir de Maramene.

### 3.5. Proposition des variantes

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

Deux variantes de transfert des eaux du complexe SP3 vers les deux réservoirs de réception peuvent se projeter.

Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la plus avantageuse.

#### 3.5.1 Première variante

Cette variante consiste à projeter une station de pompage près du complexe SP3 à une cote de 62 m NGA. Cette dernière est reliée par une conduite principale en refoulement sur une longueur de 12110 m, jusqu'à une chambre de répartition qui situe au (quatre chemins reliant Oued EL Alleug, Boufarik et Beni Tamou).

A partir de la chambre de répartition projetée, nous recommandons de prévoir deux branchements, à savoir :

- Une conduite secondaire, de la chambre de répartition jusqu'au réservoir de Beni Tamou sur une longueur de 2150 m.

- Une autre conduite secondaire, de la chambre de répartition jusqu'au réservoir de Maramene sur une longueur de 11500 m.

Donc dans cette variante nous avons opté pour une adduction en refoulement

#### 3.5.2 Deuxième variante

Dans cette variante nous avons opté pour une adduction mixte, c'est-à-dire que le projet se compose d'un tronçon gravitaire suivi d'un autre en refoulement.

Une adduction en charge gravitaire d'une longueur de 12110 m relie le réservoir SP3 à une bache d'aspiration, située à une cote de 47m NGA.

La station de pompage implante, située à une cote de 45m NGA, contiendra deux groupes de pompes c'est-à-dire :

- Un groupe se chargera de pomper la moitié du débit ( $62030,245 \text{ m}^3/\text{j}$ ) et le refouler vers le réservoir de Beni Tamou à une cote de 98 NGA au moyen d'une adduction en refoulement d'une longueur de 2150 m.

- L'autre se chargera de pomper un débit de 62030,245 m<sup>3</sup>/j et le refouler vers le réservoir de Maramen à une cote de 102 NGA au moyen d'une adduction en refoulement sur une longueur de 11500 m.

Nous remarquons que la deuxième variante est nettement plus avantageuse au point de vue longueurs d'adduction en refoulement que la première variante.

En effet dans la première variante l'adduction en refoulement s'étale sur une longueur de 25,76 Km alors que dans la deuxième variante nous avons la combinaison de deux adductions :

L'adduction gravitaire s'étale sur une longueur de 12,11 km et suivie d'adduction en refoulement dont la longueur est de 13,65 Km, donc nous déduisons que la variante la plus économique est la deuxième variante.

### **3.6. Choix du matériau de la conduite [1]**

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite. Donc ce choix dépend bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- *Sur le plan technique nous exigeons :*

- Une Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Une Adaptation aux terrains de pose ;
- Une Bonne étanchéité ;
- Une Facilité d'entretien et de mise en service.

- *Sur le plan économique nous exigeons aussi :*

- Le prix de la fourniture et du transport soit minimale le plus possible ;
- leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

De nombreux types de conduites sont utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable. Nous pouvons les classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : béton, fonte, acier, PEHD...etc.



- *La fonte*

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Mais elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

- *L'acier*

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

- *PEHD*

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est in corrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.

Néanmoins les grands diamètres supérieurs à  $\Phi 300$  sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Dans notre projet, nous optons pour des conduites en fonte ductile pour tous les tronçons du projet, vu que le terrain n'est pas trop accidenté et vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

- souple et plus résistante ;
- supporte des pressions de service atteignant 25 bars ;
- une épaisseur de conduite voisine du  $1/20^{\text{ème}}$  du rayon.

### **3.7. Dimensionnement de l'adduction [2]**

#### *3.7.1 Dimensionnement du tronçon gravitaire reliant le complexe SP3 et la bache d'aspiration*

Ce tronçon relie les réservoirs du complexe SP3 qui sont situés à une cote de 66m NGA (cote de radier) et la bache d'aspiration projeté e au niveau des quatre chemins reliant Oued EL Alleug, Boufarik et Beni Tamou à une cote de 47 m NGA.

Le dimensionnement consiste à déterminer le diamètre le plus avantageux, de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge.

Nous utilisons la relation suivante donnant la charge disponible qui sera par hypothèse égale à la relation donnant la perte de charge selon Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (3-1)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

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

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulières (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

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

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau 3.1

*Tableau 3.1 : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types des tuyaux*

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Nous déduisons alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (3-2)$$

Nous optons pour des conduites en fonte en prenant :  $K' = 0,001735$  ;  $\beta = 2$  et  $m = 5,3$ .

Comme le diamètre de l'adduction est inconnu, donc par hypothèse nous supposons que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

La cote piézométrique dans la bêche d'aspiration sera :

$$C_{pb} = C_{tb} + h_b \Rightarrow C_{pb} = 47 + 5 \Rightarrow C_{pb} = 52\text{m}$$

D'où:

$$Q = 1,436 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H = H_d$$

$$H_d = 66 - 52 = 14 \text{ m.}$$

$$L_{eq} = 1,10 * L_g \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * 12110 = 13321 \text{ m}$$

En appliquant la relation (3-2), le diamètre le plus avantageux calculé est de 1260 mm. Il est compris entre les diamètres normalisés 1200mm et 1400mm, donc nous allons adopter une adduction à deux conduites en série composée de Ø1400 et Ø1200.

La perte de charge engendrée s'écrit

$$\Delta H_t = K' * Q^\beta * \left( \frac{L_1}{D_1^m} + \frac{L_2}{D_2^m} \right) \quad (3-3)$$

Donc

$$\Delta H_t = 0,001735 \quad 1,436^2 * \left( \frac{x}{1,4^{5,3}} + \frac{l-x}{1,2^{5,3}} \right)$$

Avec

$$L = 12110 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 14 \text{ m}$$

Donc nous trouvons  $x = 3270 \text{ m}$ .

Nous aurons un diamètre 1400 mm sur une longueur de 3270 m suivi d'un diamètre 1200 mm sur une longueur de 8840 m.

Nous déterminons la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Ainsi:

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (3-4)$$

Avec :

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Donc, le tronçon (Réservoir SP3 – bêche d'aspiration) aura un diamètre normalisé  $D_N = 1400 \text{ mm}$  sur une longueur de 3270 m et une vitesse de 0.94m/s, suivie d'un diamètre normalisé  $D_N = 1200 \text{ mm}$  sur une longueur de 8840 m et une vitesse de 1.27m/s.

### 3.7.2 Dimensionnement de l'adduction en refoulement

Nous avons deux tronçons à dimensionner :

- Le premier tronçon, de longueur de 2150 m, relie la station de pompage projetée à la cote 45 m NGA et le réservoir qui se trouve au niveau du complexe de Beni Tamou à une cote de 98 NGA.

- Le deuxième tronçon, de longueur de 11500 m, relie la station de pompage et les réservoirs qui se trouvent au niveau du complexe de Maramen, à une cote de 102 NGA.

Le dimensionnement se base sur un calcul technico- économique.

Nous allons calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

#### 3.7.2.1 Le calcul hydraulique

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

- Relation de Bonin

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (3-5)$$

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

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

Il existe une méthode, se base sur les coûts de l'énergie et de construction pour déterminer le diamètre, mais les formules de cette méthode donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, donc nous n'avons pas un diamètre normalisé précis, pour cela, nous considérons une autre méthode.

Nous allons utiliser une méthode qui a pour avantage de remédier aux problèmes des formules en proposant directement des diamètres normalisés. A ces diamètres, nous calculons d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et nous pourrons tracer donc une courbe d'optimisation.

- *Amortissement annuel*

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad (3-6)$$

P<sub>rc</sub>: prix de ml de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \tag{3-7}$$

A : L'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

AN :

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08$$
$$\Rightarrow A = 0,0888$$

Et Nous dressons un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,...D<sub>n</sub>).

- *Frais d'exploitation*

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations de diamètres D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,...D<sub>n</sub>. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales (H<sub>mt</sub>) correspondant à chaque canalisation D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,...D<sub>n</sub>.

Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, nous pouvons dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>,...D<sub>n</sub>.

Et par conséquent nous pourrons dresser le bilan total et nous aurons ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

**3.7.2.2 Caractéristiques de l'adduction**

- *Hauteur manométrique totale*

La hauteur manométrique totale H<sub>mt</sub> sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \tag{3-8}$$

H<sub>g</sub> : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)

H<sub>g</sub> = côte réservoir – Côte station de pompage;

$\sum \Delta H$  : Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta H = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \quad (3-9)$$

$\Delta H_p^{lin}$  : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta H_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (3-10)$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

Q : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, nous calculons  $\lambda$  avec la formule de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (3-11)$$

K<sub>s</sub> : Rugosité absolue moyenne de la paroi interne de la conduite, déterminée par :

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (3-12)$$

K<sub>0</sub>: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm (annexe 2).

$\alpha$  : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de (PETER-LAMONT)

$\alpha = 0,027$  mm/an (annexe 3)

T: temps de service, T=30 ans.

Alors :  $K_s = 0,8 + 0,027 * 30 = 1.62$  mm.

#### - Puissance de pompage

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (3-13)$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

$\eta$  : rendement de la station de pompage (75 %).

- *Energie consommée par le pompage*

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

$$E = P * t * 365 \quad (3-14)$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

t : temps de pompage par jour (20 h/24h).

- *Dépense annuelle de l'énergie*

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (3-15)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

$\delta$  : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. ( $\delta = 4,67$ DA)

- *Le débit d'exploitation est calculé comme suit:*

$$Q_{exp} = \frac{Q_{moy,j}}{t * 3600 * 2} \quad (3-16)$$

$Q_{exp}$  = Débit d'exploitation, d'un système de pompage ( $m^3/s$ ) ;

$Q_{moy,j}$  = Débit moyen journalier ( $124060,49 m^3/j$ ) ;

t : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20h$ .

$$A.N : Q_{exp} = \frac{124060,49}{20 * 3600 * 2} = 0,862 m^3/s$$

### 3.7.2.3 Dimensionnement du tronçon (station de pompage –réservoir Beni Tamou)

Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir *Beni Tamou*, il s'étale sur une longueur de 2150 m, avec un débit de  $0,862 m^3/s$  et une hauteur géométrique de :

$$H_g = \text{côte Piézométrique du réservoir Beni Tamou} - \text{Côte de la station de pompage} \\ \Rightarrow H_g = 53 \text{ m.}$$

Donc nous trouvons un diamètre calculé de :  $D_{ec} = (0,862)^{0,5} = 928 \text{mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont :

*Tableau 3.2 : Calcul de la  $H_{MT}$  du tronçon station de pompage –réservoir Beni Tamou*

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Ks/D	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	Hmt(m)
600	0,862	3,050	0,0027	0,0257	2150	56,141	53	109,141
700	0,862	2,240	0,0023	0,0247	2150	23,777	53	76,777
800	0,862	1,715	0,0020	0,0238	2150	11,305	53	64,305
900	0,862	1,355	0,0018	0,0231	2150	5,870	53	58,870
1000	0,862	1,098	0,0016	0,0225	2150	3,268	53	56,268
1100	0,862	0,907	0,0014	0,0219	2150	1,924	53	54,924
1200	0,862	0,762	0,0013	0,0214	2150	1,187	53	54,187

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 3.3 :

*Tableau 3.3 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre (station de pompage –réservoir Beni Tamou)*

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hmt(m)	Puissance(KW)	Prix unitaire(DZD)	Consommation annuelle(Kwh)	Dépenses annuelles(DZD)
600	0,862	109,141	1230,562	4,67	8,9 .10 <sup>6</sup>	4,1.10 <sup>7</sup>
700	0,862	76,777	865,662	4,67	6,3.10 <sup>6</sup>	2,9.10 <sup>7</sup>
800	0,862	64,305	725,033	4,67	5,2.10 <sup>6</sup>	2,4.10 <sup>7</sup>
900	0,862	58,870	663,761	4,67	4,8.10 <sup>6</sup>	2,2.10 <sup>7</sup>
1000	0,862	56,268	634,418	4,67	4,6.10 <sup>6</sup>	2,1.10 <sup>7</sup>
1100	0,862	54,924	619,269	4,67	4,5.10 <sup>6</sup>	2,1.10 <sup>7</sup>
1200	0,862	54,187	610,955	4,67	4,4.10 <sup>6</sup>	2,0.10 <sup>7</sup>

- *Calcul des frais d'investissements*

Les dépenses des frais d'investissements correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 3.4 :

*Tableau 3.4: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (station de pompage –réservoir Beni Tamou).*

D(mm)	Prix Ml(DZD)	L(m)	Prix(DZD)	L'amortissement	Investissements (DZD)
600	22831	2150	4,9.10 <sup>7</sup>	0,0888	4,3.10 <sup>6</sup>
700	27777	2150	5,9.10 <sup>7</sup>	0,0888	5,3.10 <sup>6</sup>
800	31719	2150	6,8.10 <sup>7</sup>	0,0888	6,0.10 <sup>6</sup>
900	35664	2150	7,6.10 <sup>7</sup>	0,0888	6,8.10 <sup>6</sup>
1000	39609	2150	8,5.10 <sup>7</sup>	0,0888	7,5.10 <sup>6</sup>
1100	43554	2150	9,3.10 <sup>7</sup>	0,0888	8,3.10 <sup>6</sup>
1200	47499	2150	1.10 <sup>8</sup>	0,0888	9,0.10 <sup>6</sup>

