

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 du systeme d'alimentation en eau potable de la ville de Mecheria (w. Naama).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0023-13

APA Citation ( APA توثيق ):

Bouchiha, Abdelkadir (2013). Renforcement du systeme d'alimentation en eau potable de la ville de Mecheria (w. Naama)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE L'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 DU SYSTEME D'ALIMENTATION  
EN EAUPOTABLE DE LA VILLE DE MECHERIA  
(WILAYA DE NAAMA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : BOUCHIHA Abdelkadir**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY:**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B. SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> M.S BENHAFID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>r</sup> A.HACHEMI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> M. BOUZIANE</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>elle</sup> L.KADI</b>	<b>Magister</b>	<b>Promotrice</b>

**Septembre - 2013**

# Dédicace

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

- *Mes parents pour ses sacrifices afin d'atteindre mon but.*
- *Ma famille.*
- *Tous mes amis : S.BOUDEHANE, H.BOUHAFS, K.SAOUDI, S.KOUDACHE, A.MEBKHOUT, M.LAMRI, W.BOUAM, A.MOKADEM, M.KHELFAOUI, H.BELLIA, Y.SAADOUNE Y.MOHAMDI, A.BEKHEIRA, MOKA, K.BOUGHÉFALA, W.ATBA, S.CHAOUCH, F.HORCHAIA, I.ZIANE, F.DJEBRI, KADICHOOO, A.GADOUCHE, A.AMRANI, BAKAR, RABEH, BRAHIM, BOB, RAHIM, MUSTAFA, AMIGO ...*
- *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*

*BOUCHIHA.ABDELKADIR.2013*

# REMERCIEMENTS

*Avant tout, nous remercions ALLAH qui a illuminé notre chemin et qui nous a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur de ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M<sup>elle</sup> L.KADI, pour l'aide qu'elle m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.*

*Je n'oublie pas M<sup>r</sup> SALAH BOULEM de leur fortement aide.*

*Je remercie également Mr KHIRI TAHAR chef département d'exploitation « ADE de NAAMA » sans oublier aussi M<sup>r</sup> NASREDINE MGHABER chef d'antenne « CTH MECHERIA », M<sup>r</sup> KEBIZ MOHAMED ingénieur biologiste« ADE de NAAMA »*

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

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis.*

تتعمد مدينة مشرية على المياه الجوفية  
ر للتزويد بالمياه الصالحة للشرب والتي لن تكفي حاجة السكان للمياه  
من خلال هذه المذكرة درس .  
نقل المياه من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة  
مشرية لتعزيز التزويد بالمياه الصالحة للشرب وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل  
30  
احتياطات الواجب اتخاذها حماية هذه المنشآت .

### **Abstract:**

The city of MECHERIA actually relies on groundwater as a source of drinking water, which is insufficient to get the water needs of the people. In this project, we investigate the proposed transfer of water from the Well field NAAMA, approximately 30km south of MECHERIA to enhance the drinking water supply by determining the dimensions of the conduits as well as the necessary volumes of reservoirs by taking into account the various precautions to protect these facilities during and after project completion.

### **Résumé :**

La Ville de MECHERIA dépend des eaux souterraines comme source d'approvisionnement en eau potable, ce qui est insuffisant pour satisfaire les besoins en eau de la population à l'horizon future. Dans ce projet de fin d'étude, nous avons étudié le projet de transfert de l'eau à partir du champ de captage de NAAMA, situé à 30km au sud de MECHERIA afin de renforcer l'alimentation en eau potable en déterminant les dimensions de l'adduction, les volumes nécessaires des réservoirs où nous prenons en compte les diverses précautions pour protéger ces installations pendant et après l'achèvement du projet.

## Sommaire :

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....</b>	<b>2</b>
1.1. Introduction : .....	2
1.2. Présentation de la zone d'étude : .....	2
1.2.1. Situation géographique de la wilaya de Naâma : .....	2
1.2.2. Situation géographique de la ville de Mecheria : .....	3
1.2.3. Géologie et sismicité de la région: .....	3
1.2.4. Situation hydrogéologique : .....	4
1.2.5. Situation topographique : .....	5
1.2.6. Situation climatique :.....	5
1.2.7. Situation hydrologique : .....	6
1.2.8. Situation démographique :.....	7
1.2.9. Situation hydraulique : .....	7
1.3. Conclusion : .....	9
<b>CHAPITRE 2 : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION .....</b>	<b>11</b>
2.1. Introduction : .....	11
2.2. Evolution de la population : .....	11
2.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière:.....	12
2.4. Étude de la variation de la consommation :.....	16
2.5. Bilan : Ressources - Besoins : .....	21
2.5.1. Situation actuelle : .....	21
2.5.2. Bilan après mobilisation du forage F2 :.....	21
2.5.3. Déduction du débit de projet : .....	22
2.6. Conclusion :.....	22
<b>CHAPITRE 3 :ETUDE DE L'ADDUCTION.....</b>	<b>24</b>
3.1. Introduction : .....	24
3.2 Types d'adduction rencontrés en pratique :.....	24
3.2.1. Adduction gravitaire :.....	24
3.2.2. Adduction par refoulement :.....	24
3.2.3. Adduction mixte : .....	24
3.3 Proposition des variantes :.....	24
3.3.1. Critères de choix du tracé : .....	24
3.3.2. Etude technico-économique : .....	25
3.3.3 Proposition de variantes : .....	26

3.3.4	Choix du matériau de la conduite : .....	27
3.4.	Méthode de calcul : .....	29
3.4.1.	Cas de refoulement : .....	29
3.4.2.	Cas gravitaire : .....	31
3.5.	Discussion des variantes : .....	32
3.5.1.	Première variante : .....	33
3.5.2.	Deuxième variante: .....	35
3.5.3.	Troisième variante : .....	38
3.5.4.	Déduction de la variante le plus économique : .....	40
3.6.	Conclusion : .....	40
<b>CHAPITRE 4 :</b>	<b>LES RESERVOIRS DE LA ZONE D'ETUDE.....</b>	<b>41</b>
4.1.	Introduction : .....	41
4.2.	Rôle des réservoirs : .....	41
4.3.	Calcul du volume du réservoir tampon : .....	42
4.4.	Normalisation du volume du réservoir tampon : .....	42
4.5.	Calcul du temps de fermeture de la vanne nécessaire pour la vidange de notre réservoir tampon: .....	42
4.6.	Dimensions du réservoir tampon : .....	43
4.6.1.	Diamètre de la cuve : .....	43
4.6.2.	Réévaluation de la hauteur d'eau : .....	43
4.6.3.	La hauteur H du réservoir : .....	43
4.7.1.	Conduite d'arrivée : .....	43
4.7.2.	Conduite de départ : .....	44
4.7.3.	La conduite de trop-plein : .....	45
4.7.4.	Conduite de vidange : .....	45
4.8.	Traversée des conduites dans les parois du réservoir : .....	45
4.9.	Prescriptions sanitaires : .....	46
4.10.	Contrôle des ouvrages de stockage : .....	47
4.10.1.	Contrôle hebdomadaire : .....	47
4.10.2.	Contrôle semestriel : .....	47
4.10.3.	Nettoyage : .....	47
4.11.	conclusion : .....	47
<b>CHAPITRE 5 :</b>	<b>ETUDE DU POMPAGE.....</b>	<b>48</b>
5.1	Introduction : .....	48
5.2	Captage des eaux souterraines : .....	48
5.2.1.	Quelques définitions concernant les aquifères d'eau souterraine : .....	48

5.2.2. Forages d'eau :	49
5.2.3. Le forage F2 de Naâma :	49
5.2.4. Définition des pompes :	50
5.3. Pompage des eaux souterraines :	51
5.3.1. Règles de choix du type de pompe utilisé :	51
5.3.2. Le choix du type de pompe :	51
5.3.3. L'installation dans le forage:	51
5.3.4. La hauteur manométrique de la pompe :	53
5.3.5. Choix de la pompe à installer:	53
5.3.6. Point de fonctionnement de la pompe :	54
5.3.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données:	55
5.3.8. Etude de la cavitation :	57
5.3.9. Calage de la pompe :	58
5.4. Conclusion :	59
<b>CHAPITRE 6 : PROTECTION ET POSE DE CANALISATIONS</b> .....	<b>60</b>
6.1. Introduction :	60
6.2. Protection de canalisation contre le coup de bélier :	60
6.2.1. Généralités sur le coup de bélier :	60
6.2.2. Principe de l'étude de protection contre le coup de bélier:	66
6.2.3. Protection du système d'adduction Nâama-Mecheria contre le coup de bélier:.....	68
6.3. Pose de canalisations :	72
6.3.1. Pose en enterré :	72
6.3.2. Préparation de la tranchée :	72
6.3.3. Pose sans tranchée (Forage) :	73
6.3.4. Assemblage des tubes en PEHD :	74
6.3.5. Les organes de raccordement :	76
6.3.6. Les accessoires :	76
6.4. Conclusion :	77
<b>CHAPITRE 7 : ORGANISATION DE CHANTIER, PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL.....</b>	<b>78</b>
7.1. Introduction :	78
7.2. Différents travaux à entreprendre :	78
7.2.1. Travaux concernant l'adduction :	78
7.2.2. Travaux concernant le réservoir :	79
7.3. 7.3. Calcul des volumes des travaux :	80
7.3.1. Pour l'adduction :	80
7.3.2. Pour le réservoir :	82



7.4.	Planification des travaux : .....	83
7.4.1.	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour l'adduction :.....	83
7.4.2.	Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour le réservoir tampon :.....	84
7.5.	Protection et sécurité de travail : .....	85
7.5.1.	Consignes générales en cas d'accident: .....	85
7.5.2.	Consignes générales en cas d'incident :.....	86
7.5.3.	Protections collectives et individuelles : .....	86
7.5.4.	Travaux en hauteur: .....	88
7.6.	Conclusion :.....	88
	CONCLUSION GENERALE .....	89
	annexes .....	90

## Liste des Tableaux

### Chapitre 1

Tableau 1.1 : La température mensuelle moyenne (2008-2012) : .....	5
Tableau 1.2 : La précipitation moyenne (2008-2012) : .....	6
Tableau 1.3 : Répartition de la population par strate au 31/12/2012 (Source : direction de la programmation et du suivie budgétaire de la wilaya de Naâma) .....	7
Tableau 1.4 : les points d'eau mobilisés vers Mecheria actuellement et jusqu'à l'horizon 2028.....	8
Tableau 1.5 : Répartition des débits des réservoirs d'alimentation.....	9

### Chapitre 2

Tableau 2.1 : Population de la ville de Mecheria à différents horizons : .....	11
Tableau 2.2 : Estimation des besoins domestiques pour différents horizons.....	13
Tableau 2.3 : Estimation des besoins publics .....	14
Tableau 2.4 : Estimation des besoins scolaires.....	15
Tableau 2.5 : Estimation des besoins sanitaires .....	15
Tableau 2.6 : Estimation des Besoins socioculturels : .....	15
Tableau 2.7 : Récapitulation des besoins des équipements totaux à l'horizon 2028.....	16
Tableau 2.8 : Estimation des besoins totaux moyens pour l'horizon 2028:.....	16
Tableau 2.9 : Consommations maximale et minimale journalière.....	17
Tableau 2.10 Consommations maximale et minimale horaire : .....	19
Tableau 2.11: Variation des débits horaires de la ville de Mecheria.....	19
Tableau 2.12 : bilan sans mobilisation de F2 .....	21
Tableau 2.13 : Bilan après l'exploitation de F2 : .....	21