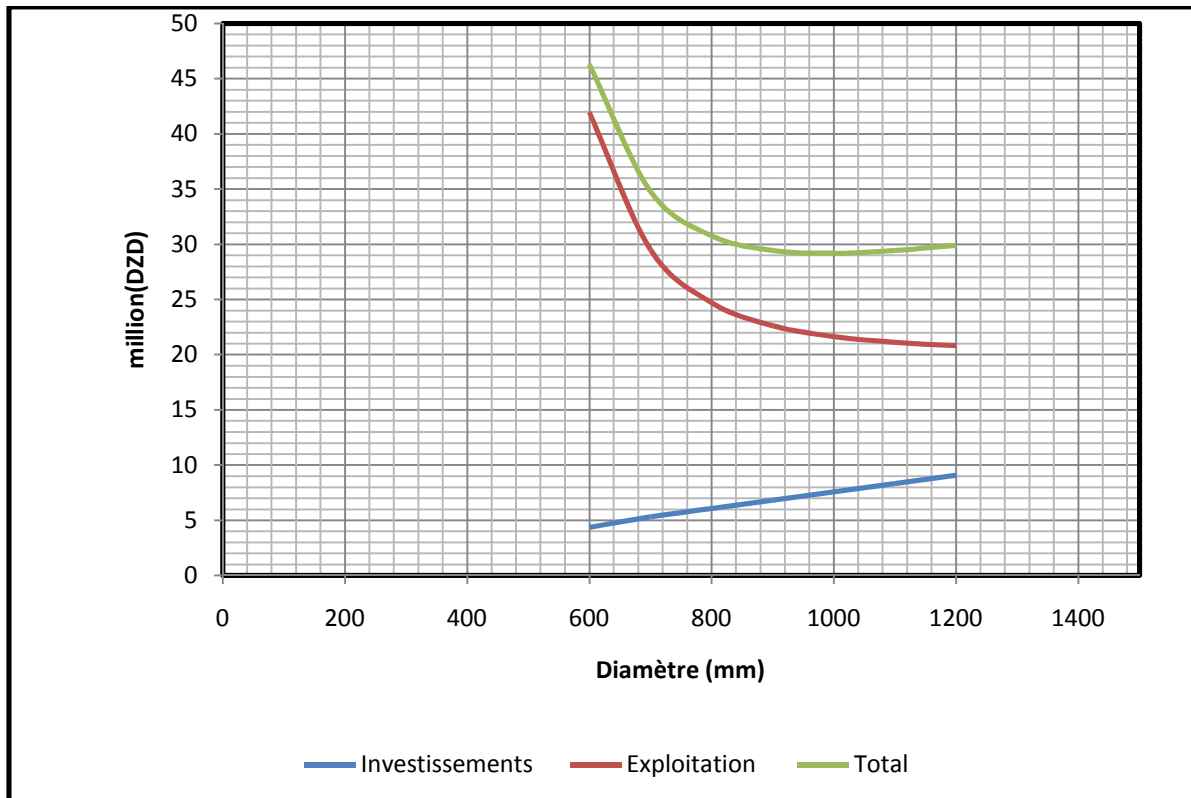


Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements nous allons faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des coûts et nous aurons ainsi une courbe d'optimisation qui nous permet de tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

*Tableau 3.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (station de pompage –réservoir Beni Tamou)*

D(mm)	Investissements (Million DZD)	Exploitation (Million DZD)	Total (Million DZD)
600	4,35	41,95	46,30
700	5,30	29,51	34,81
800	6,05	24,71	30,77
900	6,80	22,62	29,43
<b>1000</b>	<b>7,56</b>	<b>21,62</b>	<b>29,19</b>
1100	8,31	21,11	29,42
1200	9,06	20,82	29,89

À partir du tableau 3.5 nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et nous aurons ainsi une courbe d'optimisation :



*Figure 3.1: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (station de pompage –réservoir Beni Tamou)*

- *Interprétation de la figure 3.1:*

Dans la figure nous avons illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 1000 mm qui donne une vitesse de 1,1 m/s

**3.7.2.4 Dimensionnement du tronçon (station de pompage - réservoir Maramen)**

Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir *Beni Tamou*, il s'étale sur une longueur de 11500 m, avec un débit de 0,862 m<sup>3</sup>/s et une hauteur géométrique de :

$$H_g = \text{côte Piézométrique du réservoir (Maramen)} - \text{Côte station de pompage}$$

$$\Rightarrow H_g = 57 \text{ m}$$

Donc nous trouvons un diamètre calculé de :  $D_{ec} = (0,862)^{0,5} = 928\text{mm}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont :

*Tableau 3.6 : Calcul de la Hmt du tronçon station de pompage – complexe Maramen*

D(mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Ks/D	λ	L(m)	ΔHt(m)	Hg(m)	Hmt(m)
600	0,862	3,050	0,0027	0,0257	11500	300,290	57	357,290
700	0,862	2,240	0,0023	0,0247	11500	127,181	57	184,181
800	0,862	1,715	0,0020	0,0238	11500	60,467	57	117,467
900	0,862	1,355	0,0018	0,0231	11500	31,400	57	88,400
1000	0,862	1,098	0,0016	0,0225	11500	17,479	57	74,479
1100	0,862	0,907	0,0014	0,0219	11500	10,293	57	67,293
1200	0,862	0,762	0,0013	0,0214	11500	6,348	57	63,348

*Tableau 3.7: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre (station de pompage – réservoir Maramen)*

D(mm)	Q(m <sup>3</sup> /s)	Hmt(m)	Puissance(Kw)	Prix unitaire(DZD)	Consommation annuelle(Kwh)	Dépenses annuelles(DZD)
600	0,862	357,290	4028,429	4,67	2,9.10 <sup>7</sup>	1,3.10 <sup>8</sup>
700	0,862	184,181	2076,637	4,67	1,5.10 <sup>7</sup>	7,0.10 <sup>7</sup>
800	0,862	117,467	1324,439	4,67	9,6.10 <sup>6</sup>	4,5.10 <sup>7</sup>
900	0,862	88,400	996,704	4,67	7,2.10 <sup>6</sup>	3,3.10 <sup>7</sup>
1000	0,862	74,479	839,751	4,67	6,1.10 <sup>6</sup>	2,8.10 <sup>7</sup>
1100	0,862	67,293	758,722	4,67	5,5.10 <sup>6</sup>	2,5.10 <sup>7</sup>
1200	0,862	63,348	714,251	4,67	5,2.10 <sup>6</sup>	2,4.10 <sup>7</sup>

- *Calcul des frais d'investissements**Tableau 3.8: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre (station de pompage – réservoir Maramen)*

D(mm)	Prix MI(DZD)	L(m)	Prix(DZD)	L'amortissement	Investissements (DZD)
600	22831	11500	$2,6.10^8$	0,0888	$2,3.10^7$
700	27777	11500	$3,1.10^8$	0,0888	$2,8.10^7$
800	31719	11500	$3,6.10^8$	0,0888	$3,2.10^7$
900	35664	11500	$4,1.10^8$	0,0888	$3,6.10^7$
1000	39609	11500	$4,5.10^8$	0,0888	$4,0.10^7$
1100	43554	11500	$5,0.10^8$	0,0888	$4,4.10^7$
1200	47499	11500	$5,4.10^8$	0,0888	$4,8.10^7$

- *Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)*

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements nous allons calculer le bilan total

*Tableau 3.9: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation (station de pompage – réservoir Maramen)*

D(mm)	Investissements (Million DZD)	Exploitation (MillionDZD)	Total (Million DZD)
600	23,31	137,33	160,64
700	28,36	70,79	99,160
800	32,39	45,15	77,54
900	36,42	33,97	70,39
<b>1000</b>	<b>40,44</b>	<b>28,62</b>	<b>69,07</b>
1100	44,47	25,86	70,34
1200	48,50	24,34	72,85

À partir de ce tableau nous avons illustré graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation :

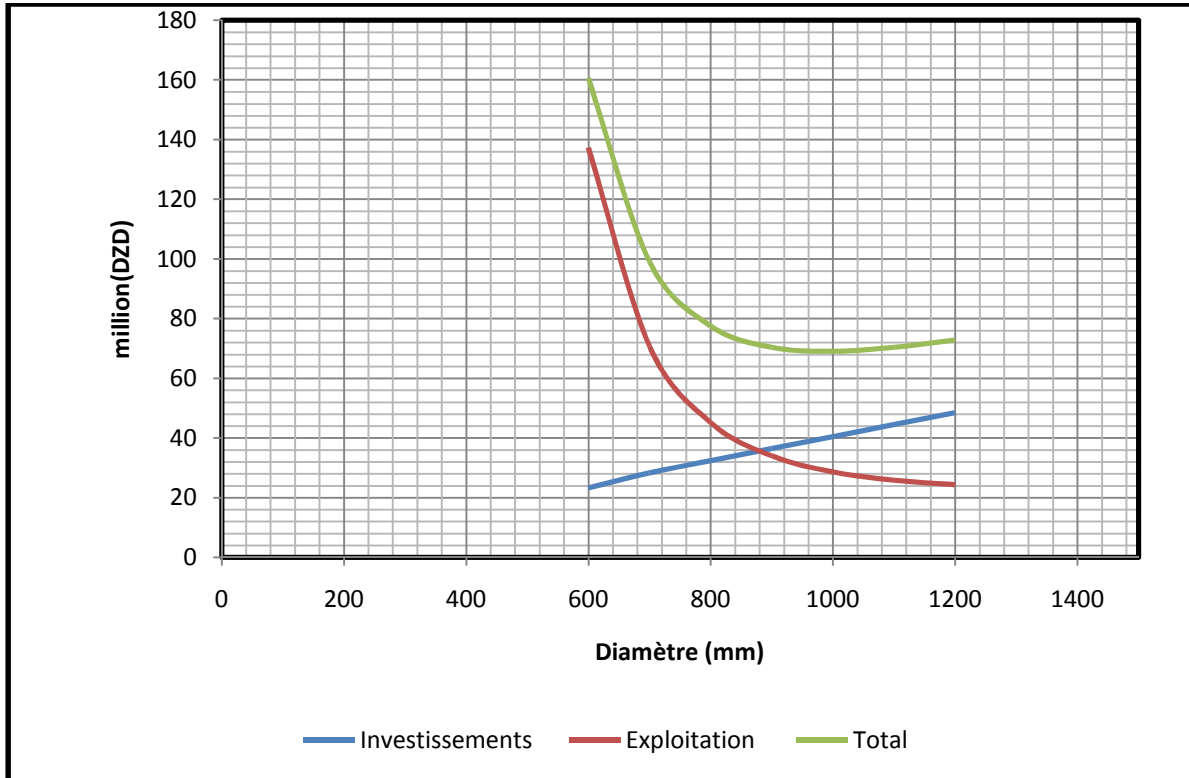


Figure 3.2: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (station de pompage – réservoir Maramen)

- Interprétation de la figure 3.2

Dans la figure nous avons calculé le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 1000 mm, avec une vitesse de 1,1 m/s.

Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.

	tronçon 1 (Gravitaire)		tronçon 2 (En refoulement)	
	(Réservoir SP3-Bâche d'aspiration)		(Station de pompage-réservoir Beni Tamou)	(Station de pompage-réservoir Maramen)
Débit (m <sup>3</sup> /s)	1,436	1,436	0,862	0,862
Type d'écoulement	En charge	En charge	En charge	En charge
Longueur (m)	3270	8840	2150	11500
Diamètre (mm)	1400	1200	1000	1000
Vitesses (m/s)	0,94	1,27	1,1	1,1

**3.8. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons proposé deux variantes pour le tracé du transfert d'eau potable à partir du complexe SP3, pour alimenter notre zone d'étude. Vu les avantages présentés, la deuxième variante a été adoptée.

Le dimensionnement de cette adduction à été fait de la façon la plus économique et techniques possibles afin d'avoir le coup minimale tout en respectant les consigne de sécurité de longévité de l'adduction. En effet nous avons décomposé l'adduction en deux tronçons distincts, le premier qui se compose de conduites gravitaires, et le deuxième tronçon se compose de deux tronçons, en refoulement avec une station de pompage.

## ***CHAPITRE 4***

### ***ETUDE DE POMPAGE***

*Chapitre - 4 -*

ETUDE DU POMPAGE

**4.1. Introduction**

Le but de ce chapitre est l'étude la station de pompage adaptée à l'usage de notre projet qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés pour transférer l'eau de la station de pompage Jusqu'aux réservoirs de réception.

Mais le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, mais aussi, et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée. Avant d'entamer cette étude, nous essayons de donner quelques généralités théoriques concernant les pompes.

**4.2. Généralités**

*4.2.1 Définition*

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe

- Horizontal
- Vertical
- Oblique

*4.2.2 Principe de fonctionnement des pompes*

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.

Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même, et en fonction des besoins spécifiques à l'installation.

Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression).

La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue: le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique).

Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

### **4.3. Choix de variantes pour les stations de pompage**

Les conditions de choix de variantes pour la station de pompage sont :

- Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- Il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage et un aéroport doit être supérieure à 30 km.
- Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.

### **4.4. Choix du type de pompe**

Les critères de choix du type de pompe sont :



- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur manométrique totale  $H_{mt}$  ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du Bâtiment la plus économique.

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

#### 4.5. Couplage des pompes

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

Le couplage des pompes se fait comme suit

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant  $\Rightarrow$  couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante  $\Rightarrow$  couplage en série.

##### 4.5.1 Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

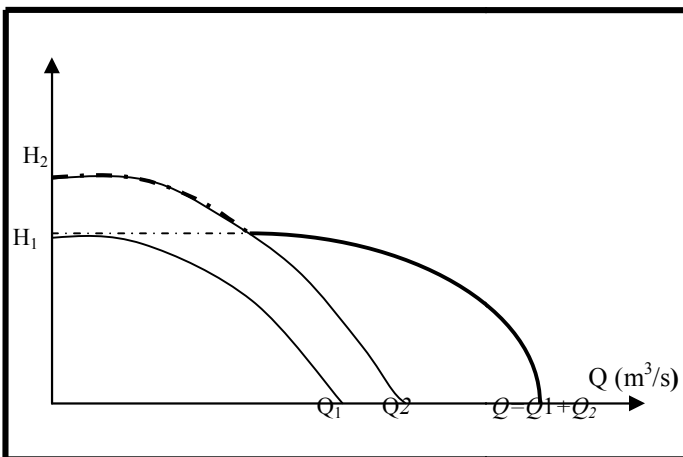


Figure 4.1 : couplage de deux pompes différentes en parallèle

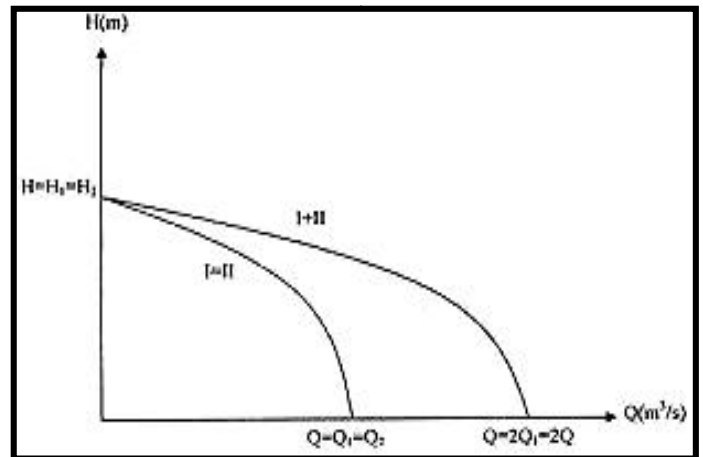


Figure 4.2: couplage de deux pompes identiques en parallèle

4.5.2 Couplage en série

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

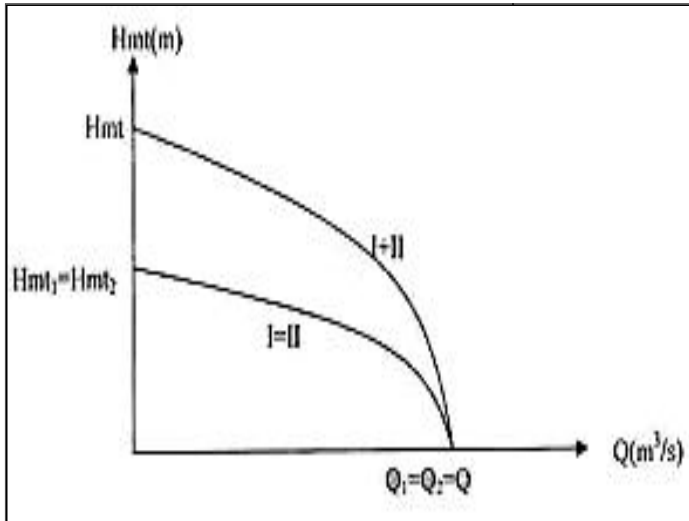


Figure 4.3 : couplage de deux pompes identiques en série

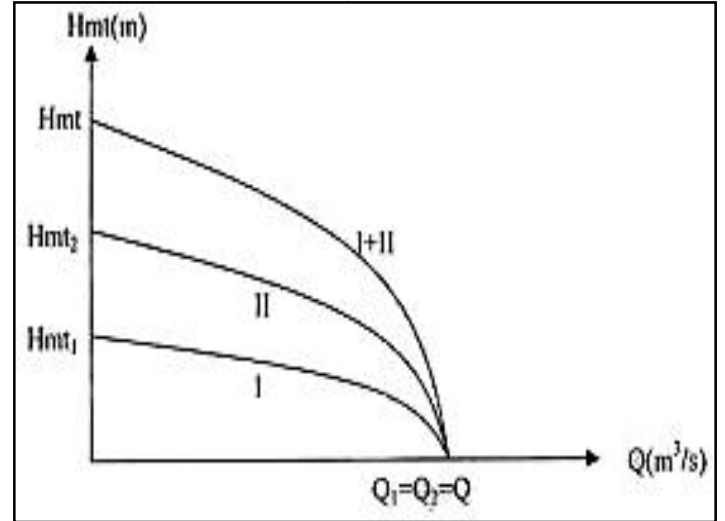


Figure 4.4 : couplage de deux pompes différentes en en série

Don notre cas une pompe ne permet pas de fournir le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu donc nous sommes appelés à faire un couplage des pompes en parallèle, et le débit de chaque pompe sera :

$$Q_{app} = \frac{Q_t}{n} \quad (4-1)$$

Avec

- $Q_{app}$  : le debit de chaque pompe
- $n$  : le nombre de pompe

4.6. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont

- Nombre de pompes(n) minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vitesse de rotation(N) élevée.

*4.6.1 Refoulement (Du point de pompage vers Réservoir de Beni tamou)*

D’après les données recueillies et le calcul hydraulique dans le chapitre précédent, le débit est de  $0,862\text{m}^3/\text{s}$  et la hauteur manométrique totales nécessaire est de  $56,27\text{m}$ . Le tableau 4.1 englobe le type, le nombre et les caractéristiques des pompes choisies.

*Tableau 4.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (premier système)*

n	Q appelé	Hmt demandée	Type de pompe	$\eta(\%)$	N trs/min	$P_{\text{abs}}$ (kw)	$(\text{NPSH})_r$ (m)
1	862	56,27	---	---	---	---	---
2	431	56,27	---	---	---	---	---
3	287,33	56,27	---	---	---	---	---
4	215,5	56,27	---	---	---	---	---
5	172,4	56,27	---	---	---	---	---
6	143,67	56,27	MEC-AZRBH 2/125A	69,9	2900	115	7,96
7	123,14	56,27	MEC-AZRBH 2/125C	74	2900	94	6,14
8	107,75	56,27	MEC-AZRBH 2/125E	72,2	2900	92,5	5,9

D’après le tableau 4.1 la variante qui convient à notre cas est celle avec sept (7) pompes et trois pompes de secours, car elle est meilleure de point de vue rendement, Puissance absorbée et nombre de pompe. Ces dix (10) pompes monocellulaires (à axe horizontal) sont identiques de type (CAPRARI MEC-AZRBH 2/125C).

*- Courbes caractéristiques des pompes*

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes

$[H-Q]$ ,  $[P_{\text{abs}} - Q]$ ,  $[\eta - Q]$  et  $[(\text{NPSH})_r - Q]$ .

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur CAPRARI.

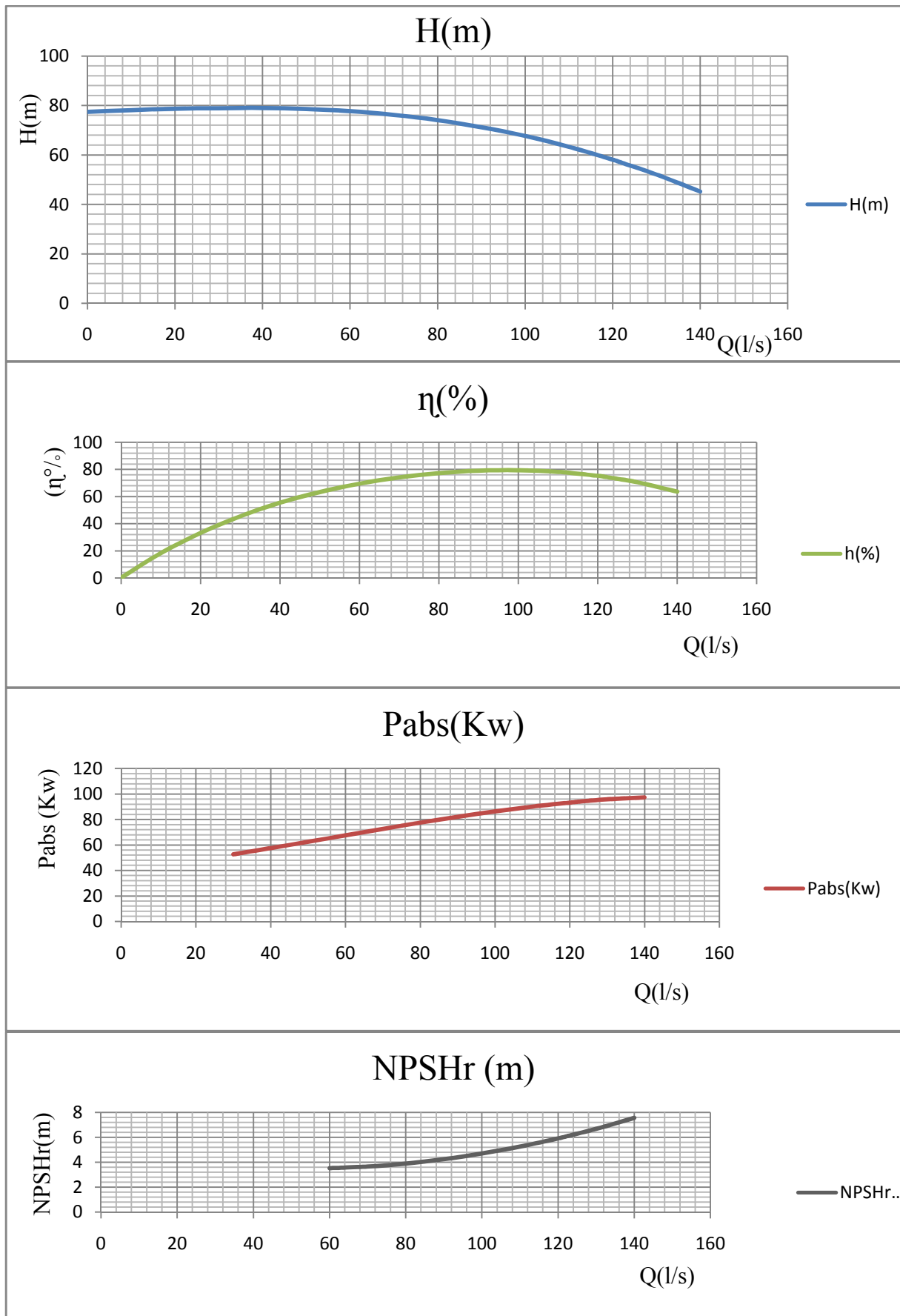


Figure 4.5: Les courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZRBH 2/125c

*4.6.2 Refoulement (Du point de pompage vers Réservoir de Maramen)*

D’après les données recueillies et le calcul hydraulique dans le chapitre précédent, le débit est de  $0,862\text{m}^3/\text{s}$  et la hauteur manométrique totale nécessaire est de 74,48 m.

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques des pompes choisies.

*Tableau 4.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (deuxième système)*

n	Q appelé	Hmt demandée	Type de pompe	$\eta(\%)$	N trs/min	P <sub>abs</sub> (kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	862	74,48	---	---	---	---	---
2	431	74,48	---	---	---	---	---
3	287,33	74,48	---	---	---	---	---
4	215,5	74,48	---	---	---	---	---
5	172,4	74,48	---	---	---	---	---
6	143,67	74,48	---	---	---	---	---
7	123,14	74,48	MEC-AZRBH 2/125A	78,3	2900	117	6,14

D’après le tableau précédent nous avons une seule variante qui convient à notre cas avec sept (7) pompes et trois pompes de secours.

Ces dix (10) pompes monocellulaires (à axe horizontal) sont identiques de type (CAPRARI MEC-AZRBH 2/125A).

*- Courbes caractéristiques des pompes*

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes [H-Q], [P<sub>abs</sub> - Q], [ $\eta$ - Q] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q].

Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur CAPRARI.