### Chapitre 3

Tableau 3.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie pour la région de Naâma .....	30
Tableau 3.2 : Calcul de la hauteur manométrique total. ....	33
Tableau 3.3 : Calcul des dépenses d'exploitation.....	33
Tableau 3.4 : Calcul des dépenses d'investissement.....	34
Tableau 3.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	34
Tableau 3.6 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire .....	35
Tableau 3.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	35
Tableau 3.8: Calcul des dépenses d'exploitation.....	36
Tableau 3.9 : Calcul des dépenses d'investissement.....	36
Tableau 3.10: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	36

<i>Tableau 3.11 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire .....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau 3.12 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau 3.13 : Calcul des dépenses d'exploitation.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau 3.14 : Calcul des dépenses d'investissements .....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau 3.15: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau 3.16 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire .....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 3.17: Récapitulation des calculs des variantes .....</i>	<i>40</i>

## Chapitre 5

<i>Tableau 5.1 : Représentation des différentes possibilités des pompes CAPRARI.....</i>	<i>53</i>
<i>Tableau 5.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F2-Rt).....</i>	<i>54</i>
<i>Tableau 5.3 : point de fonctionnement de la pompe choisie .....</i>	<i>57</i>

## Chapitre 6

<i>Tableau 6.1 : Méthode de calcul du profil en long général de la conduite.....</i>	<i>66</i>
<i>Tableau 6.2: Profil en long général de la conduite.....</i>	<i>69</i>

## Chapitre 7

<i>Tableau 7.1: Récapitulation des volumes et des durées d'exécution des tranchées .....</i>	<i>81</i>
<i>Tableau 7.2 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....</i>	<i>82</i>
<i>Tableau 7.3 : Temps de réalisation des opérations du réservoir .....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau 7.4: Liste des taches pour la réalisation de l'adduction .....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau 7.5 : Liste des taches pour la réalisation du réservoir tampon.....</i>	<i>85</i>

# Liste Des Figures

## Chapitre 1

<i>Figure 1.1 : Carte géographique de la wilaya de Naâma (source: Daïra Mecheria) .....</i>	<i>3</i>
<i>Figure 1.2 : Schéma synoptique de l'alimentation en eau potable de la ville de Mecheria actuelle (Source ADE NAAMA).....</i>	<i>10</i>

## Chapitre 2

<i>Figure 2.1 : Evolution du nombre d'habitants de la ville de Mecheria à différents horizons .....</i>	<i>12</i>
<i>Figure 2.2 : Graphique de consommation de l'agglomération.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 2.3 : Courbe de consommation cumulée .....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 2.4 : Bilan des ressources avant l'exploitation de F2 .....</i>	<i>21</i>
<i>Figure 2.5 : Bilan des ressources après l'exploitation de F2 .....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 2.6 : Schéma synoptique (projeté) de l'alimentation en eau de la ville de Mecheria .....</i>	<i>23</i>

## Chapitre 3

<i>Figure 3.1 : Schéma représentatif de la première variante .....</i>	<i>26</i>
<i>Figure 3.2 : Schéma représentatif de la deuxième variante.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 3.3 : Schéma représentatif de la troisième variante.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure 3.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la première variante.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure 3.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour deuxième variante.....</i>	<i>37</i>
<i>Figure 3.6 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation pour la troisième variante .....</i>	<i>39</i>

## Chapitre 4

<i>Figure 4.1 : différentes configurations de la conduite d'arrivée .....</i>	<i>44</i>
<i>Figure 4.2: Conduite de départ.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure 4.3: Traversée par des manchons à bout lisse.....</i>	<i>46</i>
<i>Figure 4.4: Traversée des conduites (Gaine en fonte).....</i>	<i>46</i>

## Chapitre 5

<i>Figure 5.1: types de nappes d'eau souterraines .....</i>	<i>49</i>
<i>Figure 5.2: Coupe du forage F2 Naâma (source ADE Naâma) .....</i>	<i>50</i>
<i>Figure 5.3: schéma d'installation d'une pompe immergée dans un forage.....</i>	<i>52</i>
<i>Figure 5.4 : Point de fonctionnement de la pompe E12S42/4B+M12200 .....</i>	<i>55</i>

<i>Figure 5.5 : point de fonctionnement de la pompe E12S42/5MN+M12200 .....</i>	<i>56</i>
<i>Figure 5.6 : Roue soumise à cavitation.....</i>	<i>57</i>

## Chapitre 6

<i>Figure 6.1 : Description du coup de bélier .....</i>	<i>61</i>
<i>Figure 6.2 : Description du phénomène de coup de bélier pour le cas de refoulement.....</i>	<i>63</i>
<i>Figure 6.3 : Oscillation de la ligne de charge dans le cas d'un coup de bélier.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure 6.4 .Réservoir hydropneumatique.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure 6.5: les organes d'étranglement .....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 6.6 : clapet by-passé par le diaphragme .....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 6.7 : Données de départ.....</i>	<i>68</i>
<i>Figure 6.8 : profil en long absolu .....</i>	<i>70</i>
<i>Figure 6.9: profil en long absolu avec l'abaque du PUECH et MEUNIER .....</i>	<i>70</i>
<i>Figure 6.10: représente la pose en tranché.....</i>	<i>72</i>
<i>Figure 6.11 représente les dimensions de la tranchée .....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 6.12. Forage dirigé.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 6.13. Chauffage .....</i>	<i>75</i>
<i>Figure 6.14. Le soudage.....</i>	<i>75</i>

## Chapitre 7

<i>Figure 7.1 : Remblayage d'une tranchée pour le cas d'une conduite en PEHD .....</i>	<i>79</i>
<i>Figure 7.2 : Evolution du projet d'adduction par le réseau à flèches .....</i>	<i>84</i>
<i>Figure 7.3 : Evolution de la réalisation du réservoir tampon par le réseau à flèches .....</i>	<i>85</i>

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1 :** Plan topographique (Mécheria w.NAAMA)

**Planche N° 2 :** plan du système d'amenée. (Mécheria W.NAAMA)

**Planche N° 3 :** Profil en long pour la partie refoulement (première tranche) Mecheria W.NAAMA

**Planche N° 4 :** Profil en long pour la partie gravitaire (deuxième tranche) Mecheria W.NAAMA

**Planche N° 5 :** Profil en long pour la partie gravitaire (troisième tranche) Mecheria W.NAAMA

**Planche N° 6 :** Schéma du réservoir tampon

## *INTRODUCTION GENERALE*

L'approvisionnement des populations en eau potable, en quantité suffisante pour les besoins domestiques et la satisfaction de l'hygiène sont l'objectif permanent de l'ingénieur.

L'augmentation des besoins en eau du fait de l'accroissement de la population de la ville de Mecheria implique que les ressources actuellement mobilisées ne seront plus suffisantes.

C'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre projet de fin d'étude. En effet nous cherchons à renforcer l'alimentation en eau de la ville, et pour cela, il nous faut d'abord trouver une ressource sûre et suffisante puis étudier par la suite la possibilité d'exploiter cette ressource, pour enfin projeter un système d'amenée raccordant la source d'eau au système d'alimentation en eau potable déjà existant à Mecheria.

Comme dans tout projet d'engineering, nous commençons par situer notre zone d'étude à différents points de vue afin de connaître les conditions dans lesquelles nous nous trouvons ainsi que les entraves auxquelles nous pourrions faire face.

La données de départ étant bien définies, nous nous intéressons au régime de consommation de l'agglomération et aux ressources disponibles dans le but d'établir un bilan et de déterminer un éventuel déficit, ceci fait l'objet du second chapitre.

Dans le chapitre trois, une étude technico-économique est réalisée dans le but de concevoir un système d'adduction à partir d'un forage situé dans la commune de Naâma.

Ce mémoire de fin d'étude comprend également le dimensionnement d'un réservoir et une étude pour choisir les moyens de pompes convenables.

Vu que les régimes transitoires sont omniprésents dans les écoulements en charge, nous avons consacré un chapitre à l'étude de la protection de notre système contre le phénomène du coup de bélier. Dans le même chapitre l'intérêt est aussi porté sur les techniques de pose des conduites.

Notre travail s'achève par l'organisation des travaux du chantier tenant compte de la sécurité lors de leur exécution afin qu'ils se fassent dans les meilleurs délais et aussi dans les meilleures conditions possibles.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essaiera de développer au maximum.

*Chapitre 1 :**PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE***1.1. Introduction :**

L'objectif de notre étude est la conception d'une adduction reliant les communes de Naâma et Mecheria en vue de renforcer l'alimentation en eau potable de la commune de Mecheria. Pour ce faire, il est nécessaire de bien connaître la zone d'étude d'un point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. Ceci constitue l'objet même du présent chapitre.

**1.2. Présentation de la zone d'étude :**

La wilaya de Naâma est issue du dernier découpage administratif institué par la loi 84-09 du 04 avril 1984. Elle se compose de sept daïras regroupant douze communes. Naâma se situe entre l'Atlas tellien et l'Atlas saharien et s'étend sur une superficie de 29 514,14 Km<sup>2</sup> pour une population estimée au 31/12/2010 à 225 530 habitants, soit une densité de 7,64 hab/Km<sup>2</sup>.

***1.2.1. Situation géographique de la wilaya de Naâma :***

La ville Naâma, wilaya frontalière avec le royaume du Maroc, est limitée :

- Au Nord par les wilayas de Tlemcen et Sidi-Bel-Abbès ;
- A l'Est par la wilaya d'El Bayadh ;
- Au Sud par la wilaya de Béchar,
- A l'Ouest par la frontière Algéro-Marocaine.



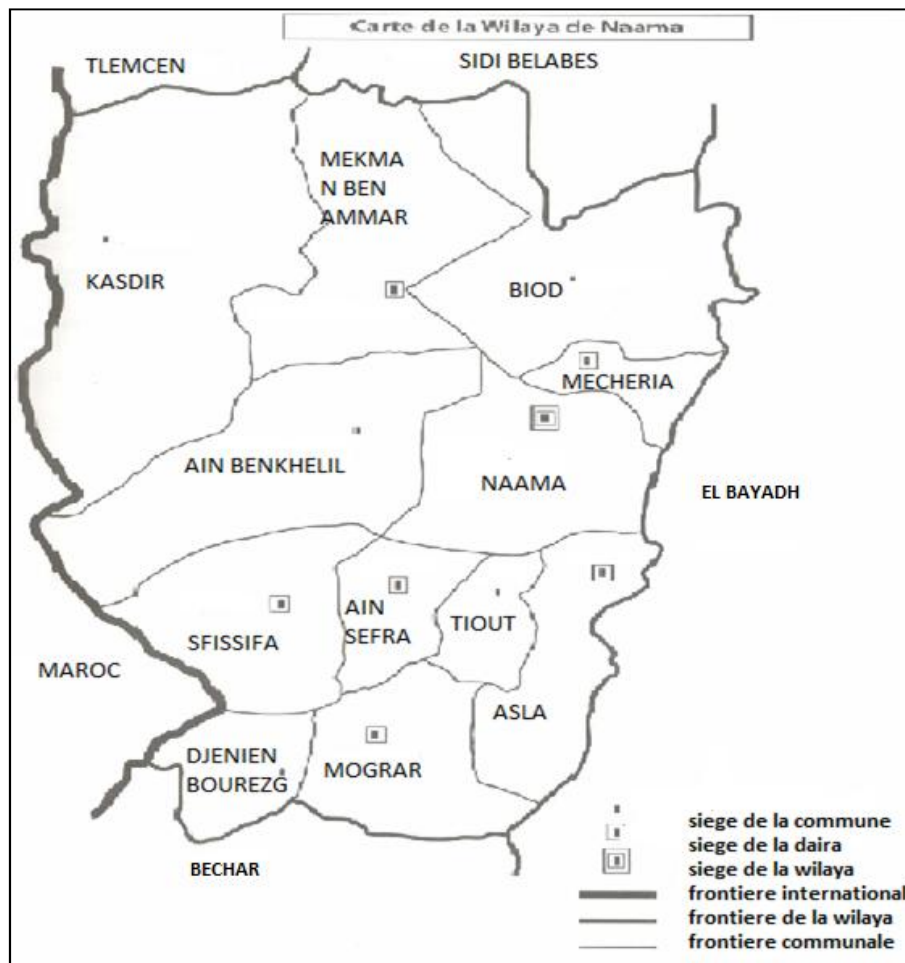


Figure 1.1 : Carte géographique de la wilaya de Naâma (source: Daïra Mecheria)

### 1.2.2. Situation géographique de la ville de Mecheria :

La ville de Mecheria fait partie de la wilaya de Naâma qui se trouve sur les hautes plaines à 650 Km de la capitale. Elle est distante de 33 Km du chef lieu de la wilaya avec comme limites administratives : (Figure 1.1)

- Au Nord : la commune d'El-Biodh ;
- Au Sud : le chef lieu Naâma ;
- A l'Est : les communes de Tousmouline et Mehara (Wilaya d'El-Bayadh) ;
- A l'Ouest : la commune Aïn Ben Khelil (Wilaya de Naâma).