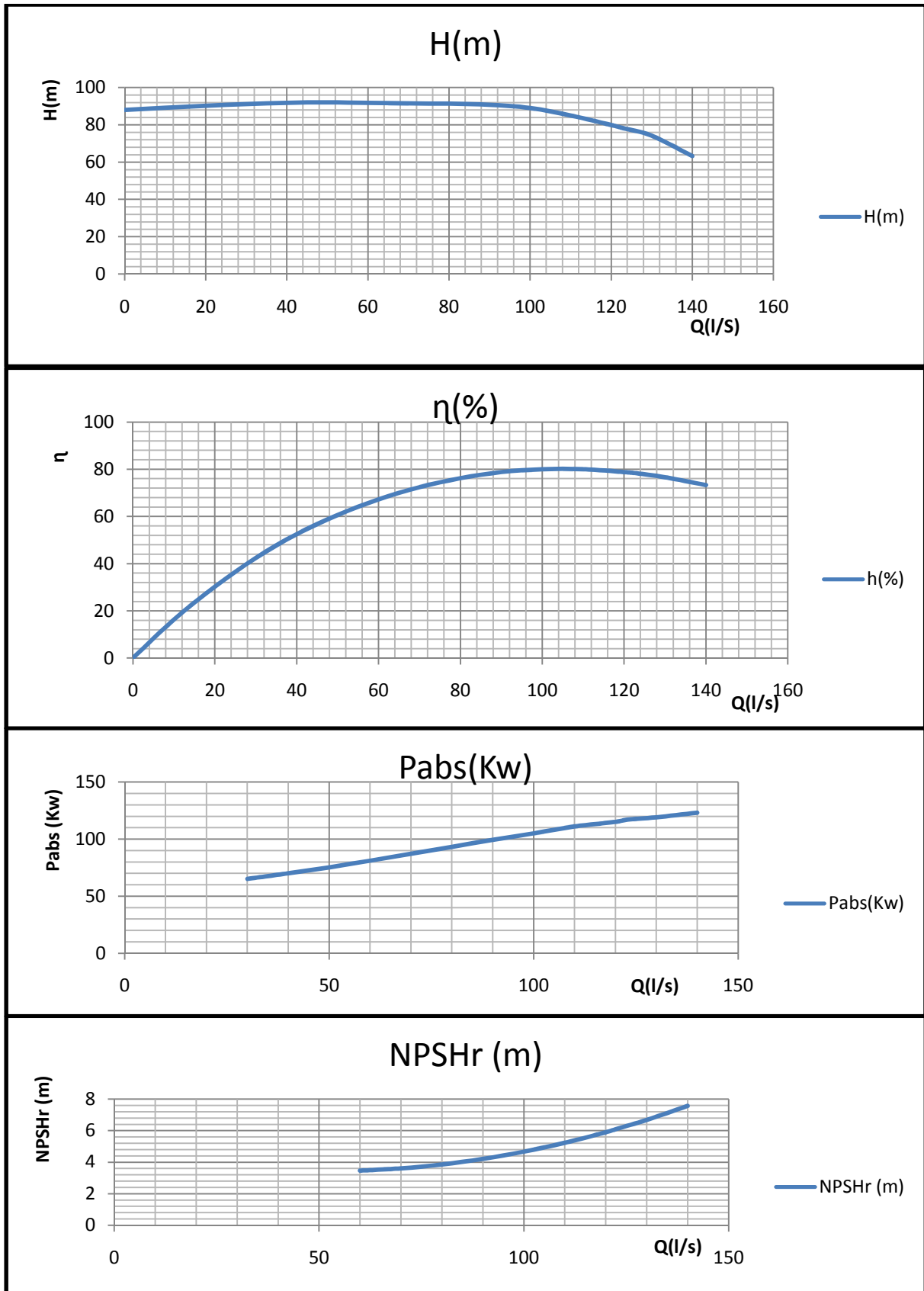


Figure 4.6: Les courbes caractéristiques de la pompe type MEC-AZRBH 2/125A

**4.7. Point de fonctionnement des pompes**

Le point de fonctionnement d’une pompe est l’intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement (H-Q) et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement (H<sub>c</sub>-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. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions 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.

- *Courbe caractéristique de la conduite*

La courbe caractéristique de la conduite est caractérisée par la relation suivante :

$$H_c = H_g + H_t \tag{4-2}$$

Avec :

$$H_t = 1,1 * \sum \Delta H_l \tag{4-3}$$

Et :

$$H_l = \frac{8 * \lambda * L_g * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \tag{4-4}$$

*4.7.1 Refoulement (Point de pompage – Réservoir Beni Tamou)*

*Tableau 4.3 : caractéristiques de la conduite de refoulement (Point de pompage – Réservoir Beni Tamou)*

N°	Q (l/s)	7Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>g</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	ΔH <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	ΔH <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
0	0	0	53	2150	1000	0,0225	0	0	53,000
1	10	70	53	2150	1000	0,0225	0,020	0,022	53,022
2	20	140	53	2150	1000	0,0225	0,078	0,086	53,086
3	30	210	53	2150	1000	0,0225	0,176	0,194	53,194
4	40	280	53	2150	1000	0,0225	0,314	0,345	53,345
5	50	350	53	2150	1000	0,0225	0,490	0,539	53,539
6	60	420	53	2150	1000	0,0225	0,706	0,776	53,776
7	70	490	53	2150	1000	0,0225	0,961	1,057	54,057
8	80	560	53	2150	1000	0,0225	1,255	1,380	54,380
9	90	630	53	2150	1000	0,0225	1,588	1,747	54,747
10	100	700	53	2150	1000	0,0225	1,961	2,157	55,157
11	110	770	53	2150	1000	0,0225	2,372	2,609	55,609
12	120	840	53	2150	1000	0,0225	2,823	3,106	56,106
13	130	910	53	2150	1000	0,0225	3,313	3,645	56,645
14	140	980	53	2150	1000	0,0225	3,843	4,227	57,227

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure 4.7 :

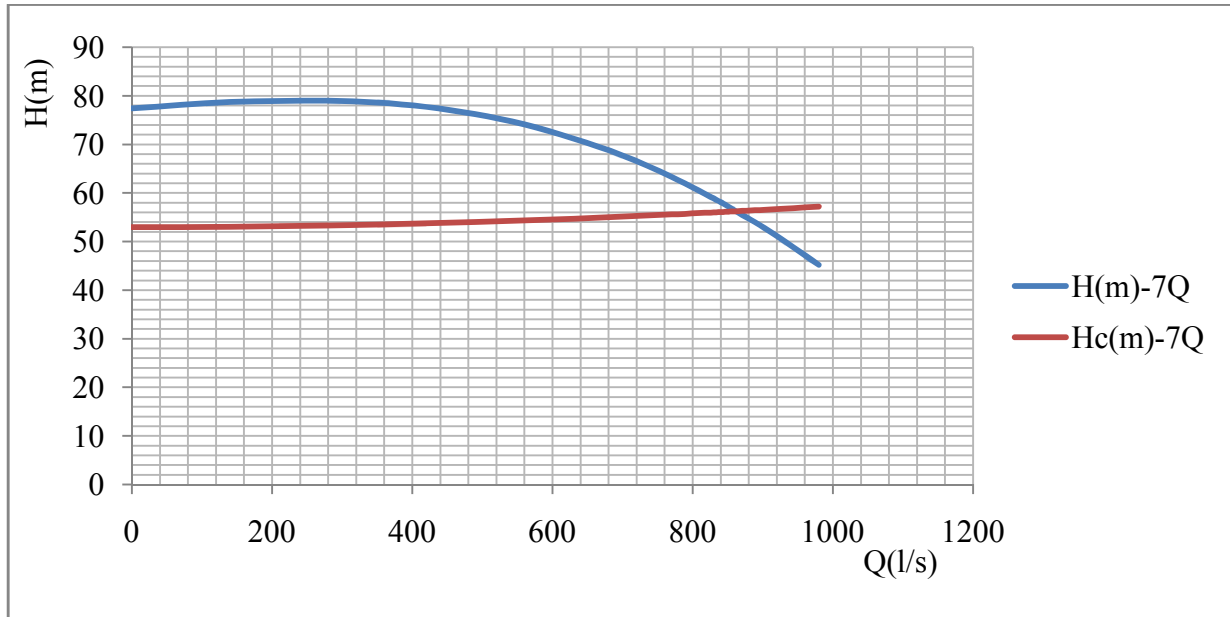


Figure 4.7: Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle (premier tronçon)

Donc, le point de fonctionnement est

- $Q_{pf} = 860,56 \text{ l/s} = 0,860 \text{ m}^3/\text{s} \approx Q_{app} = 0,862 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- $H_{pf} = 55,42 \text{ m} \approx H_{app} = 56,27 \text{ m}$

4.7.2 Refoulement (Point de pompage – Réservoir de Maramen)

Tableau 4.4 : caractéristiques de la conduite de refoulement (Point de pompage – Réservoir Maramen)

N°	Q (l/s)	7Q (l/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	Hc (m)
0	0	0	57	11500	1000	0,0225	0	0	57
1	10	70	57	11500	1000	0,0225	0,105	0,115	57,115
2	20	140	57	11500	1000	0,0225	0,419	0,461	57,461
3	30	210	57	11500	1000	0,0225	0,944	1,038	58,038
4	40	280	57	11500	1000	0,0225	1,678	1,846	58,846
5	50	350	57	11500	1000	0,0225	2,622	2,884	59,884
6	60	420	57	11500	1000	0,0225	3,775	4,153	61,153
7	70	490	57	11500	1000	0,0225	5,138	5,652	62,652
8	80	560	57	11500	1000	0,0225	6,711	7,383	64,383
9	90	630	57	11500	1000	0,0225	8,494	9,344	66,344
10	100	700	57	11500	1000	0,0225	10,487	11,535	68,535
11	110	770	57	11500	1000	0,0225	12,689	13,958	70,958
12	120	840	57	11500	1000	0,0225	15,101	16,611	73,611
13	130	910	57	11500	1000	0,0225	17,722	19,495	76,495
14	140	980	53	11500	1000	0,0225	20,554	22,609	79,609



La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure 4.8:

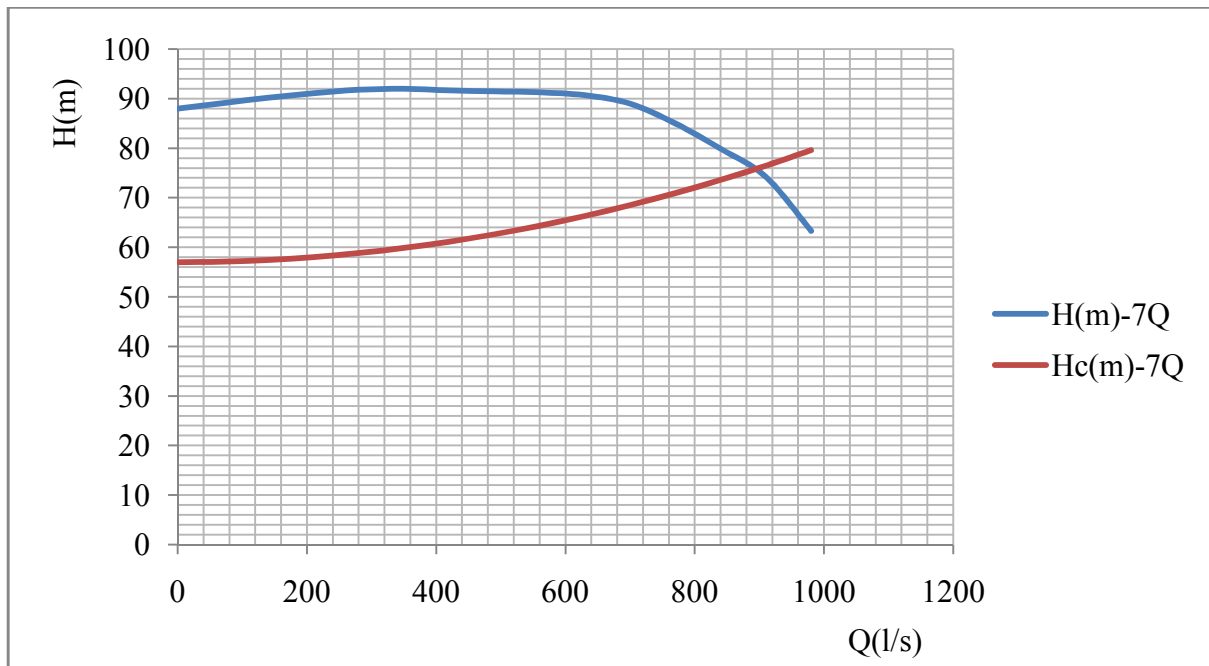


Figure 4.8: Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle (deuxième tronçon)

Donc, le point de fonctionnement est

- $Q_{pf} = 905 \text{ l/s} > Q_{app} = 862 \text{ l/s}$ ;
- $H_{pf} = 75,1 \text{ m} \approx H_{app} = 74,5 \text{ m}$ .

#### 4.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles nous devons procéder aux modes de réglage suivants.

##### 4.8.1 Débit du point de fonctionnement est supérieur au débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande, 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*

C'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (4-5)$$

Avec

$\eta_{inst_{ap,van}}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta_{inst_{av,van}}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%);

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (4-6)$$

$H'_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

- *Rognage*

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

Nous utilisons les lois de similitude, l'équation de la droite de rognage sera

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (4-7)$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé ;

$H_{app}$  : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \quad (4-8)$$

$Q$  : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement.

$\phi$  : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

$d$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Donc le rendement de rognage est

$$R = (1-m)*100 \quad (4-9)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \quad (4-10)$$

- *Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement*

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

- *Diminution de temps de pompage*
- *Changement du type de la pompe si cela est possible*

#### 4.8.2 Débit du point de fonctionnement est inférieur au Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit

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

#### 4.8.3 Refoulement (Point de pompage –Réservoir Beni Tamou)

Dans notre cas  $Q_{pf} \approx Q_{app}$  donc nous n’aurons pas besoin d’aucun mode de réglage

#### 4.8.4 Refoulement (Point de pompage – Réservoir Maramen)

Dans ce cas nous optons pour les réglages suivants

##### 4.8.4.1- Vannage

$$H_c' = 78,2 \text{ m}$$

$$h_v = 78,2 - 74,5 \Rightarrow h_v = 3,7 \text{ m.}$$

$$\eta_{av,van}^{inst} = 78,3\% \quad \eta_{ap,van}^{inst} = 78,3 * \frac{74,5}{74,5 + 3,7} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 74,6 \%$$

Donc, la nouvelle puissance absorbée est calculée comme suite :

$$P_{abs} = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \text{ (KW)}; \quad (4-11)$$

Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m<sup>3</sup>/s).

Hmt : la hauteur de refoulement en (m).

η : le rendement de la pompe en (%).

Sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{Q_{App}}{n} \quad (4-12)$$

Avec :

$Q_{App}$  : le débit demandé ;

n : le nombre de pompes en parallèle, pour notre cas (n =7).