### 1.2.3. Géologie et sismicité de la région:

#### a. géologie :

La région de Mecheria est une vaste zone de subsidence comprise entre la chaîne tellienne au Nord et l'Atlas Saharien au sud. Cette subsidence est caractérisée par un effondrement du substratum jurassique à la faveur d'un réseau de failles subverticales d'orientation Sud-ouest/Nord-est. Cette zone a été comblée par des dépôts continentaux détritiques.

Au Sud-ouest de la ville de Mecheria se trouve un relief très élevé : Djebel Antar.

L'ensemble de la zone d'étude est homogène et contient un seul et unique type de sol représenté par des grès rougeâtres. Ces grès sont durs et compacts, Ces caractéristiques indiquent que nous sommes en présence d'un sol d'une qualité moyenne.

- *Formation du sol :*

Le sol de la région est occupé par des calcaires lacustres blancs surmontés d'une formation rouge de grès et d'argiles conglomératiques de quelques centimètres à plus d'un mètre. L'ensemble peut être couvert d'une carapace calcaire dure et ou de sable.

*b. sismicité :*

Sur le plan tectonique, la région des hauts plateaux est en général assez stable et n'est pas considérée comme une zone à risque sismique majeur. Les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A. 99 version 2003) classent cette région dans la zone de faible sismicité (Wilaya de Naâma : Zone I).

#### ***1.2.4. Situation hydrogéologique :***

Les communes constituant la wilaya de Naâma puisent leur réserve en eau pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation et le pastoralisme à partir des différentes nappes localisées dans la région.

*a. La nappe des alluvions Quaternaires:*

Les alluvions sablo-argileux renferment les premières nappes rencontrées dans la profondeur du sol. Ces nappes se caractérisent par une épaisseur pouvant varier de 10 à 30 m.

*b. La nappe des calcaires lacustres du tertiaire continental:*

Cette nappe a été mise en évidence dans la région de Mekmen Benamar, Kasdir et Ain Benkhellil. Sa profondeur varie de 04 à 250 m pour un débit allant de 6 à 55 l/s.

*c. La nappe des dolomies du Bajo-Bathonien et des grès du Callovo-Oxfordien:*

Cette formation se trouve dans la région de Naâma et Mecheria avec des profondeurs variables d'une région à une autre. Le débit soutiré est de l'ordre de 10 l/s à Mecheria et 60 l/s à Naâma. Les différents forages se caractérisent par une bonne qualité de l'eau, avec un faciès chimique : bicarbonatés calcique.

*d. Les aquifères du sud de la région de Naâma :*

Les formations qui prédominent dans la région du sud (les monts de l'Atlas Saharien) présentent une bonne qualité chimique. Les formations les plus exploitables sont les formations gréseuses de l'Albien occidental (les monts des ksour).

Cette nappe Albienne est exploitée au niveau de Tiout, Ain Sefra, Djenien.

*e. La nappe Barrémo-Aptienne :*

Elle se trouve au niveau des grès compacts fissurés mais l'eau y est de qualité médiocre.

*f. Les nappes des alluvions quaternaires :*

Elles sont captées par des puits traditionnels.

**1.2.5. Situation topographique :**

La ville est entièrement composée de hautes plaines, ayant une altitude moyenne variant entre 1050 m et 1200 m et un relief peu accidenté, avec de faibles pentes.

Elle se singularise par l'existence d'un horst formant un relief très élevé constitué par Djebel Antar. Il a une altitude moyenne de 1650 et il culmine à 1721m. Ses pentes sont fortes et dirigées vers l'est avec des valeurs respectives de :

- 36% sur les flancs hauts.
- 80% sur les flancs bas.

Les principaux ensembles physiques composants la région d'étude sont les suivants :

- Un cordon dunaire, dans la zone nord ;
- La ville de Mécheria occupe le centre de notre zone qui se trouve au pied de Djebel Antar qui fait 30 Km de long avec un point culminant de 1721 m d'altitude.
- La sebkha de Naâma, au sud.

**1.2.6. Situation climatique :**

La ville de Mecheria représente une grande variabilité interannuelle de la pluviosité, de plus la variabilité intermensuelle est importante avec une concentration de pluies en automne, surtout en novembre, et la fin de l'hiver.

*a. La température :*

Le climat de la région est semi aride c'est-à-dire très froid en hiver et chaud en été, on remarque presque deux saisons distinctes, la station météorologique de Mecheria constitue la source de nos données.

Les températures sont présentées dans le tableau suivant :

*Tableau 1.1 : La température mensuelle moyenne (2008-2012) :*

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T°Mini	0,6	1,4	5,2	8,4	12,6	17,4	21,4	20,6	16,4	10,6	5,4	1,8
T°Max	13	14	18	21,8	27,2	32,8	37,6	36,8	30	23,2	16,8	13,6

T°Moy	6,8	7,8	11,6	15,2	21,4	25	29,6	28,8	23,6	16,8	11,2	7,8
-------	-----	-----	------	------	------	----	------	------	------	------	------	-----

*b. La pluviométrie :*

La pluviométrie moyenne se situe entre 250 et 300 mm/an, avec de fortes irrégularités d'une année à l'autre et dans la même année.

Les précipitations se présentent sous forme d'averses orageuses pendant la période fraîche de Novembre à Avril. La pluviométrie peut avoir des valeurs très hétérogènes selon les années avec des périodes de sécheresse en cycle qui peuvent aller jusqu'à la décennie.

*Tableau 1.2 : La précipitation moyenne (2008-2012) :*

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Précipitations en mm	16,4	20	34	19,8	22	26,6	6	10,6	35,2	51	47,4	12,8

*c. Les vents :*

Les vents représentent un élément déterminant dans la définition du climat de la région. Ils apportent les pluies et la fraîcheur, comme ils peuvent ramener la chaleur (Sirocco) qui assèche le sol et la végétation et enlève les constituants du sol (érosion éolienne).

Les vents sont dominants en hiver dans les directions Nord-Ouest et Sud-est. En été, ils changent dans les directions Sud-ouest, Nord-est.

**1.2.7. Situation hydrologique :**

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Notre zone d'étude se caractérise par un bassin versant de très faible importance (environ 11 km<sup>2</sup>) avec une très forte pente (plus de 30% par endroit). Le bassin en question est dénudé, ce qui favorise le ruissellement par rapport à l'infiltration d'autant plus que le terrain est peu perméable. La forte pente génère une vitesse d'écoulement des eaux assez importante et par conséquent une convergence très rapide des écoulements d'eau vers le tissu urbain.

### 1.2.8. Situation démographique :

La commune de Mecheria est une commune à vocation pastorale dont la population évolue à un rythme de croissance relativement lent depuis 1966 comparativement avec la moyenne de la Wilaya.

D'après le département de la planification et d'aménagement de territoire D.P.A.T de la wilaya de Naâma. Ce rythme devrait rester sensiblement constant à l'horizon 2028 car le département estime que le chef-lieu connaîtra une certaine stabilité, avec des développements à sa périphérie (agglomération secondaire et zones éparses), en urbanisation, en équipements et infrastructures de base.

La cadence d'accroissement de la population a été homogène durant la période allant de 1977 à 1998. Elle se situe autour de 3% et on peut noter les valeurs suivantes (Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire de la wilaya de Naâma) :

- 3,25% entre les RGPH de 1977 et 1987.
- 3,40% entre le RGPH de 1987 et le RGPH de 1998,
- 3,37% entre les RGPH des années 1977 et 1998,
- 3,10% entre les RGPH des années 1998 et 2008 (résultats préliminaires)
- 2,89% entre les RGPH 1998 et l'année 2012.

Une baisse du taux d'accroissement global moyen est observée entre l'année 1998 et 2012.

*Tableau 1.3 : Répartition de la population par strate au 31/12/2012* (Source : direction de la programmation et du suivi budgétaire de la wilaya de Naâma)

Commune	Urbaine	rurale	total	Taux d'urbanisation
Mecheria	77 056	2 793	79 849	96,50

### 1.3.9. Situation hydraulique :

#### a. Ressources en eau :

La ville de Mecheria est actuellement alimentée exclusivement à partir de ressources souterraines:

Ces ressources mobilisées se répartissent comme suit :

Tableau 1.4 : les points d'eau mobilisés vers Mecheria actuellement et jusqu'à l'horizon 2028

Forage	X	Y	Z	Ns	Nd	Année de réalisation	Débit (l/s)	observation
N7	215	301	1171	25.3	9.2	2012	30	en service
F5	224,50	328,40	1150	84,60	49,00	1997	6	en service
F6	226,40	334,00	1090	88,50	21,45	1998	6	en service
Belkhadem	219,70	333,10	1203	187	185	2003	4	en service
F7	226,08	330,20	1091	65	9.1	2000	6	en service
N4	213,00	297,00	1179	31,34	9,40	1990	50	en service
N5	217,80	302,60	1170	48,70	20,90	1992	80	en service
N6	215,40	298,80	1170	21,60	7,08	1992	50	en service
F2	216,45	301,65	1166	26.4	17.62	2005	66	A l'arrêt
Débit total							232	F2est a l'arrêt
Débit total							298	Si F2est en service

Source : ADE Naâma

*b. Les réservoirs de stockage :*

Actuellement, la ville de Mecheria est alimentée par huit réservoirs implantés dans différents endroits de la ville. Leur capacité totale de stockage est de 7200 m<sup>3</sup>. Deux autres réservoirs jumelés (2x5000 m<sup>3</sup>) viennent d'être réalisés dans la partie haute de la ville, au pied du Djebel ANTAR, .Ce qui élève la capacité totale actuelle à 17200 m<sup>3</sup>. Nous citons ci-dessous les réservoirs et châteaux d'eau avec leurs capacités respectives :

- **Réservoir de volume 1000 m<sup>3</sup> (Boudou) :** son remplissage est assuré gravitairement a partir des réservoirs 2x5000
- **Réservoir de volume 1000 m<sup>3</sup> (Haut) :** son remplissage s'effectue gravitairement à partir des réservoirs jumelés 2\*5000 m<sup>3</sup>.
- **Réservoirs 1000 m<sup>3</sup> (Belkhadem):** son remplissage se fait gravitairement à partir du réservoir 2\*5000 m<sup>3</sup> et aussi par le forage «Belkhadem», situé à environ 600 m en aval du réservoir.
- **Réservoir 1000 m<sup>3</sup> (Khemisti) :** le remplissage s'effectue gravitairement à partir du réservoir 2\*5000 m<sup>3</sup> et à partir du forage Senouci (Figure 1.4).
- **Réservoirs jumelés 2 x 1000 m<sup>3</sup> :** actuellement le remplissage de ces réservoirs est assuré gravitairement a partir des réservoirs 2x5000.
- **Château d'eau circulaire 500 m<sup>3</sup> :** le remplissage de ce château d'eau est assuré par une conduite de refoulement à partir du forage « F5 » situé à environ 180 mètres.