A.N 
$$Q = \frac{862}{7} \quad \Rightarrow Q = 123,14 \text{ l/s}$$

Ainsi : 
$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 123,14 \times 78,2}{0,746 \times 1000} \quad \Rightarrow P_{abs} = 126,63 \text{ kw.}$$

#### 4.8.4.2 Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera  $t = \frac{862}{905} * 20 \Rightarrow t = 19 \text{ h } 3 \text{ min}$

Sachant que (Q) représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{905}{7} = 129,29 \text{ l/s}$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 129,29 \times 78,2}{0,746 \times 1000} \quad P_{abs} = 132,95 \text{ kw.}$$

#### 4.8.4.3 Rognage

L'équation de la droite de rognage est telle que :  $H = \frac{74,48}{862} * Q = 0,0864 * Q$

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :  $d = 300 * \sqrt{\frac{862}{876,4}} \Rightarrow d = 294,86 \text{ mm}$

Le rendement de rognage est :  $R = (1-0,98) \times 100 \Rightarrow R = 2\% < 15\%$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est 77,8%

La puissance absorbée est

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 123,14 \times 74,5}{0,778 \times 1000} \quad P_{abs} = 115,68 \text{ kw.}$$

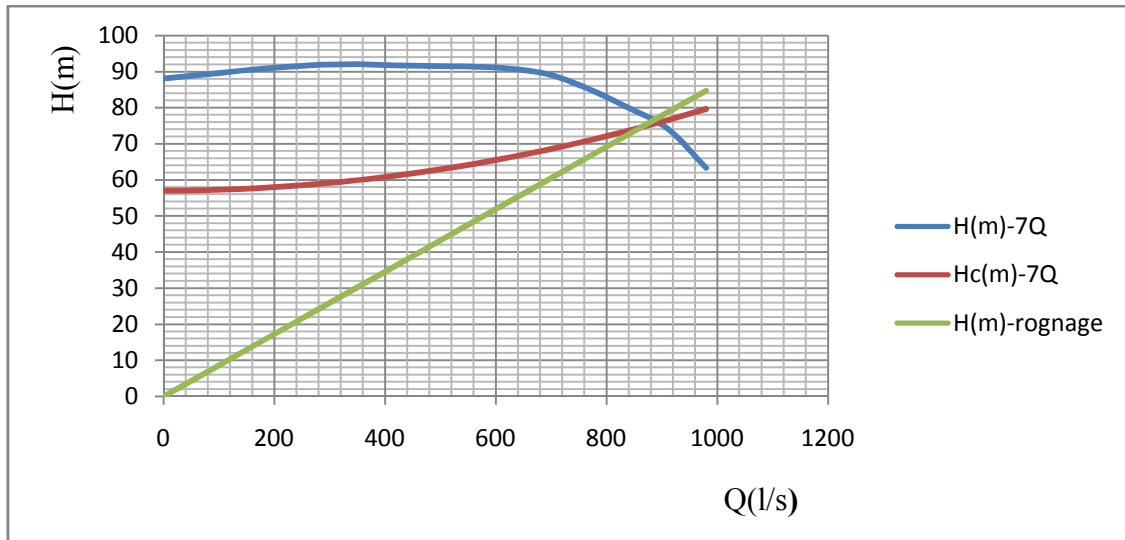


Figure 4.9: Mode de réglage par rognage.

Donc nous optons pour le réglage par rognage car ce mode nous assure un meilleur rendement et une puissance absorbée plus faible.

#### 4.9. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

##### 4.9.1 Équipements en amont de la pompe

###### - conduite d'aspiration

Sur la conduite d'aspiration, nous éviterons toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

###### - joints

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas nous préférons les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, nous utiliserons les joints à brides.

###### - Joint de démontage

Ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

###### - Convergent d'aspiration

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, nous plaçons horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

- *Vanne papillon*

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- *Les ventouses*

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire.

4.9.2 *Équipements en aval de la pompe*

- *divergent*

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- *clapet de non retour*

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, il est installé sur la conduite horizontale.

- *Joint de démontage*

Ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

- *Vanne de régulation*

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications, le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

- *Vanne papillon*

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

- *Conduit de refoulement*

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ( $D_a = 1.2d_a$ ).

- *Collecteur de refoulement*

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

- *Le by-pass*

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe. Il est munie d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque

de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression  $H_a$  existant à l'aspiration.

- *Soupape de décharge*

Cet accessoire est destiné à limiter la surpression, installé avec le clapet.

#### **4.10. Etude du phénomène de cavitation [3]**

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au dessous d'une certaine valeur, généralement, voisine de la tension de vapeur du liquide saturante ( $P_v = 22$  mm, à  $T = 20^\circ\text{C}$  à la température de l'eau), il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air. Dans les zones de pression plus élevées, Ces dernières peuvent se refermer brutalement en occasionnant du bruit, des vibrations, une érosion du matériau, accompagné d'une diminution brutale de la hauteur crée et du rendement.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (4-13)$$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$ : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (4-14)$$

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5)$  m. Pour nos calculs :  $r = 0,3$  m.

- *Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :*

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration.

Dans notre cas, nous avons à faire à une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-ha^{ad} + \sum \Delta H_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.3 \quad (4-15)$$

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.3 - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum \Delta H_{asp}$$

$\frac{P_{at}}{\varpi}$  : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (tableau. 4.5)

$\frac{P_v}{\varpi}$  : Dépend de température du liquide pompé (tableau. 4.6)

Tableau.4.5: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho} \text{ (m)}$	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau.4.6 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho} \text{ (m)}$	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D’où nous tirons les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 45 m NGA alors  $\frac{P_{atm}}{\rho} = 10.27 \text{ m}$

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc  $\frac{P_v}{\rho} = 0.24 \text{ m}$

Le diamètre de la conduite d’aspiration

$$D_a = 1,5 * DN_a \tag{4-16}$$

DN<sub>a</sub> = 150 mm

Donc :  $D_a = 150 * 1,5 \Rightarrow D_a = 225 \text{ mm}$

Diamètre du collecteur d’aspiration pour chaque système de pompage

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 0,862}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,855 \text{ m}$$

Nous posons  $D_c = 0,85 \text{ m}$

La perte de charge linéaire à l’aspiration sachant que

$$H_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{25 * 0,862^2}{0,85^{5,3}} + \frac{1,5 * 0,123^2}{0,225^{5,3}} \right)$$

$$\Rightarrow H_{asp}^{lin} = 0,183 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l’aspiration  $\Delta H_{asp} = 1,1 \times 0,183 = 0,2 \text{ m.}$

$$ha^{ad} = 6,14 + 0,3 - 10,27 + 0,24 + 0,09 + 0,2 = -3,3 \text{ m.}$$

Donc nous changerons le type d’installation (une installation en aspiration)

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0,3 + \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \frac{v^2}{2g} - \sum \Delta H_{asp} \tag{4-17}$$

$$\Rightarrow ha^{ad} = 3,3 \text{ m}$$

Donc nous pouvons calculer le plan d’aspiration ou bien la côte de l’axe de la pompe telle que Le niveau minimum du plan d’aspiration

$$\min = 47 - 5 = 42 \text{ m}$$



$$\Rightarrow \text{min} = 42 \text{ m NGA}$$

La côte de l'axe de la pompe

$$\text{axe} = 42 + 3,3 - 0,3 \approx 45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 45 \text{ m NGA}$$

#### **4.11. Choix du moteur électrique**

##### *4.11.1 Critères de choix du moteur électrique*

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

Nous choisissons les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur (Caprari) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

##### *4.11.2 Vitesse de rotation du moteur*

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (4-18)$$

Avec

$N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

##### *4.11.3 Puissance fournie par le moteur*

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (4-19)$$

Avec

$P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

$\varpi$  : Poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$  ;

$Q_{app}$  : débit refoulé par une pompe ;

$H_{mt}$  : hauteur manométrique totale minimale ;

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;

$\eta_{acc}$  : rendement de l'accouplement,  $\eta_{acc} = 1$  ;

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92-95\%)$  ; nous prenons :  $\eta_m = 95\%$  ;

K : coefficient correcteur, il est fonction de la puissance de la pompe.

Tableau 4.7: Coefficient de correction en fonction de la puissance

$P_{abs}$ (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

- Système de pompage vers le réservoir (Beni Tamou)

Type de pompe (MEC-AZRBH 2/125C), pour  $P_{abs}= 94 Kw$  ;  $K=1,15$ ;

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,862 * 56,27 * 1,15}{0,74 * 1 * 0,95} = 778,387 KW$$

- Système de pompage vers le réservoir (Maramen)

Type de pompe (MEC-AZRBH 2/125A),  $K=1,1$ ;

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,862 * 74,5 * 1,1}{0,74 * 1 * 0,95} = 985,757KW$$

#### 4.12. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour notre cas et suivant les deux parties de refoulement nous optons pour deux bâtiments identiques, pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- La partie souterraine
- La partie supérieure (salle des machines, salle des annexes)

##### 4.12.1 Partie souterraine

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou en préfabriqué. Les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

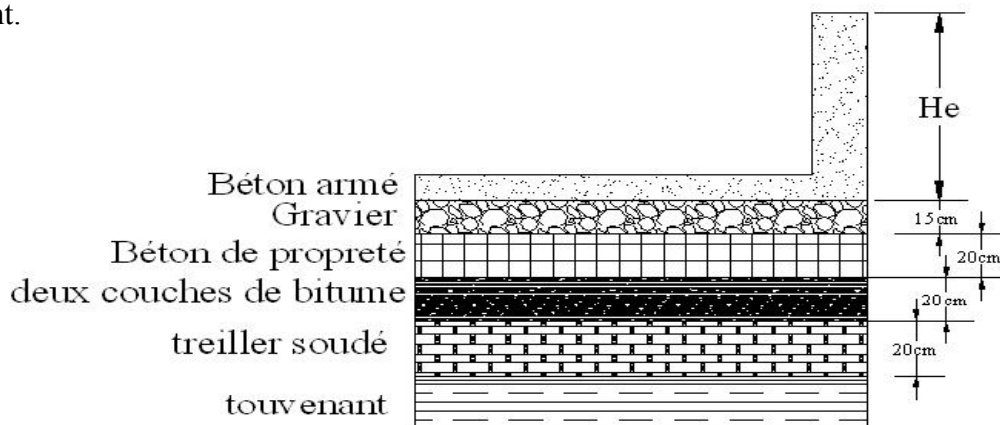


Figure 4.10 : Schéma représentatif de la partie souterraine du bâtiment

#### 4.12.2 Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où nous trouvons les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage ( $H_b$  : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m...)
- Une longueur du bâtiment  $L_b = 3, 6, 18, 21, 24... m$
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, nous prévoyons deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

Nous exigeons quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

#### 4.12.3 Dimensionnement du bâtiment

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et les pompes de secours qui doit être installée.

#### *Remarque*

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg, doivent être placés sous le pont roulant.

*4.12.3.1 La hauteur du bâtiment*

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m 8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (4-20)$$

$h_5$ : distance verticale  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$   $h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$

$h_p$  : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à  $h_p = 0,825 \text{ m}$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.

$h_7$  : Hauteur de chariot

$h_8$  : Hauteur profilée

$h_9$  : Hauteur de sécurité

Donc :

$$H_b = 1.925 + 2.2 + 0.5 + 0.5 + 0.5 = 5.625 \text{ m, nous posons } H_b = 6 \text{ m}$$

*4.12.3.2 Largeur du bâtiment*

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + 2s \quad (4-21)$$

S: épaisseur du mur  $s = 20 \text{ cm}$  ;

$l_1$ : Distance entre les deux murs et les premiers organes ;

$l_2$ : Distance entre les tubulures ;

$l_3$ : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement.

$$l = 0.3 + 0.2 + (1.783 + 0.45 + 1 + 0.3 + 0.1) + 2 * 0.2$$

Donc

$$l = 4,6 \text{ m}$$

*4.12.3.3 Longueur du bâtiment*

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant

$$L = n * L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_p + L_r \quad (4-22)$$

$n$  : nombre de pompes,  $n = 10$  (tenant compte des pompes de secours)

$L$  : largeur de la pompe et celle du moteur ;

$L_{\text{int}}$  : distance entre deux pompes voisines,  $L_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m}$ ,  $L_{\text{int}} = 1 \text{ m}$ .

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 3$  m.

$L_p$  : Longueur du bureau du personnel;  $L_p = 4$  m ;

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique  $L_r = (2-3)$  m,  $L_r = 3$  m.

Donc  $L = 27,5m$

#### **4.13. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la station de pompage, en déterminant les pompes adéquates ainsi que leur nombre.

Nous avons opté pour des pompes centrifuges monocellulaires à axe horizontal type CAPRARI pour les systèmes de pompage.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage des pompes pour la bonne disposition des pompes.

## ***CHAPITRE 5***

### ***ETUDE DES RESERVOIRS***

*Chapitre -5-*

ETUDE DES RESERVOIRS

**5.1. Introduction**

Les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable pour la constitution de tout système d'alimentation en eau potable. Le deuxième chapitre nous a permis de déterminer les besoins nécessaires en eau potable pour la zone du grand Blida. Le but du présent chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires afin de pouvoir se prononcer sur le projet des réservoirs à prévoir pour renforcer notre système d'alimentation en eau potable.

**5.2. Fonctions des réservoirs**

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

Ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

Les réservoirs permettent, une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, et de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

### 5. 3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car nous devons tenir compte de certaines considérations. Dans notre cas :

Notre adduction du complexe SP3 vers les deux réservoirs (réservoir de Beni Tamou à une cote de 98 m NGA, et réservoir de Maramen à une cote de 102m NGA) est de type mixte, donc l'implantation de la bache d'aspiration doit être à une côte inférieure à celle du réservoir du complexe SP3 qui a une cote de 66 m NGA pour permettre l'écoulement en charge gravitaire, et l'emplacement de la bache sera au point où la ligne de charge coupe le terrain naturel selon le profil en long de l'adduction, donc la bache d'aspiration est implantée à une côte de 47m NGA.

### 5.4. Calcul des capacités des réservoirs

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de 124060,49 m<sup>3</sup>/j.

Ce débit est refoulé par deux stations de pompage qui est ensuite acheminé vers deux réservoirs tampon.

#### 5.4.1 Estimation de la capacité de la bache d'aspiration

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise.

Le plan d'eau de la bache doit être plus élevé que le niveau de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation.

Le dimensionnement de la bache est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure.

$$V_{B\grave{a}che} = \frac{Q * t}{T'} \quad (5-1)$$

Avec

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

$T'$  : le temps de fonctionnement de la station de pompage ( $T'=20h$ ).

Nous avons un débit journalier de 124060,49 m<sup>3</sup>/j, alors le volume de la bache est

$$V_{b\grave{a}che} = \frac{124060,49}{20} \cdot \frac{1}{4} = 1550,75 \text{ m}^3$$

Donc nous choisissons un volume normalisé de 1600 m<sup>3</sup>



5.4.2 *Forme de la bache d'aspiration*

Nous optons pour la forme circulaire puisque notre volume est inférieur à 10000 m<sup>3</sup>. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Donc les dimensions de la bache, pour une hauteur proposée de la cuve de 5 m seront:

$$V = \frac{\pi}{4} * D^2 * h \quad (5-2)$$

Le diamètre de la cuve est de :  $D = 20.19 \text{ m}$

Soit :  $D = 21 \text{ m}$

Nous recalculons la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi}{4} * D^2} \quad (5-3)$$

C'est -à-dire :  $h = 4.62 \text{ m}$

La hauteur du réservoir sera :  $H = h + R$

$R$  : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air prise égale 0,5 m

Donc  $H = 4,62 + 0.5 \Rightarrow H = 5,12 \text{ m}$

5.4.3 *Estimation de la capacité des réservoirs de réception*

Les stations de pompage projetées servent à refouler l'eau vers deux réservoirs tampons (réservoir de Beni Tamou à une cote de 98 m NGA, et réservoir de Maramen à une cote de 102m NGA).

Les deux réservoirs tampons servent à transiter le débit refoulé par la station de pompage vers les réservoirs d'alimentations par une chaîne d'adduction (présente au premier chapitre).

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (5-4)$$

Dés l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction entre en action de fermeture. Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 * \frac{t}{T} = Q_0 * (1 - \frac{t}{T})$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dV = Q_0 * (1 - \frac{t}{T}) dt$$

$$V = Q_0 * \int_0^T (1 - \frac{t}{T}) dt = \frac{Q_0 T}{2} \quad (5-5)$$

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne a un temps de fermeture d'une durée de 0,5 h. Et nous avons un débit de 0,862 m<sup>3</sup>/s, donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$Vr = \frac{Q_0 t}{2} = \frac{0,862 * 3600 * 0,5}{2} = 775,8 \text{ m}^3$$

Nous proposons un volume de 120 m<sup>3</sup> comme réserve d'incendie, donc le volume total du réservoir sera :

$$Vt = 775,8 + 120 = 895,8 \text{ m}^3$$

Ou bien un volume normalisé de 900 m<sup>3</sup>.

#### 5.4.4 Forme du réservoir tampon

Puisque notre volume est inférieur à 10000 m<sup>3</sup>, nous optons pour la forme circulaire du réservoir avec une hauteur de cuve de 5 m

Nous avons :

$$V = \frac{\pi}{4} * D^2 * h \quad (5-6)$$

Le diamètre de la cuve est de D = 15.14 m , Soit D = 16 m

Nous recalculons la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi}{4} * D^2} , h = 4.48 \text{ m}$$

La hauteur du réservoir est de : H = h+R

R : étant la hauteur réservée prise égale à R = 0,5 m

Donc H = 5 m

Pour calculer la section du réservoir nous avons :

$$S = \frac{V_t}{h} \Rightarrow S = 200,89 \text{ m}^2$$

La hauteur de la réserve d'incendie

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \Rightarrow h_{inc} = 0,6 \text{ m}$$

## 5.5. Les équipements du réservoir [5]

Le réservoir doit être équipé par

### 5.5.1 Conduite d'arrivée

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- *Par le haut (chute libre)*

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avals.

- *En bas (siphon noyé)*

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

Pour nos réservoirs tampon nous optons pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage.

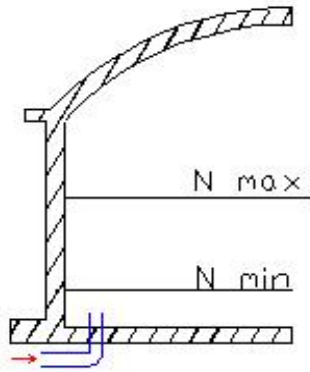


Figure 5.1: Arrivée par dessous (Par le fond).

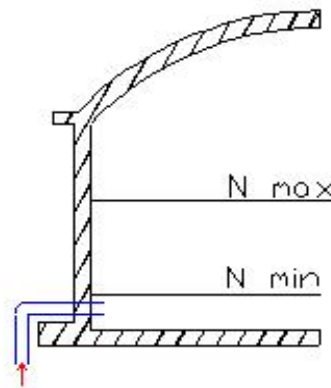


Figure 5.2: Arrivée par dessous (Par le bas).

### 5.5.2 Conduite de départ

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

En cas de rupture de la conduite de départ et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

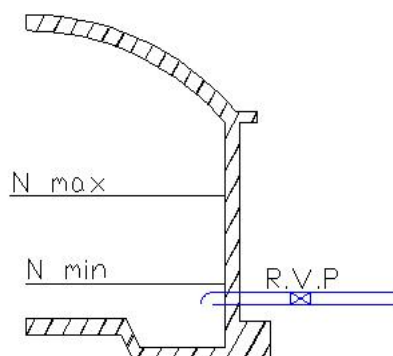


Figure 5.3: Conduite de départ

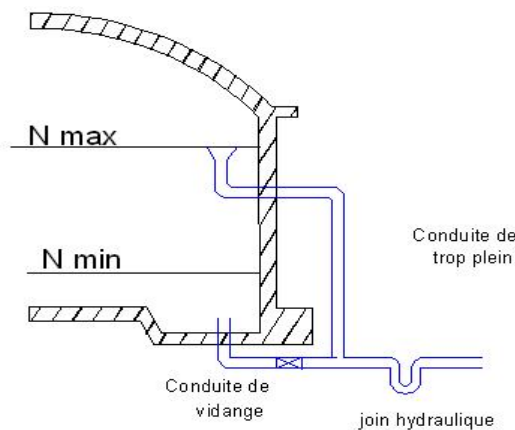
### 5.5.3 Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité

supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

**5.5.4 Conduite de vidange**

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.



*Figure 5.4: Conduite de vidange et de trop plein.*

**5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

**5.6.1 Système à deux prises**

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

### 5.6.2 *Système à siphon*

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne. Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

### **5.7. Entretien des réservoirs**

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

### **5.8. Hygiène et sécurité**

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent:

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage ;
- Etre étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer L'eau.

### **5.9. Conclusion**

L'existence des réservoirs dans un système d'adduction d'eau est indispensable, en effet la réalisation de notre projet de transfert des eaux du complexe SP3 vers les deux réservoirs (Beni tamou et Maramen) nécessite la construction des différents réservoirs :

- Une bache d'aspiration circulaire de capacité 1600 m<sup>3</sup>
- Deux réservoirs tampon circulaires chacun de capacité 900 m<sup>3</sup>.

## ***CHAPITRE 6***

# ***PROTECTION DE L'ADDUCTION***



*Chapitre -6-***PROTECTION DE L'ADDITION****6.1. Introduction**

Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile, dans le cadre de ce chapitre nous étudions le phénomène du coup de bélier, ce complexe phénomène peut entraîner les ruptures de canalisation, Donc il est nécessaire d'avoir une protection contre ce problème néfaste.

**6.2. Définition**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

C'est un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

**6.3. Causes et effets du coup de bélier***6.3.1 Les causes du coup de bélier*

Les causes les plus fréquentes qui provoquent ce phénomène sont

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

*6.3.2 Les risques dus aux coups de bélier*

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

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

#### *6.3.2.1 Cas de la surpression*

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible de la conduite il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

#### *6.3.2.2 Cas de dépression*

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieur à -10 mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur de la conduite.

#### *6.3.2.3 Fatigue de la conduite*

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

### **6.4. Protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier**

Le problème du coup de bélier dans une conduite en refoulement se présente en cas d'arrêt et de démarrage de la pompe. Dans notre cas le problème du coup de bélier se présente dans deux conduites :

- La conduite reliant la bache d'aspiration et le réservoir de Beni Tamou
- La conduite reliant la bache d'aspiration et le réservoir de Meraman

6.4.1 Description des phénomènes physiques dans une conduite de refoulement

Nous analysons un cas particulier. Considérons 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 supposé constant gardé constant.

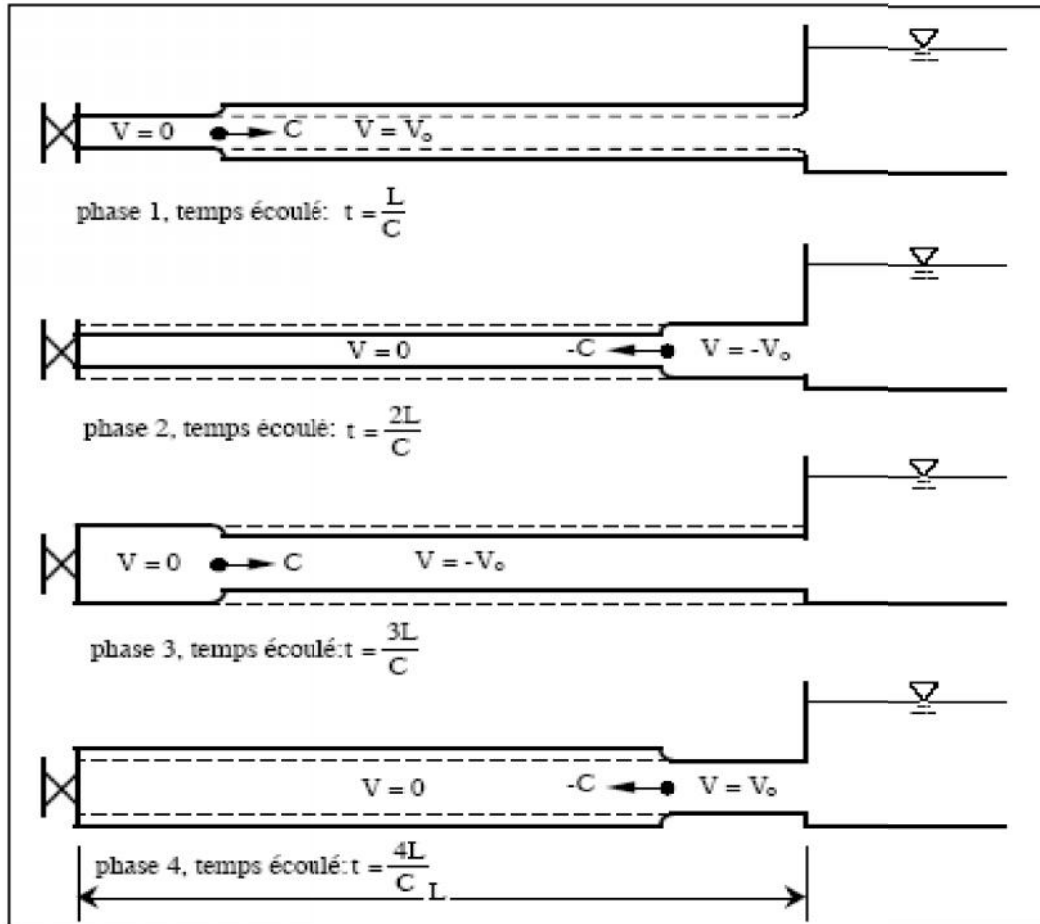


Figure 6.1 : Etapes de variation de pression.

Nous pouvons décrire le phénomène à travers la figure (6.1) en quatre phases suite à l'arrêt brusque ou instantané du groupe électropompe.

- Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par (C).

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).

- *Phase 02*

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 :  $\frac{L}{C}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{C}$  depuis l'origine du phénomène.

- *Phase 03*

Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant le clapet de la pompe. Encore une fois, nous devons 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 égale à  $\frac{L}{C}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{C}$  depuis l'origine du phénomène.

- *Phase 04*

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer et grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci reprend son diamètre initial à partir du réservoir et en allant vers la pompe.

A la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et la phase 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 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 la phase 03 du cas précédent. Le phénomène suit alors les phases 04,01, et 02.

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- *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.

Il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement de forme tuyère car l'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge à la surpression qu'à la dépression, un robinet-vanne est utile pour isoler le réservoir d'air de la conduite.

- *Volant d'inertie*

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Pour notre adduction nous proposons comme moyen de protection, le réservoir d'air car :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression ;
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer ;
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité.