- **Château d'eau conique 500 m3 (Wiam) :** le remplissage de ce château d'eau se fait le soir à partir du forage « F7 » de l'aéroport et gravitairement à partir des réservoirs 2x5000 et le forage SENOUCI.
- **Château d'eau carré 200 m3 (Salhi) :** il est à l'arrêt actuellement.
- **Réservoir 2\*5000 :** son remplissage est assuré par une conduite d'adduction récente en fonte ductile ayant une longueur de 32000 m et un diamètre de 450 mm arrivant du champ captant de Naâma par les forages. N4, N5, N6 et N7.

Tableau 1.5 : Répartition des débits des réservoirs d'alimentation

localité	I	II	III	IV	V	VI	VII
réservoirs	R- Boudou	R-Haut	Belkhadem	Khemisti	Château d'eau Wiam	Château d'eau F5	2*1000
Capacité en m <sup>3</sup>	1000	1000	1000	1000	500	500	2000
débit en%	13,38	10,06	25,1	21,06	5,17	4,43	20,8

Source : ADE NAAMA

Les réservoirs 2 x 5000 destinés pour le remplissage de tous les ouvrages de stockage situés à MECHERIA.

*c. Réseau de distribution :*

Le réseau de distribution de la ville de Mecheria est en bon état, il est de type combiné : maillé et ramifié. Les conduites sont en PEHD de longueur totale d'environ 211 810 m, les diamètres varient de 40 à 250 mm. Ce réseau de distribution est alimenté par les neuf réservoirs cités précédemment.

### 1.3. Conclusion :

À l'issue de ce chapitre où ont été répertoriées les caractéristiques de notre zone d'étude, il ressort que nous étudions une région semi-aride alimentée uniquement par des ressources souterraines via un réseau de distribution combiné qui ne concerne pas notre étude.

Cependant, nous notons qu'il existe un forage (F2) qui est en réserve. Notre but à présent est d'étudier la nécessité de faire un renforcement à partir de ce forage vu son débit très satisfaisant (66 l/s). Dans l'hypothèse que le réseau de distribution sera suffisant à l'horizon de calcul. Cependant il nous reste à examiner la partie adduction au point de vue dimensionnement à l'horizon futur.

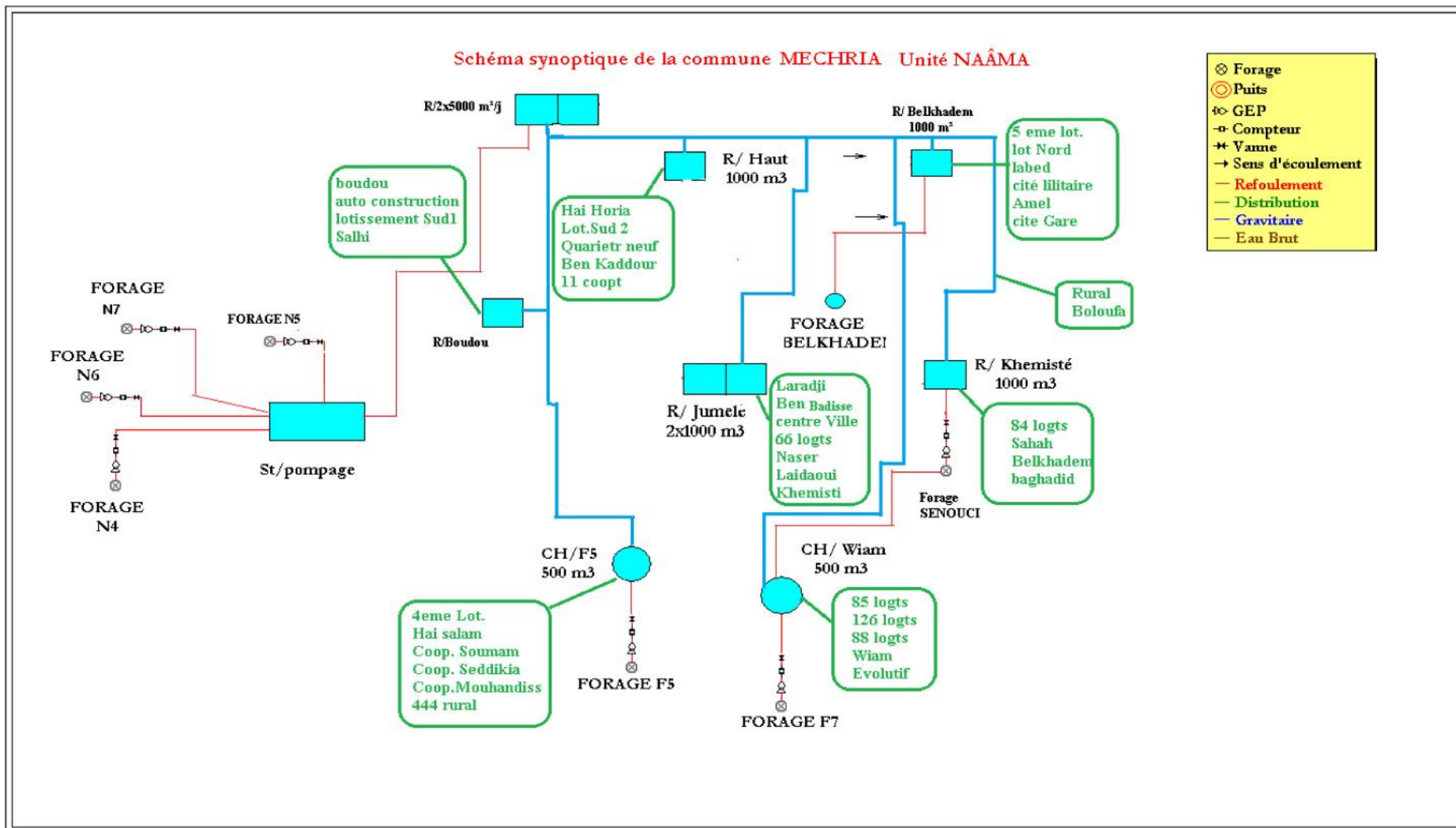


Figure 1.2 : Schéma synoptique de l'alimentation en eau potable de la ville de Mechria actuelle (Source ADE NAAMA)



## Chapitre 2 :

*EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION***2.1. Introduction :**

Dans ce chapitre, nous étudions l'évolution de notre agglomération en fonction de sa demande en eau à l'horizon 2028. Afin de déterminer la différence entre les besoins en eau et les ressources disponibles, il nous est nécessaire d'effectuer le calcul des besoins de chaque catégorie, faire leur somme et déduire en conséquence les différents débits qui seront également utiles au dimensionnement du système projeté.

**2.2. Evolution de la population :**

D'après la direction de la programmation et du suivi budgétaire de la wilaya de Naâma la population de la ville était estimée à 77 056 habitants en 2012 avec un taux d'accroissement de 2,89%.

Le nombre d'habitants à un horizon futur donné est déterminé à partir de la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (2.1)$$

Avec :

- $P_n$  : nombre d'habitants à l'horizon d'étude ;
- $P_0$  : nombre d'habitants de l'année de référence ;
- $n$  : nombre d'années séparant l'horizon d'étude de l'année de référence ;
- $T$  : taux d'accroissement annuel de la population en (%). Ce taux dépend de plusieurs facteurs dont:
  - Le taux d'accroissement naturel ;
  - Le mouvement migratoire.

Dans notre étude, nous avons établi une estimation du nombre d'habitants de la ville de Mecheria pour différents horizons. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 2.1 :

*Tableau 2.1 : Population de la ville de Mecheria à différents horizons :*

Destination	Mecheria						
	Horizon	2012	2013	2016	2020	2024	2028
Nombre d'habitants		77056	79283	86357	96781	108464	121556

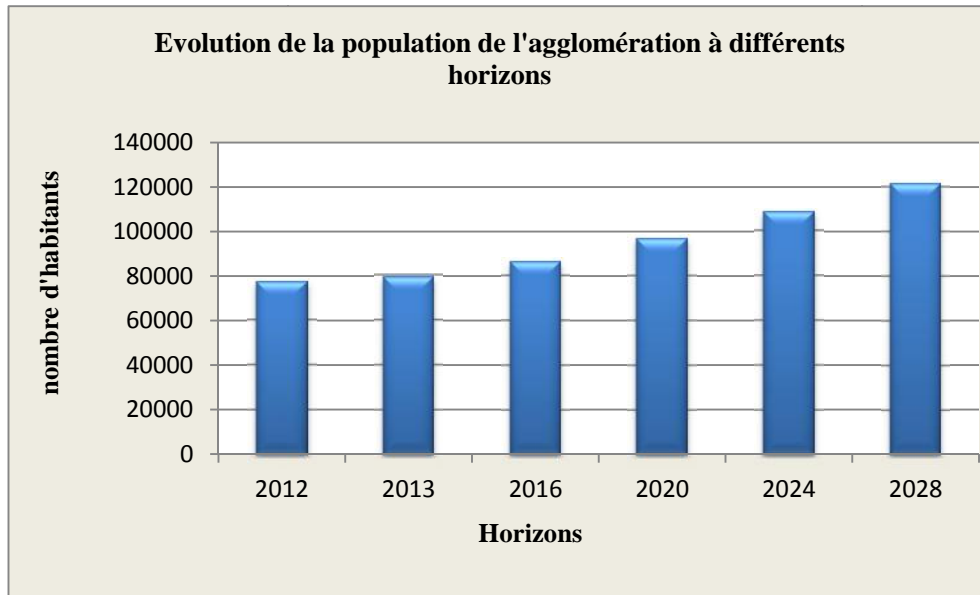


Figure 2.1 : Evolution du nombre d'habitants de la ville de Mecheria à différents horizons

### 2.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière:

#### a. Besoins domestiques:

Nous entendons par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

#### b. Besoins publics:

Les besoins publics regroupent la demande en eau pour : les casernes, les administrations, les hôpitaux, les écoles primaires, moyennes, secondaires, centres de formation, les cantines, le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles.

#### c. Besoins industriels et agricoles :

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoins d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

#### d. Besoins d'incendie :

Ce type de besoin est nécessaire pour la lutte contre l'incendie. Le débit d'incendie est fonction de la nature des habitations de l'agglomération et de sa vocation.

#### e. Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique) :

Nous entendons par besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristiques.

*f. Les fuites et gaspillage :*

Les fuites dépendent de l'état du réseau de distribution. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit. Le gaspillage dépend en grande partie du mode de tarification de l'eau. Il est considérable pour les distributions sans compteurs et assez importants pour les immeubles. Le gaspillage peut également être important pour certains services publics par exemple : bouches de lavage restant ouvertes au-delà du temps nécessaire.

L'ADE de Mecheria estime le taux de fuites actuelles dans le réseau de distribution à 15% et on suppose dans notre calcul que cette valeur restera fixe jusqu'en 2028.

*a. Estimation des Besoins en eau domestiques:*

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

D'après l'ADE Naâma, la dotation à prévoir pour l'horizon 2028 est de 150 l/j/habitant:

La consommation moyenne journalière se définit comme suit :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (2.2)$$

La dotation dot (l/j/hab) représente un besoin unitaire, c'est-à-dire le débit moyen à délivrer à un consommateur, et N représente le nombre de consommateurs.

Le tableau suivant résume les besoins domestiques à 2027 et 2028.