#### *6.4.2 Calcul des réservoirs d'air*

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Pour le calcul nous optons pour la méthode de Vibert.

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par *Mr. SALAH. B* pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 * K * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_n * (1 - v_s)}}} \quad (m/s) \quad (6-1)$$

Avec

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 \times 10^9$  Pascal ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup> ;

$E_m$ : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1 \times 10^{11}$  (la fonte);

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;

$v_m$ : coefficient de poisson du matériau.  $v_m = 0,3$  (fonte) ;

$v_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $v_s = 0,33$  ;

$e_m$  : Epaisseur de la conduite. 0,0135m;

a : rayon intérieur de la conduite  $a = 0,5$ m ;

La charge tenant compte du coup de bélier sera:

$$Z = H_g + \frac{C * V_0}{g} \quad (m) \quad (6-2)$$

Avec

$V_0$  : vitesse moyenne de refoulement en (m/s);

g : l'accélération de la pesanteur ( $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>) ;

$H_g$  : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue sera :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (m) \quad (6-3)$$

La charge maximale absolue

$$Z_{max} = Z + 10 \quad (6-4)$$

Nous avons:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} = \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \text{Abaque de Vibert } \frac{u_0}{L * S} \text{ et } \frac{z_{min}}{Z_0}; \text{ voir (Annexe 5).}$$

A partir de  $\frac{U_0}{L * S}$ , L et S, nous aurons donc  $U_0$ ;

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \quad U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \quad (6-5)$$

En tenant compte de la sécurité, le volume du réservoir d'air sera  $(U_{max} + 0,1)$  en (m<sup>3</sup>).

**6.4.3 Application**

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont représentées dans le tableau 6.1

*Tableau 6.1: Les caractéristiques des conduites de refoulement.*

Station de pompage vers	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
Beni tamou	Fonte	1000	0,79	1,1	2150	53
Maramen	Fonte	1000	0,79	1,1	11500	57

Les résultats de calcul de la célérité d'onde sont regroupés dans le tableau 6.2

*Tableau 6.2: Calcul de célérité d'onde des conduites de refoulement.*

Station de pompage vers	K (Pa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$v_m$	$v_s$	$E_s$ (Pa)	$E_m$ (Pa)	$e_m$ (m)	C (m/s)
Beni tamou	$2,07 \times 10^9$	1000	0,5	0,3	0,33	$2 \times 10^8$	$1 \times 10^{11}$	0,0135	955,39
Maramen	$2,07 \times 10^9$	1000	0,5	0,3	0,33	$2 \times 10^8$	$1 \times 10^{11}$	0,0135	955,39

Les résultats de calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau 6.3

*Tableau 6.3: Calcul du volume de réservoir d'air.*

Station de pompage vers	$Z_0$ (m)	$V_0$ (m/s)	$h_0$ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$Z_{max}$ (m)	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{max} - Z_0}{Z_0} \times U_0$	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{normalisé}$ (litre)
Beni Tamou	63	1,1	0,062	$9,84 \times 10^{-4}$	170,13	0,0037	0,55	6,29	11,43	11500
Maramen	67	1,1	0,062	$9,25 \times 10^{-4}$	174,13	0,0033	0,56	29,98	53,54	53600

Vu les volumes des réservoirs d'air, ces derniers seront installés à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

**6.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier**

les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Notre conduite gravitaire de longueur  $L = 12110$ , elle est de forme télescopique : une conduite de diamètre  $D = 1400\text{mm}$  suivi d'une autre conduite de diamètre  $1200\text{mm}$ , pour le calcul de la célérité d'onde nous supposons que le diamètre est invariable tout le long du tronçon ( $1200\text{mm}$ ). Cette conduite est reliée à son extrémité amont par le réservoir SP3 alors que l'extrémité aval est équipée d'une vanne à fermeture lente

Nous calculons la célérité d'onde à l'aide de la formule (6-1) pour les conduites enterrées, donc  $C = 911,03 \text{ m/s}$ , pour la conduite gravitaire.

Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne est de:

$$t_r = \frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 12110}{911,03} = 27\text{s} \quad (6-6)$$

En appliquant l'équation (6-7)

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{cv_0}{gh_0} * \frac{\Delta v}{v_0} \quad (6-7)$$

Avec :

$h_0$  : la charge statique qui est :

$$h_0 = C_{\text{trp SP3}} - C_{\text{bache}} = 66 - 47 = 19\text{m}$$

$C_{\text{trp}}$  : la cote du trop plein ;

$C_{\text{bache}}$  : cote de la bache d'aspiration.

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{911,03 \cdot 1,27}{9,81 \cdot 19} * \frac{\Delta v}{v_0} = 6,207 \frac{\Delta v}{v_0}$$

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant un temps de 0,2 secondes et à la fin de cette période elle prend brusquement la position de  $A_v/A_{v0} = 0,85$ .

Pour  $t/t_c = 0,2$  nous appliquons l'équation (6-8) :

$$\frac{V - \Delta V}{V_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} * \sqrt{\frac{h + \Delta h}{h_0}} \quad (6-8)$$

$A_v/A_{v0} = f(t)$  représente la loi de manœuvre de fermeture de la vanne

Les résultats d'application des équations (6-7) et (6-8) sont présentés dans le tableau 6.4



Tableau 6.4: tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne

T(s)	t/t <sub>c</sub>	A <sub>v</sub> / A <sub>v0</sub>	Δv/ v <sub>0</sub>	Δh/ h <sub>0</sub>	v/ v <sub>0</sub>	h/ h <sub>0</sub>	P (bar)
0,0	0,0	1,0	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	1,8639
5,4	0,2	0,85	0,0459	0,2601	0,9542	1,2601	2,3487
10,8	0,4	0,60	0,1194	0,6761	0,8349	1,9362	3,6088
16,2	0,6	0,35	0,2139	1,2117	0,6201	3,1479	5,8674
21,6	0,8	0,10	0,3889	2,2031	0,2313	5,351	9,9737
27	1,0	0,00	0,2214	1,2539	0,0000	<b>6,6049</b>	12,3108
32,4	1,2	0,00	0,0000	-0,5202	0,0000	6,0847	11,3413
37,8	1,4	0,00	0,0000	-1,3522	0,0000	4,7325	8,8209
43,2	1,6	0,00	0,0000	-2,4234	0,0000	2,3091	4,3039
48,6	1,8	0,00	0,0000	-4,4062	0,0000	-2,0971	-3,9089
54	2,0	0,00	0,0000	-2,5078	0,0000	-4,6049	-8,5831

Donc la loi de manœuvre est représentée dans la figure 6.2

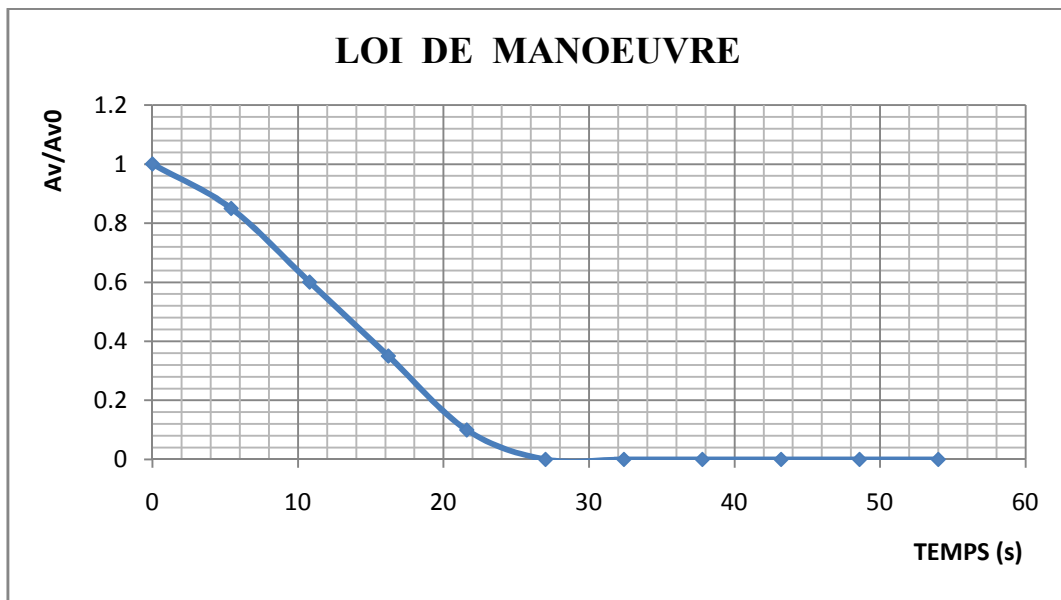


Figure 6.2: Graphe représentant la loi de manœuvre

Lorsque la durée de la fermeture de la vanne est longue que  $t_r = 2L/c$  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. Pose de canalisation

La pose de canalisation joue un rôle important dans leur stabilisation, et leur protection, et par conséquent dans le bon fonctionnement du système. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons déterminer les étapes nécessaires pour une bonne pose de canalisation.

### 6.6.1 Principe de pose de canalisations

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes.

#### 6.6.1.1 Réalisation des fouilles

##### - Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante

$$B=D+2*e \quad (m) \quad (6-9)$$

Si  $DN \leq 400$        $B = D + (2 * 0,30)$

Si  $DN > 400$        $B = D + (2 * 0,50)$

Avec

$B$  : largeur de la tranchée (m);

$D$  : diamètre de la conduite (m).

Don notre cas nous avons des largeurs de 2,4 m et 2,2 m pour les conduites gravitaires, et une largeur de 2 m pour les conduites en refoulement.

##### - La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

Le calcul de la profondeur de la tranchée est :

$$H=D + H_1 + H_2 \quad (m) \quad (6-10)$$

Avec

$H$  : la profondeur de la tranchée;

$H_1$ :profondeur du lit de pose ;

$H_2$ :distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite et la surface du sol;

$D$  : diamètre de la conduite (mm).

#### *6.6.1.2 Aménagement du lit de pose [4]*

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

#### *6.6.1.3 Préparation à la canalisation*

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

#### *6.6.1.4 La mise en place des canalisations*

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile peut être utilisée.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées;
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

#### *6.6.1.5 Epreuve des joints et canalisation principale*

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. La pression à exercer est en général égale à une fois et demie la pression à laquelle sera soumise réellement la canalisation. Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn.

#### *6.6.1.6 Remblai des tranchées*

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, nous procédons au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins nous continuons à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape nous utilisons la terre des déblais.

Tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques uns, dont nous proposons les poses suivantes :

#### *6.6.2 Traversée d'une rivière [4]*

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière 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 le cas où 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 (c'est le cas de la traverse de notre deuxième oued à 4 900 m de la station de pompage).

#### *- Traversée de l'oued Fatis*

La traversée de l'oued Fatis se fera en aérien, la canalisation aérienne sera une structure auto portante reposant sur deux culées en béton. Elle sera implantée 1,00 m au-dessus des plus hautes eaux de l'oued et comportera une passerelle de 1,50 m de largeur pour faciliter le passage lors des visites de maintenance et pour faciliter les opérations de pose de la canalisation. Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage.

#### *6.6.3 Pose de canalisation en pente*

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

La pose en pente de notre canalisation en fonte ductile peut être faite en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé (c'est le cas de la cote amont de notre adduction gravitaire).

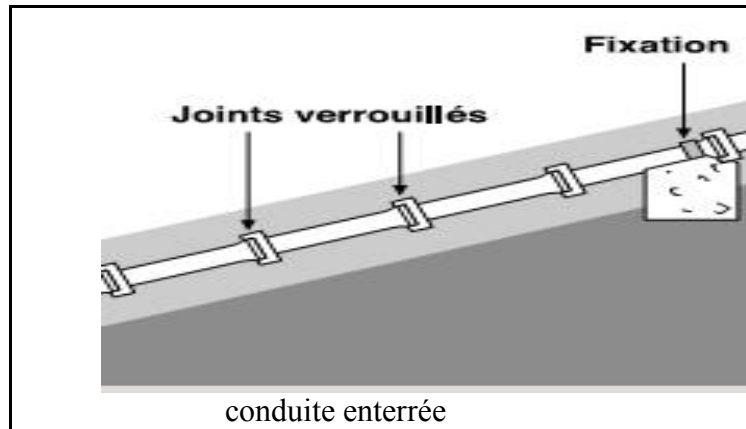


Figure 6. 3 : Pose de canalisation en pente

#### 6.6.4 Pose des conduites en traversées des routes

Cette pose sera appliquée pour la traverse de (la RN 67 à la cote 18 m NGA, et les chemins nationaux N°69 et N°04 à la cote 54 m NGA) pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, nous proposons :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans les quelles les conduites sont introduites.

#### 6.6.5 Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction, afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboitement des joints, dans notre cas nous optons pour des butées en béton au niveau des coudes.

### 6.7. Accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes et accessoires sont installés, 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 ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre.

### 6.7.1 Robinets vannes

Les vannes au niveau de la conduite d'adduction sont indispensables à fin d'isoler les tronçons de la conduite (en particulier pour réparation), nous les plaçons sur la conduite chaque 500m si la longueur de la conduite est très longue.

Nous distinguons les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

#### - Robinets-vanne à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.

#### - Les vannes papillon

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ils peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm parfois plus.

Dans notre cas nous optons pour :

- Des Robinets-vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, et au maximum chaque 500 m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- vanne papillon sur la conduite de départ du réservoir de SP3.

#### - Robinet à flotteur

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique.

Pour notre cas, nous optons pour des robinets à flotteur dans La bêche d'aspiration de la station de pompage et dans les réservoirs tampon.