*Tableau 2.2 : Estimation des besoins domestiques pour différents horizons*

Horizon	nombre d'habitants	$Q_{moyj}$
		(m <sup>3</sup> /j)
2027	118142	17721,29
2028	121556	18233,43

*b. Besoins publics :*

Le tableau 2.3 résume certains besoins publics de notre agglomération :

Tableau 2.3 : Estimation des besoins publics

Localité	Etablissement	Unité	Effectif	dot (l/j/usager)	$Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /j)
Mecheria	A.P.C	personne	200	10	2
	Bureau de télécommunication	personne	150	10	1,5
	Daira	personne	80	10	0,8
	Tribunal	personne	40	10	0,4
	Casoral	personne	30	10	0,3
	Banque	personne	40	10	0,4
	OPGI	personne	20	10	0,2
	Sub hydr	personne	20	10	0,2
	Sub tp	personne	20	10	0,2
	P-civile	personne	80	50	4
	Sonelgaz	personne	30	10	0,3
	Police	personne	100	50	5
	Gendarmerie	personne	100	50	5
	Caserne	personne	300	50	15
	Douane	personne	120	50	6
	Commerciaux	m <sup>2</sup>	20000	5	100
	Lvge des voitures	personne	200	100	20
	Autres bureaux	personne	200	10	2
	Total				

Les besoins scolaires sont calculés dans le tableau 2.4 :

Tableau 2.4 : Estimation des besoins scolaires

localité	Etablissements	Nombre	N d'élèves	dot (l/j/hab)	$Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /j)
Mecheria	Ecole fondamentales	33	9276	10	92,76
	C.E.M	13	6117	10	61,17
	lycée	5	3264	10	32,64
<b>Total</b>					<b>186,57</b>

Le tableau 2.5 résume les besoins sanitaires :

Tableau 2.5 : Estimation des besoins sanitaires

localité	Etablissements	Unité	Nombre d'unité	dot (l/j/unité)	$Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /j)
Mecheria	Hôpital	Lits	150	300	45
	10 Salles de soins	m <sup>2</sup>	800	5	4
<b>Total</b>					<b>49</b>

Les besoins socioculturels sont calculés dans le tableau suivant :

Tableau 2.6 : Estimation des Besoins socioculturels :

Equipements	unité	Nombre d'unités	dot (l/j/unité)	$Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /j)
1 Cinéma	personne	100	10	1
10 mosquées	personne	5000	5	25
2 CFPA	personne	600	10	6
3 hôtels	personne	348	150	52,2
centre culturelle	m <sup>2</sup>	400	5	2
maison de jeune	m <sup>2</sup>	400	5	2
bibliothèques	m <sup>2</sup>	400	5	2
stades	m <sup>2</sup>	1000	5	5
<b>Total</b>				<b>95,2</b>

Tableau 2.7 : Récapitulation des besoins des équipements totaux à l'horizon 2028

Localité	Mecheria				
Catégories des besoins	Besoins publics	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins socioculturels	total
$Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /j)	163,3	186,57	49	95,2	494,07

### c. Cas des fuites et gaspillage :

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses notamment aux joints de raccordement, contrairement à ce que l'on pourrait croire les pertes sont loin d'être négligeables. Elles atteignent 10 à 30 % de la consommation moyenne et peuvent même arriver à 40% dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu. Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses.

L'ADE estime les fuites dans notre réseau de distribution à 15%  $Q_{moy.j}$ .

Tableau 2.8 : Estimation des besoins totaux moyens pour l'horizon 2028:

Horizon	Domestique (m <sup>3</sup> /j)	Equipements (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)	Débit majoré (m <sup>3</sup> /j)
2027	17721,29	494,07	18215,36	20947,66

## 2.4. Étude de la variation de la consommation :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

### 2.4.1. Variation des débits de consommation dans le temps :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles ;
- Variations mensuelles et saisonnières ;
- Variations hebdomadaires ;
- Variations journalières.

#### a. Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale et une journée où elle est minimale.

- *Consommation maximale journalière :*

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{max,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (2.3)$$

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

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = (1,1-1,3)$  ;

Dans notre étude, on considère  $K_{max,j} = 1,2$  ;

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

- *Consommation minimale journalière :*

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (2.4)$$

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

$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{min,j} = (0,7-0,9)$ .

Dans ce travail, on opte pour :  $K_{min,j} = 0,9$ ;

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

Tableau 2.9 : Consommations maximale et minimale journalière

Localités	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ ( $m^3/j$ )
Mecheria	20947,66	1,20	25137,19	0,90	18852,89

b. *Variation de la consommation horaire :*

Au cours de la journée, la consommation d'eau varie d'une heure à une autre. En effet il existe une heure dans la journée où la consommation est maximale et une autre où elle est minimale.

Les consommations maximale et minimale horaires sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ( $K_{max,h}$ ,  $K_{min,h}$ ) qui tiennent compte

explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement, d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

- *Débit moyen horaire :*

Ce débit représente une moyenne de consommation en une heure, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24 \quad (2.5)$$

Nos données nous amène alors à :

$$Q_{moy,h} = 1047,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

- *Débit maximum horaire :*

Le débit maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Analytiquement, Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\Gamma_{max}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient  $S_{max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \Gamma_{max} * S_{max} \quad (2.6)$$

Pour notre cas on prend les valeurs (Annexe 1) :  $\Gamma_{max} = 1,3$  et  $S_{max} = 1,15$

Alors :  $K_{max,h} = 1,3 * 1,1$

Ce qui donne :  **$K_{max,h} = 1,43$**

- *Débit minimum horaire :*

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement. Ce coefficient peut être décomposé, à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\Gamma_{min}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient  $S_{min}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{min,h} = \Gamma_{min} * S_{min} \quad (2.7)$$



On aura donc (Annexe 2) :  $r_{\min} = 0,5$  et  $s_{\min} = 0,7$

Alors :  $K_{\min,h} = 0,5 * 0,6$

C'est-à-dire :  $K_{\min,h} = 0,42$

Tableau 2.10 Consommations maximale et minimale horaire :

Localités	$Q_{moy,h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Mecheria	1047,38	1,43	1497,76	0,42	439,90

- Régime de consommation de l'agglomération :

Le tableau 2.11 donne le régime de consommation de notre agglomération où les débits horaires sont exprimés en pourcentage du débit maximum journalier. (Annexe 3)

Tableau 2.11: Variation des débits horaires de la ville de Mecheria

Heure	Consommation totale		consommation cumulée	
	$Q_{max,j}=25376 \text{ m}^3/j$			
h	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-01	3,35	842,10	3,35	842,10
01-02	3,3	829,53	6,65	1671,62
02-03	3,3	829,53	9,95	2501,15
03-04	3,2	804,39	13,15	3305,54
04-05	3,3	829,53	16,45	4135,07
05-06	3,4	854,66	19,85	4989,73
06-07	3,85	967,78	23,7	5957,51
07-08	4,5	1131,17	28,2	7088,69
08-09	5,2	1307,13	33,4	8395,82
09-10	5,1	1282,00	38,5	9677,82
10-11	4,85	1219,15	43,35	10896,97
11-12	4,6	1156,31	47,95	12053,28
12-13	4,6	1156,31	52,55	13209,59
13-14	4,6	1156,31	57,15	14365,90
14-15	4,75	1194,02	61,9	15559,92
15-16	4,7	1181,45	66,6	16741,37

16-17	4,7	1181,45	71,3	17922,82
17-18	4,4	1106,04	75,7	19028,85
18-19	4,4	1106,04	80,1	20134,89
19-20	4,3	1080,90	84,4	21215,79
20-21	4,3	1080,90	88,7	22296,69
21-22	3,8	955,21	92,5	23251,90
22-23	3,8	955,21	96,3	24207,11
23-24	3,7	930,08	100	25137,19
Total	100	25137,19		

La représentation graphique du régime de consommation donne :

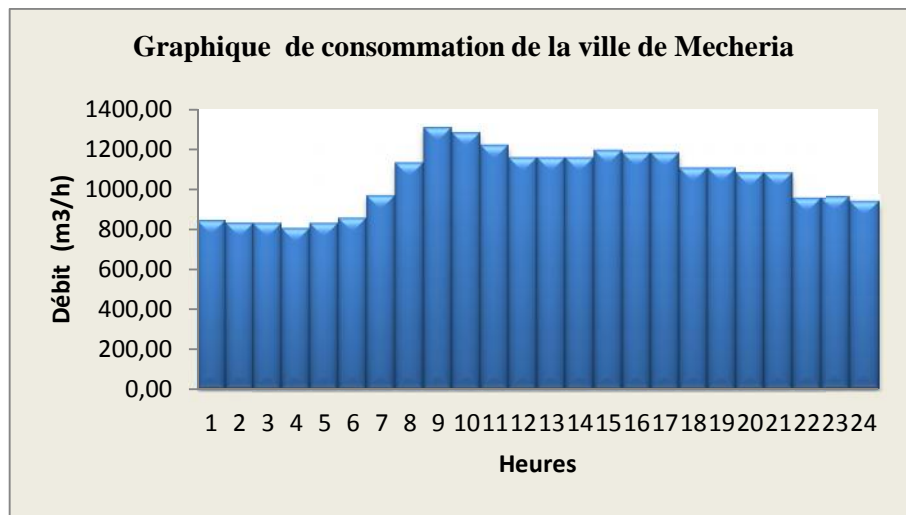


Figure 2.2 : Graphique de consommation de l'agglomération

Et celle de la consommation cumulée :

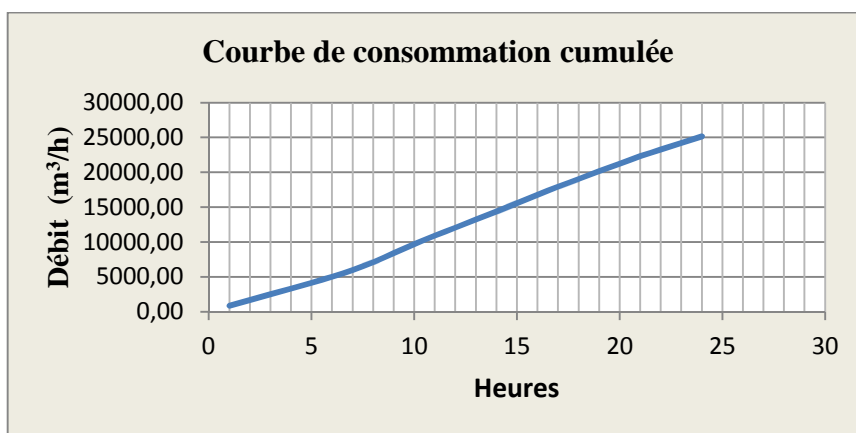


Figure 2.3 : Courbe de consommation cumulée

## 2. 5. Bilan : Ressources - Besoins :

### 2.5.1. Situation actuelle :

Si on tient compte de la ressource mobilisée actuellement pour l'alimentation en eau potable de la ville de Mecheria, le bilan ressources-besoins pour différents horizons s'établit comme suit:

Tableau 2.12 : bilan sans mobilisation de F2

Horizon	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Apports (m <sup>3</sup> /j)	Surplus (m <sup>3</sup> /j)	Déficits (m <sup>3</sup> /j)
2013	17093,38	20044,8	2951,42	-
2016	18557,78	20044,8	1487,02	-
2019	20152,85	20044,8	-	108,05

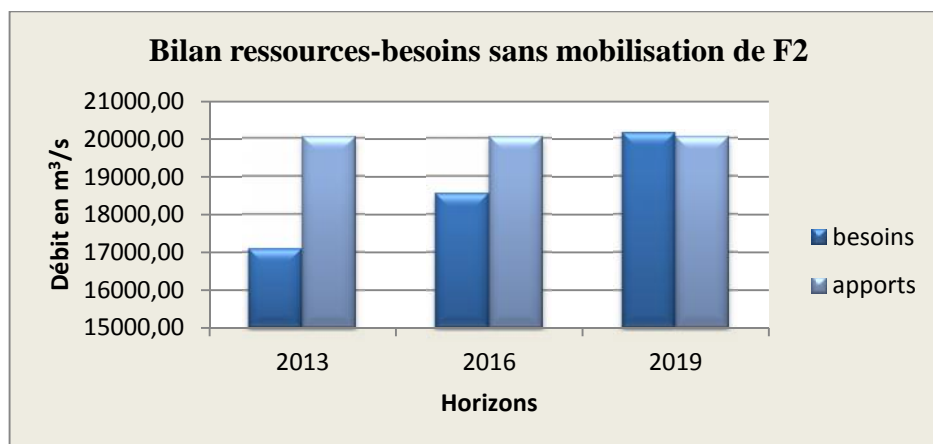


Figure 2.4 : Bilan des ressources avant l'exploitation de F2

En analysant les résultats du tableau 2.12 et la figure 2.4, on conclut que la ville de Mecheria connaîtra un déficit à partir de 2019. Dans ce qui suit, nous effectuons un autre bilan en incluant la quantité d'eau que débite le forage F2 de Naâma.

### 2.5.2. Bilan après mobilisation du forage F2 :

Le forage F2 peut délivrer un débit de 66 l/s. En incluant ce débit et en le supposant constant jusqu'à l'horizon 2028, le bilan ressources-besoins devient :

Tableau 2.13 : Bilan après l'exploitation de F2 :

Horizon	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Apports (m <sup>3</sup> /j)	Surplus (m <sup>3</sup> /j)	Déficits (m <sup>3</sup> /j)
2013	17093,38	25747,2	8587,81	-
2027	25137,19	25747,2	610,01	-
2028	25843,95	25747,2	-	96,75

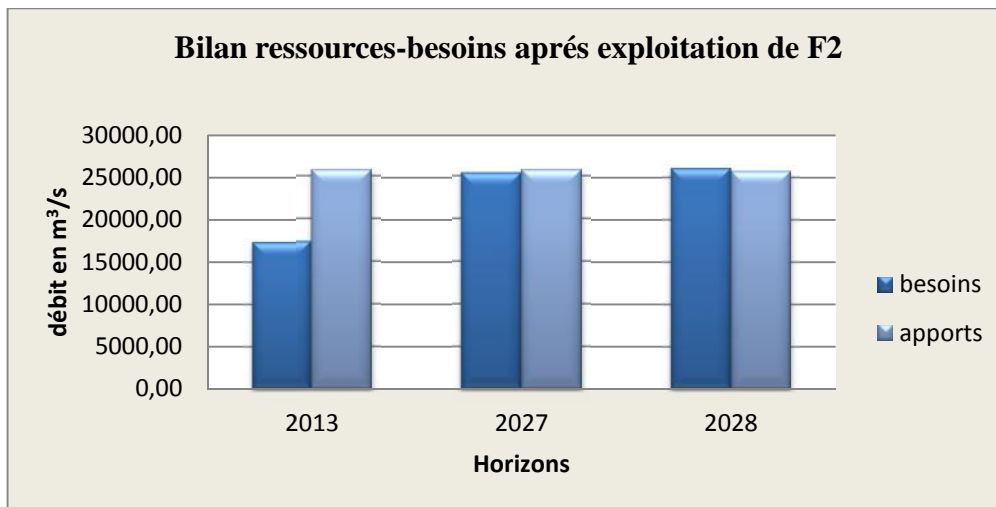


Figure 2.5 : Bilan des ressources après l'exploitation de F2

Le tableau 2.13 et la figure 2.5 montrent que la mobilisation du forage F2 couvrira les déficits de la ville de Mecheria jusqu'en 2028.

### 2.5.3. Déduction du débit de projet :

Si l'on suppose que le débit donné par le forage F2 reste constant et égal au débit exploité ; ce dernier permet de satisfaire le déficit déduit précédemment et assure un surplus destiné vers les réservoirs de volume  $2 \times 5000 \text{ m}^3$ .

Les besoins de notre agglomération à l'horizon 2027 sont de  $25137,19 \text{ m}^3/\text{j}$ , le débit mobilisé vers la ville de Mecheria sans mobilisation de F2 est de  $20044,8 \text{ m}^3/\text{j}$ , donc à l'horizon 2027 on aura besoin d'un débit de  $5092,39 \text{ m}^3/\text{j}$  afin d'approvisionner en eau la localité desservie par les réservoirs jumelés de volume  $2 \times 1000 \text{ m}^3$  et de renforcer l'alimentation des autres localités.

## 2.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été étudié l'évolution de la population de la ville de Mecheria ainsi que sa consommation en eau à l'horizon 2027. D'après les données, il a été déduit que les ressources actuellement mobilisées ne sont suffisantes que jusqu'en 2019. De ce fait nous avons jugé utile de faire appel au forage F2 vu son débit important afin de renforcer l'alimentation en eau potable de la ville au moins jusqu'en 2027.

Le schéma synoptique pour la ville de Mecheria après la mobilisation de F2 est représenté sur la figure 2.6.

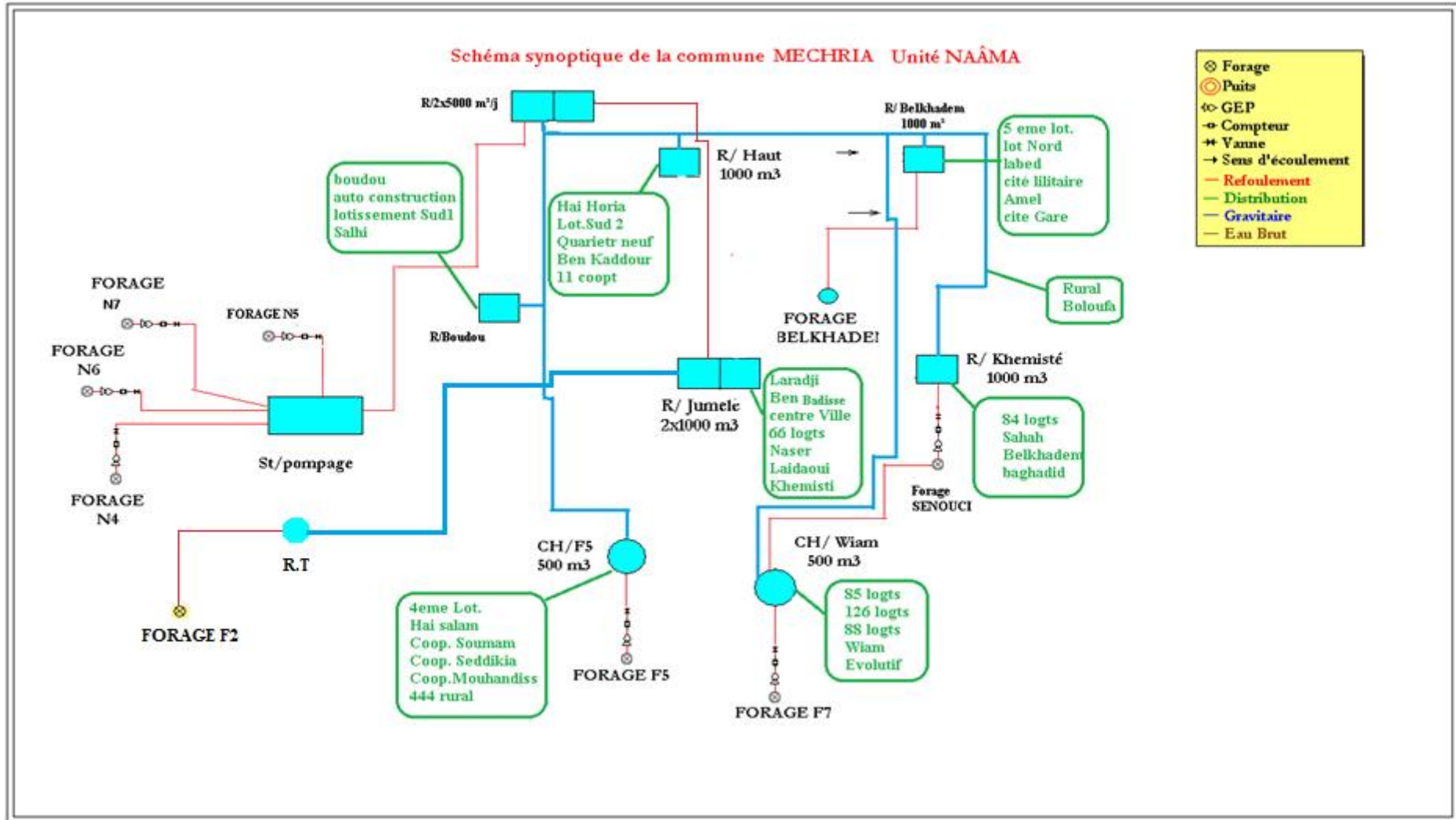


Figure 2.6 : Schéma synoptique (projeté) de l'alimentation en eau de la ville de Mechria

*Chapitre 3 :**ETUDE DE L'ADDUCTION***3.1. Introduction :**

L'objectif de ce chapitre est le dimensionnement et la conception proprement dite de l'adduction. Cette dernière doit relier le forage F2 et les réservoirs jumelés  $2 \times 1000 \text{m}^3$  tout en répondant à des critères techniques et économiques. Pour cela, nous étudions plusieurs variantes et nous retiendrons la plus intéressante.

**3.2 Types d'adduction rencontrés en pratique :**

D'après leur fonctionnement en AEP, les adductions en charge peuvent être classées en trois groupes :

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

**3.2.1. Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action de la pesanteur. Nous rencontrons ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**3.2.2. Adduction par refoulement :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de machines hydro-électriques. Nous rencontrons ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**3.2.3. Adduction mixte :**

C'est une adduction où une conduite de refoulement se substitue à une conduite gravitaire ou inversement. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

**3.3 Proposition des variantes :****3.3.1. Critères de choix du tracé :**

Connaissant le point de départ (le champ de captage) et le point d'arrivée (l'emplacement du réservoir d'alimentation). Le tracé de notre adduction doit répondre aux critères suivants :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible ;
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs ;
- Eviter la multiplication d'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 de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement;
- 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.
- On essaye toujours d'éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y 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, on sera 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 ;
- Dans notre cas, vu l'existence d'un point haut, nous avons déduit un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire).

### **3.3.2. Etude technico-économique :**

Dans ce qui suit, nous étudions plusieurs variantes d'adduction mixte refoulement-gravitaire et nous effectuons un calcul technico-économique pour différentes cotes d'emplacement du réservoir tampon.

#### *a. Partie refoulement :*

- Connaissant la longueur de refoulement et le débit, et sur une gamme de diamètres nous vérifions que la vitesse économique au refoulement ne dépasse pas 2 m/s pour toutes les variantes choisies.
- Nous calculons les pertes de charge au refoulement, la hauteur manométrique totale de la pompe ainsi que les frais d'exploitation.
- Enfin, nous déduisons le diamètre économique qui est le choix optimum de chaque variante.

#### *b. Partie gravitaire :*

- On détermine la charge disponible entre la cote d'emplacement du réservoir tampon proposée et la cote du réservoir d'arrivée qui est fixe pour chaque variante.
- Connaissant la distance séparant ces deux réservoirs et le débit, nous déterminons le diamètre avantageux et nous vérifions que la vitesse ne dépasse pas 2 m/s pour éviter des coups de bélier important pour chaque variante.

Finalement, on fait la somme des frais d'exploitation et d'investissement pour le cas de refoulement et le cas gravitaire pour chaque variante.

On compare les variantes et on choisit la meilleure d'entre elles.