### 6.7.2 Clapets anti retenue

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. Dans notre cas, l'installation d'un clapet anti retour se fait à la sortie de chaque pompe.

### 6.7.3 Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression et coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

- Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement ;
- Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Dans notre cas les ventouses à double orifice sont placées au point haut des conduites et après la vanne de sectionnement. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

### 6.7.4 By-pass

Le rôle de by-pass est :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire.

### 6.7.5 Joints de raccordement

Les tuyaux sont assemblés par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5°.

### 6.7.6 Organes de mesure [4]

#### 6.7.6.1 Mesure de débit

Les dispositifs de mesure de débit sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Ces débitmètres de type manométrique sont les plus utilisés pour la mesure des débits de fluide. Ils exploitent la loi de Bernouilli qui indique la relation existant entre le débit et la perte de charge résultante d'un changement de section de la conduite. Ces dispositifs sont utilisables que lorsque l'écoulement est turbulent. En partant de la relation  $Q = S \times V$  et en supposant une masse volumique constante (fluide incompressible), nous pouvons écrire l'équation de continuité  $Q = S1 \times V1 = S2 \times V2$

Celle ci montre qu'avec un écoulement régulier et uniforme, une réduction de diamètre de la canalisation entraîne une augmentation de la vitesse du fluide, donc de l'énergie potentielle ou de la pression de la canalisation.

La pression différentielle est convertie en débit volumique, à l'aide de coefficients de conversion, selon le type de débitmètre manométrique utilisé et le diamètre de la conduite.

#### 6.7.6.2 Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- *Manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- *Manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.



Dans notre cas, nous utilisons un manomètre à aiguilles à l'entrée et un autre à la sortie de la pompe.

#### *6.7.7 Organes de raccordement*

Dans notre étude les organes de raccordement sont utilisés pour

- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

##### *6.7.7.1 Coudes*

Les coudes sont des accessoires utiles pour le changement de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés. Nous distinguons des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse, les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de  $1/4$  ( $90^\circ$ ),  $1/8$  ( $45^\circ$ ),  $1/16$  ( $22^\circ 30'$ ),  $1/32$  ( $11^\circ 15'$ ).

Dans notre cas nous avons besoin des coudes de  $90^\circ$  (nous avons trois changements de direction).

##### *6.7.7.2 Cônes*

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme nous les rencontrons aussi à l'entrée et à la sortie des pompes, nous distinguons

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

Dans notre cas nous avons un cône de (1200 /1400) placé à une distance de 3270 m à partir du réservoir de SP3

##### *6.7.7.3 les manchons*

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, nous rencontrons les manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires.

**6.8. Conclusion**

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leur réalisation. Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le coup de bélier par le moyen d'installation des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT dans les conduites de refoulement, et l'utilisation de la loi de manœuvre dans la conduite gravitaire. Et pour assurer un bon fonctionnement de l'adduction, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour que nous optons le rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système d'adduction.les accessoires aussi doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

## ***CONCLUSION GENERALE***

## CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude a été basé sur l'étude de l'adduction qui consiste à acheminer l'eau potable à partir du système Ouest d'Alger (SP3) vers les stations de Maramen et Beni Tamou, afin de renforcer l'alimentation en eau potable de la zone du grand Blida.

La première étape du travail était la collecte des données sur les caractéristiques de la zone d'étude, avec une estimation de ses besoins à long terme afin de combler le déficit.

La deuxième étape consiste à dimensionner l'adduction mixte, ainsi que le choix du nombre et type de pompe utilisé pour les tronçons de refoulement, aussi bien l'étude des réservoirs de relèvement et de réception.

Nous pouvons dire que la protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique donc il est indispensable de prévoir des protections contre des problèmes du coup de bélier par une étude simplifiée et un dimensionnement des réservoirs d'air pour les conduites en refoulement, et par l'étude de la loi de manœuvre dans la conduite gravitaire.

Et pour assurer un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, Comme il est nécessaire que les exploitants de projet accordent une importance à la maintenance des équipements du projet afin d'assurer la longévité du projet.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE***

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

[1] A. DUPONT :(HYDRAULIQUE URBAINE), Tome II.1981 Eyrolles(Paris)p237-323.

[2] M.CARLIER :(HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE).  
Eyrolles(Paris),1972p289.

[3] A. LENCASTRE :(HYDRAULIQUE GENERALE), édition Eyrolles, Paris 1983, p349.

[4] S.BOUALEM:(COURS D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE), ENSH 1993, p  
78-140.

[5] ERIC DROUART et MICHEL VOUILLAMOZ :(ALIMENTATION EN EAU DES  
POPULATIONS MENACEES),édition Hermann 1999, p128.

[6] M. MEUNIER :(LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX  
D'EAU SOUS PRESSION),EditionDunod, Paris, 1950, p 53.

### **- SITES INTERNET**

[7] [WWW.CAPRARI.COM](http://WWW.CAPRARI.COM) (visité le : 06-05-2012).

DOCUMENTS DE LA(D.H.W) DE BLIDA.

# ***ANNEXES***

*Annexe 1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier*

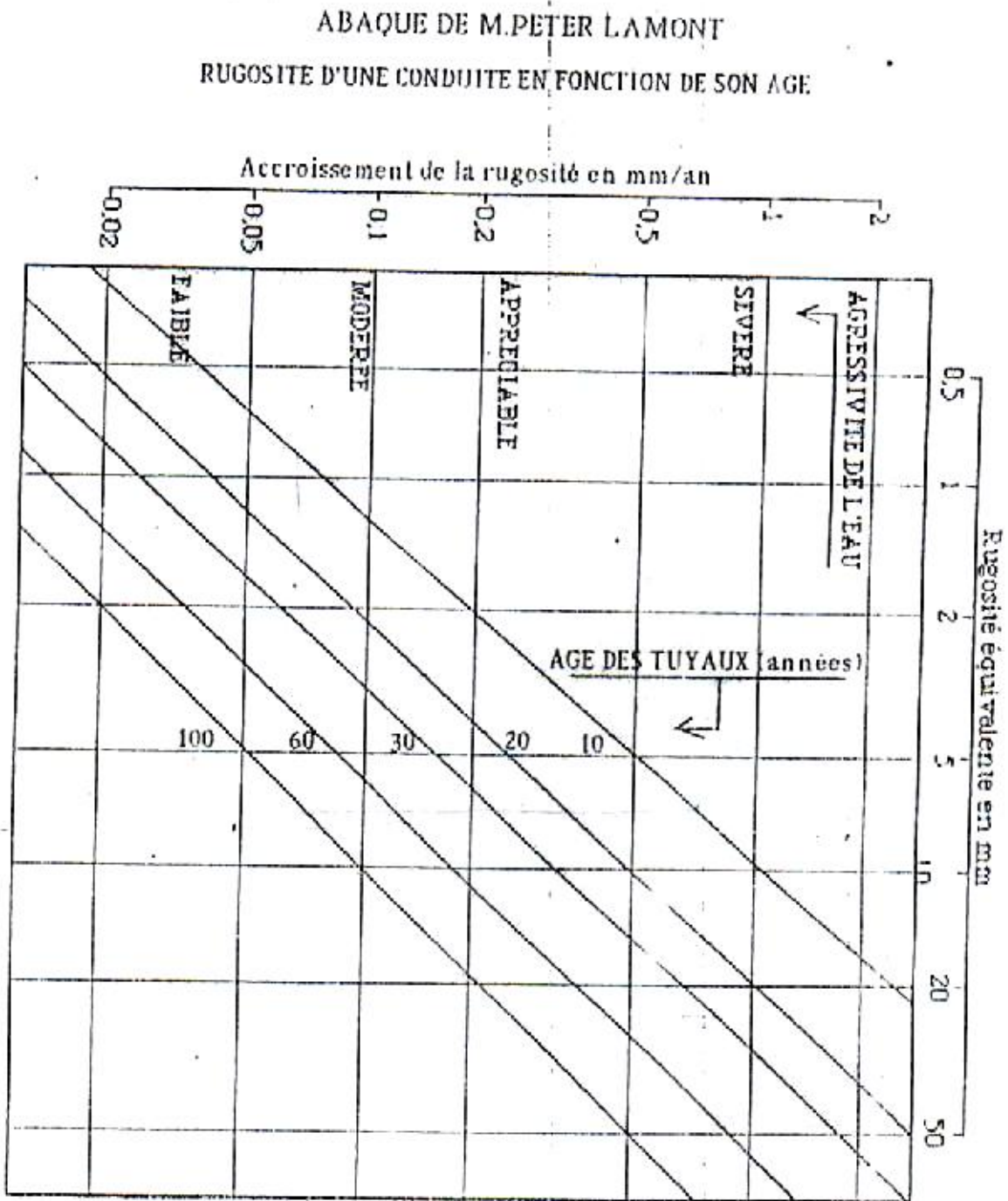
Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.20	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%



*Annexe 2: Les Valeurs usuelles indices de rugosité (K) en mm.*

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité k
1	cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
<b>9</b>	<b>fonte neuve</b>	<b>0,25 à 0,8</b>
<b>10</b>	<b>fonte usagée</b>	<b>0,8 à 1,5</b>
<b>11</b>	<b>fonte incrustée</b>	<b>1,5 à 2,5</b>
12	tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	béton grossier	5
16	bois bien raboté	5
17	bois ordinaire	1

Annexe 3: Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).



**Annexe 4 : Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après entreprise chinoise *KOUG.C.***

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
800	31719
900	35664
1000	39609
1100	43554
1200	47499
1400	55389
1500	59334
1600	63279
1800	71169
2000	79059

*Remarque:* les prix mentionnés ci dessus sont les prix de vente et de pose des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

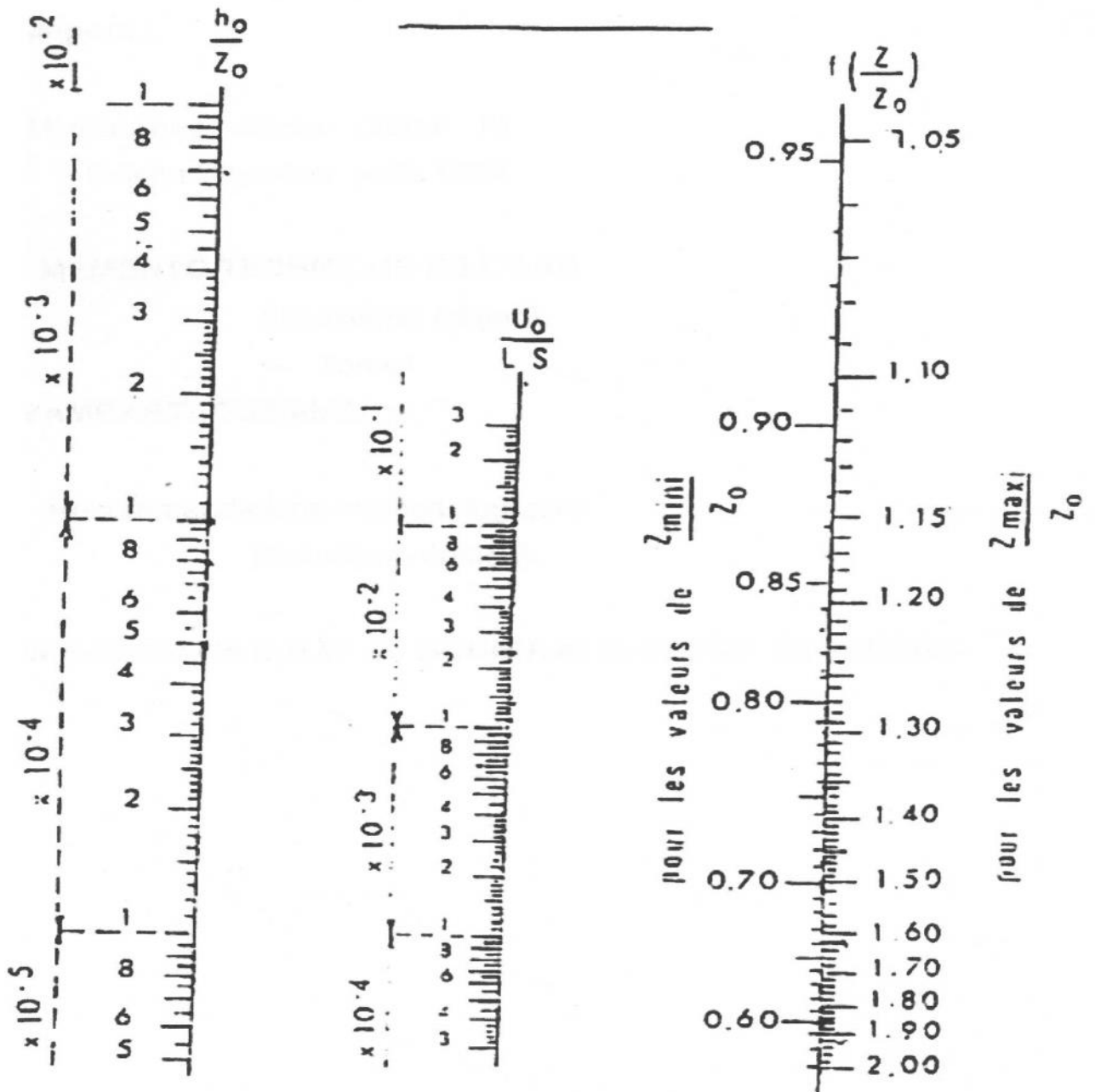


PLANCHE XXVII