### 3.3.3 Proposition de variantes :

#### ➤ Première variante :

L'adduction a un linéaire total de 31361,147 m avec une longueur de refoulement égale à 8565,444 m. Ce tracé se fait en parallèle avec la route nationale numéro 6 en traversant un point haut de cote 1190,74 m NGA où sera projeté le réservoir tampon en évitant les terrains agricoles et les zones militaires situés entre Mecheria et Naâma jusqu'à l'arrivée en zone urbanisée où on fait des déviations en suivant des rues jusqu'aux réservoirs jumelés  $2 \times 1000 \text{ m}^3$ .

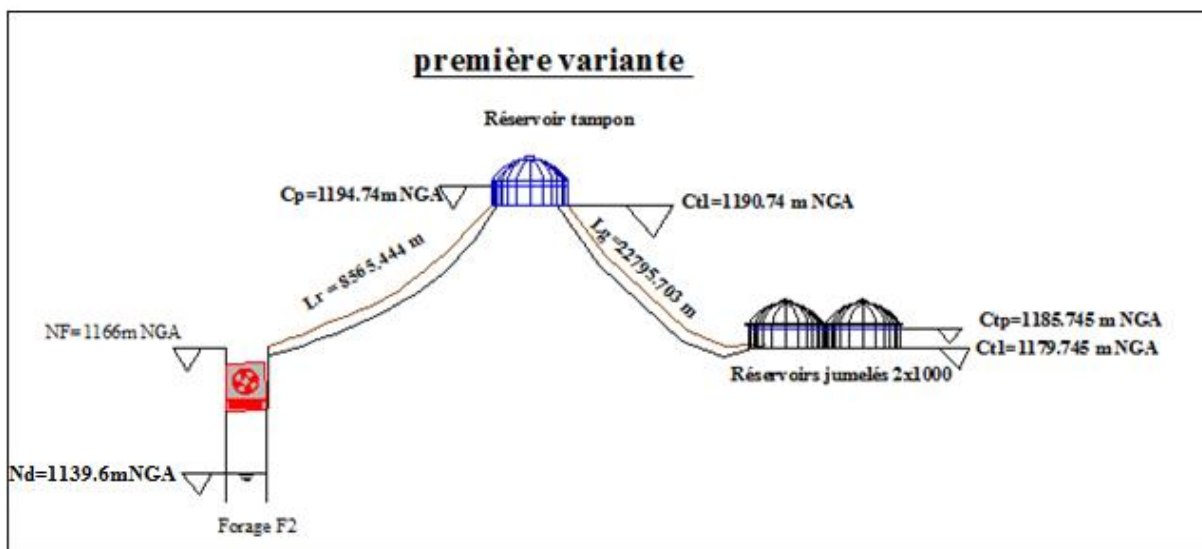


Figure 3.1 : Schéma représentatif de la première variante

#### ➤ Deuxième variante :

Le tracé de cette variante coïncide dans sa majorité avec le premier tracé, néanmoins le point de projection du réservoir tampon se trouve à une cote égale à 1196,81 m NGA. Cette seconde variante a un linéaire total de 31549,558 m avec une longueur de refoulement de 8460,875 m.

La figure ci-après illustre la deuxième variante proposée dans notre étude d'adduction.



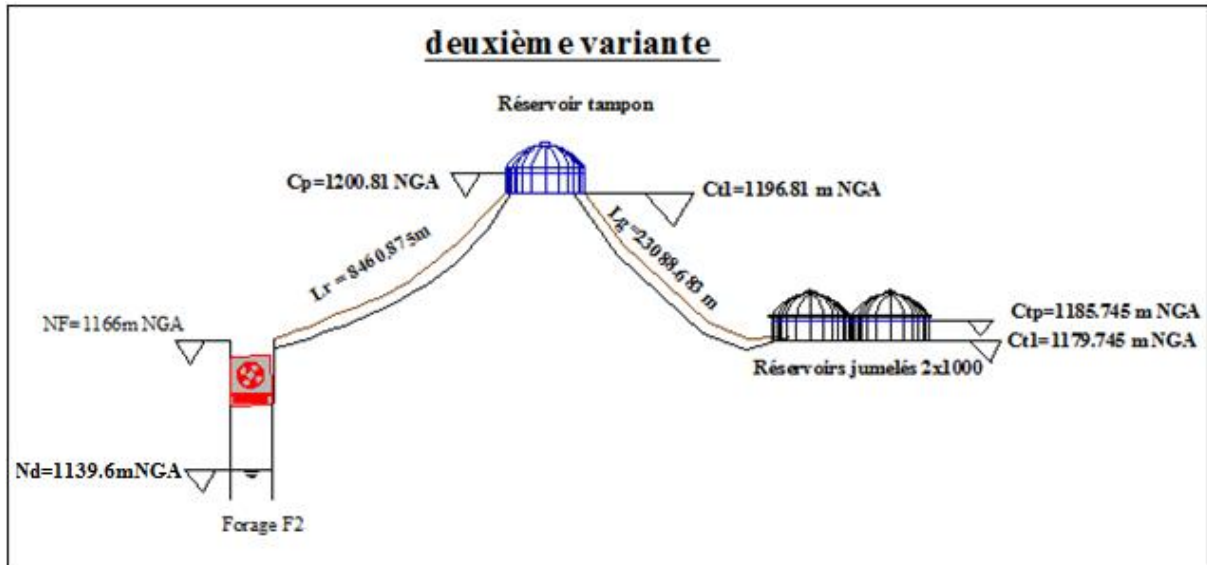


Figure 3.2 : Schéma représentatif de la deuxième variante

➤ **Troisième variante :**

En variant encore une fois sur la cote du radier du réservoir tampon et en le plaçant à une hauteur de 1205,84 m NGA, la longueur de refoulement devient 8726,007 m et 23092,264 m pour la partie gravitaire, soit une longueur total de 31818,271 m la longueur.

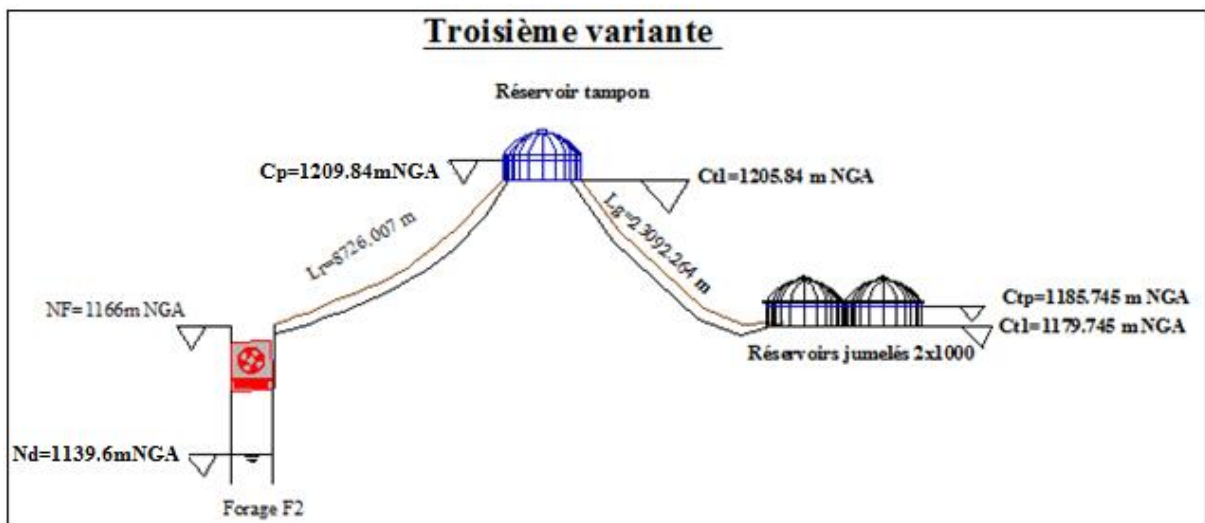


Figure 3.3 : Schéma représentatif de la troisième variante

### 3.3.4 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport des fluides dépend des avantages techniques et économiques qu'offre le matériau.

- Sur le plan technique, le choix d'un matériau dépend de plusieurs exigences telles que :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
  - Adaptation aux terrains de pose ;
  - Bonne étanchéité ;
  - Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique, le choix dépend essentiellement :
  - Du prix de la fourniture et du transport ;
  - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

a. *Présentation des conduites utilisées en AEP :*

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte, les conduites en acier, les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton.

➤ *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. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable compte tenu de la longévité de la conduite, mais elle ne convient pas 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 lorsque le sol est agressif, mais il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

➤ *Le PEHD :*

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Les grands diamètres supérieurs à 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.

➤ *L'amiante Ciment :*

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

b. *Matériau choisi pour la réalisation de cette adduction :*

Sur la base de la géologie du terrain montrant un caractère agressif vis-à-vis des métaux corrodables, le choix de la matière polyéthylène PEHD trouve sa place dans ce système d'adduction. Le PEHD offre les avantages suivants :

- *Les avantages :*
  - ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
  - ✓ Disponibilité sur le marché ;
  - ✓ Facilité de pose (grande flexibilité) ;
  - ✓ Fiabilité de branchement (réduction du risque de fuite) ;
  - ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
  - ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.
- *Les inconvénients :*
  - ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction ;
  - ✓ A des risques d'ovalisation pour les gros diamètres ;
  - ✓ Il est très couteux (Les prix du tube PEHD sur l'annexe 4)

### 3.4. Méthode de calcul :

#### 3.4.1. Cas de refoulement :

a. *Les différentes formules empiriques pour le calcul du diamètre économique :*

Le diamètre économique peut être déterminé par les expressions suivantes :

- *Formule de BONIN :*

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (3.1)$$

b. *Hauteur manométrique totale :*

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (3.2)$$

$H_g$  : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$  : 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.

$$\sum \Delta h = 1,10x \Delta h_p^{lin} \quad (3.3)$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach})$$

(3.4)

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

$L$  : 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,

Avec : 
$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (3.5)$$

**Remarque :** Nos calculs seront effectués avec le débit d'exploitation de 64,3l/s

c. *Puissance de pompage :*

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (3.6)$$

$P$  : puissance absorbée par la pompe (KW) ;  
 $\eta$  : rendement de la station de pompage (65÷90)% .

d. *Energie consommée par le pompage :*

L'énergie consommée par la pompe au cours d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année.

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad (3.7)$$

$E$  : énergie consommée pendant une année (KWh) ;  
 $t$  : temps de pompage par jour (h).

e. *Dépense annuelle d'énergie :*

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

$$K = P \cdot E \quad (3.8)$$

$K$  : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;  
 $E$  : Energie consommée par année (KWh) ;  
 $P$  : Prix du KWh, (voir le tableau suivant) ;

Tableau 3.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie pour la région de Naâma

Variation	Périodes	Nombre d'heures	Prix du kwh	Prix de 24 heures en DA
		(h)	(DA)	
I	6 :00 à 17 :00 et 21:00 à 22 :30	12.5	1.6147	55.6507
	17 :00 à 21 :00	4	7.2668	
	22 :30 a 6 :00	7.5	0.8533	
II	17 :00 à 21 :00	4	7.2668	59.1732
	21 :00 a 17 :00	20	1.5053	
III	22 :30 a 6 :00	7.5	0.8533	65.2916
	6 :00 a 22 :30	16.5	3.5692	
IV	00 :00 à 00 :00	24	3.1302	75.1248

Source SONALGAZ Naâma (2013)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 22h/24 .on va utiliser le premier choix. Parce qu'il est le

moins cher pour un pompage de 22h/24. On propose la période d'arrêt de la pompe du 19:00 à 21:00

$$u = \frac{12,5 * 1,6147 + 2 * 7,2668 + 7,5 * 0,8533}{24} \Rightarrow u = \mathbf{1,71 \text{ DA}}$$

*f. Amortissement annuel :*

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (3.9)$$

$A$  : Frais d'amortissement (%) ;

$i$  : Taux d'annuité ;  $i = 8 \%$  ;

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

$$\text{A.N : } A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,088}$$

### 3.4.2. Cas gravitaire :

La partie gravitaire se présente également lorsqu'un réservoir tampon intermédiaire reçoit, dans un premier temps l'eau refoulée par la pompe et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de volume  $2 \times 1000 \text{ m}^3$ , situé à un niveau plus bas.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc nous allons nous baser pour le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible  $H_d$  qui est supposée égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

En appliquant la formule universelle de la perte de charge de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{et} * Q^5}{D_{av}^m} \quad (3.10)$$

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

$L_{et}$  : Longueur équivalente de la conduite totale (m) ;

$$L_{et} = L_g + L_e \quad (3.11)$$

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

$L_e$  : 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.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_l \Rightarrow L_{et} = 1,10 * L_g \quad (3.12)$$

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

$H_l$  : Pertes de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;  
 : 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  $S$  sont donnés dans l'annexe 5

Dans notre cas, nous prenons :  $K' = 0,001052$ ;  $S = 2$  ;  $m = 4.772$

#### Remarque :

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est un diamètre unique, le plus souvent, on ne trouve pas ce diamètre sur le marché. Le diamètre calculé est alors compris entre deux diamètres normalisés  $D_1$  et  $D_2$  :  $D_1 < D_{calculé} < D_2$ , donc nous sommes obligés d'utiliser les deux diamètres en série, et nous pouvons écrire :

$$\Delta H = K \times Q^S \times \left( \frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) \quad (3.13)$$

$\Delta H$  : La charge disponible ;

$l_1$  : la longueur équivalente pour le premier tronçon de la partie gravitaire ;

$l_2$  : longueur équivalente pour le deuxième tronçon de la partie gravitaire ;

### 3.5. Discussion des variantes :

Cette adduction a pour but de transporter un débit de 5092,39 m<sup>3</sup>/j suffisant pour combler le déficit jusqu'à l'horizon d'étude 2027.

Pour une raison économique, le pompage se fait pendant une durée de 22h/24 afin d'assurer un bon fonctionnement de notre forage. Donc le débit qu'il faut assurer est de 64,3l/s et c'est ce débit de pompage qui est utilisé pour le dimensionnement de la partie refoulement de notre adduction.

Néanmoins cette quantité (5092,39 m<sup>3</sup>/j), doit arriver aux réservoirs de volume 2x1000 m<sup>3</sup> autrement dit ces réservoirs doivent recevoir un débit de 58,94l/s, et pour résoudre ce problème nous optons pour un réservoir tampon de capacité suffisante pour la restitution de ce débit pendant les heures de l'arrêt de la pompe.

Nous considérons plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé par la formule de BONIN qui est égal à 253,57mm), et nous déterminons d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitations.

La hauteur du trop plein est de 4m au niveau de réservoir tampon et 6 m pour les réservoirs jumelés 2x1000m<sup>3</sup>.

Moyennant les formules (3.2), (3.3), (3.4), (3.5), (3.6), (3.7), (3.8), et (3.9), nous calculons les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et on détermine les frais d'exploitation qui sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (3.10), (3.11), (3.12) et (3.13) nous calculons les frais d'investissement en tenant compte de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité.

### 3.5.1. Première variante :

#### ❖ Partie refoulement :

##### a. Calcul de la hauteur manométrique totale :

Pour une hauteur géométrique de 55,14 m, Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale sont présentés dans le tableau ci après :

Tableau 3.2 : Calcul de la hauteur manométrique total.

Diamètre	D n	Longueur	Débit	Vitesse		$\Delta H_{lin}$	$\Delta H_{totale}$	Hg	HMT
mm	mm	m	(m <sup>3</sup> /s)	m/s	}	m	m	m	m
160	130,8	8565,44	64,3	4,79	0,0116	886,12	974,74	55,14	1029,88
200	163,6	8565,44	64,3	3,06	0,0111	277,85	305,64	55,14	360,78
250	204,6	8565,44	64,3	1,96	0,0107	87,25	95,97	55,14	151,11
315	257,8	8565,44	64,3	1,23	0,0103	26,38	29,01	55,14	84,15
400	327,4	8565,44	64,3	0,76	0,0098	7,66	8,43	55,14	63,57
500	409,2	8565,44	64,3	0,49	0,0095	2,42	2,66	55,14	57,80

##### b. Les dépenses d'exploitation :

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres calculés pour un rendement de la pompe égale à 79,9% sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 3.3 : Calcul des dépenses d'exploitation

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire moyen	Consommation annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
160	64,30	1029,88	842,58	1,71	66,96x10 <sup>5</sup>	114,51 x10 <sup>5</sup>
200	64,30	360,78	295,16	1,71	23,46 x10 <sup>5</sup>	40,11 x10 <sup>5</sup>
250	64,30	151,11	123,63	1,71	9,83 x10 <sup>5</sup>	16,80 x10 <sup>5</sup>
315	64,30	84,15	68,85	1,71	5,47 x10 <sup>5</sup>	9,36 x10 <sup>5</sup>
400	64,30	63,57	52,01	1,71	4,13 x10 <sup>5</sup>	7,07 x10 <sup>5</sup>
500	64,30	57,80	47,29	1,71	3,76 x10 <sup>5</sup>	6,43 x10 <sup>5</sup>

##### c. Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 3.7.

Tableau 3.4 : Calcul des dépenses d'investissement

Diamètre	Prix du ml posé	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
mm	DA	m	DA		DA
160	1786,51	8565,444	$15,30 \times 10^6$	0,088	$1,35 \times 10^6$
200	2805,48	8565,444	$24,03 \times 10^6$	0,088	$2,11 \times 10^6$
250	4340,56	8565,444	$37,18 \times 10^6$	0,088	$3,27 \times 10^6$
315	6881,37	8565,444	$58,94 \times 10^6$	0,088	$5,19 \times 10^6$
400	11116,05	8565,444	$95,21 \times 10^6$	0,088	$8,38 \times 10^6$
500	17335,76	8565,444	$148,49 \times 10^6$	0,088	$13,07 \times 10^6$

d. Déduction du diamètre économique :

Tableau 3.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
160	$1,35 \times 10^6$	$114,51 \times 10^5$	$12,80 \times 10^6$
200	$2,11 \times 10^6$	$40,11 \times 10^5$	$6,13 \times 10^6$
250	$3,27 \times 10^6$	$16,80 \times 10^5$	$4,95 \times 10^6$
315	$5,19 \times 10^6$	$9,36 \times 10^5$	$6,12 \times 10^6$
400	$8,38 \times 10^6$	$7,07 \times 10^5$	$9,09 \times 10^6$
500	$13,07 \times 10^6$	$6,43 \times 10^5$	$13,71 \times 10^6$

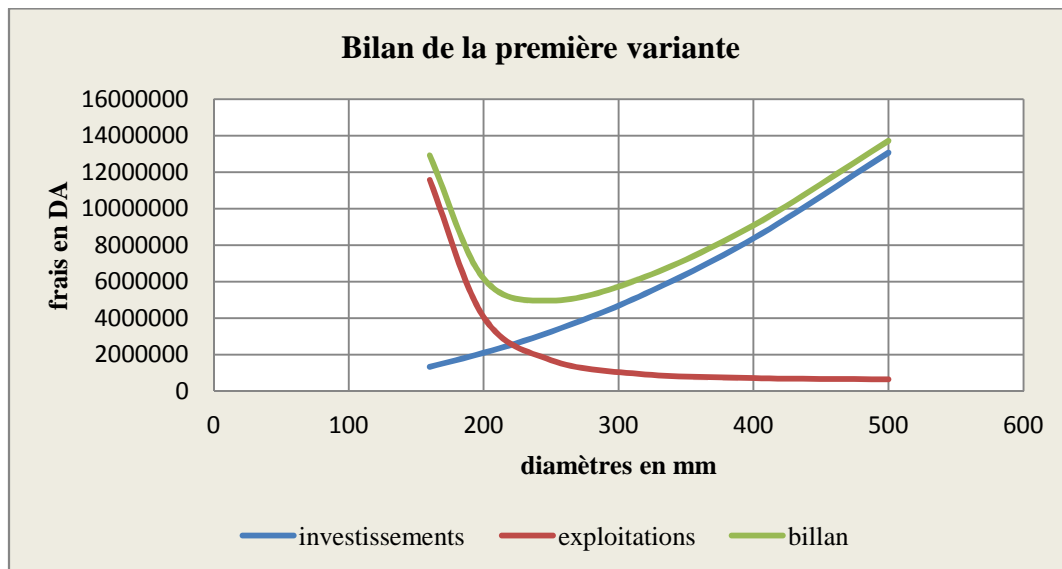


Figure 3.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la première variante

Dans la figure 3.4 et le tableau 3.8 représentent 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 250 mm.



❖ *Partie gravitaire :*a. *Dimensionnement de la partie gravitaire :*

La charge disponible  $H_d = 5$  m.

Nous calculons le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge nous trouvons en utilisant la formule de Darcy Weisbach :  $D_{av}=0,442$ m.

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy Weisbach auparavant est de 442,48 mm et il est compris entre les diamètres intérieurs normalisés 515,6 mm et 409,2mm, donc nous adoptons une adduction à deux conduites en série composé de Ø630 et Ø500.

En appliquant la formule (3.13) nous trouvons :

$l_1 = 1673,09$ m. Et  $l_2 = 22637,62$ m qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels nous utilisons les diamètres D630 et D500.

b. *Calcul du coût de la partie gravitaire :*

En se basant sur l'annexe 4 les frais d'investissement illustre sur le tableau ci-après :

Tableau 3.6 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire

diamètres	Longueur (m)	Coût du mètre linéaire (DA)	Annuité	Coût total en DA
D 630	7925,99	26341,10	0,088	41,06 x10 <sup>6</sup>
D 500	14869,71	17335,76	0,088	

3.5.2. *Deuxième variante:*❖ *Partie refoulement :*a. *Calcul de la hauteur manométrique total:*

Dans cette variante la hauteur géométrique devient 61,21m.

Tableau 3.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Diamètre	D n	Longueur	Débit	Vitesse	}	$\Delta H_{lin}$	$\Delta H_{totale}$	Hg	HMT
mm	mm	m	(l/s)	m/s		m	m	m	m
160	130,8	8460,875	64,3	4,79	0,0116	875,31	962,84	61,21	1024,05
200	163,6	8460,875	64,3	3,06	0,0111	274,46	301,91	61,21	363,12
250	204,6	8460,875	64,3	1,96	0,0107	86,18	94,80	61,21	156,01
315	257,8	8460,875	64,3	1,23	0,0103	26,05	28,66	61,21	89,87
400	327,4	8460,875	64,3	0,76	0,0098	7,57	8,33	61,21	69,54
500	409,2	8460,875	64,3	0,49	0,0095	2,39	2,63	61,21	63,84

*b. Les dépenses d'exploitation :*

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres calculés pour un rendement de la pompe égale à 79,9 % sont présentées dans le tableau ci-après :

*Tableau 3.8: Calcul des dépenses d'exploitation*

Diamètre	débit	HMT	puissance	Prix unitaire moyenne	Consommation annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
160	64,3	1024,05	808,45	1,71	64,92 x10 <sup>5</sup>	111,01 x10 <sup>5</sup>
200	64,3	363,12	286,67	1,71	23,02 x10 <sup>5</sup>	39,36 x10 <sup>5</sup>
250	64,3	156,01	123,17	1,71	9,89 x10 <sup>5</sup>	16,91 x10 <sup>5</sup>
315	64,3	89,87	70,95	1,71	5,70 x10 <sup>5</sup>	9,74 x10 <sup>5</sup>
400	64,3	69,54	54,90	1,71	4,41 x10 <sup>5</sup>	7,54 x10 <sup>5</sup>
500	64,3	63,84	50,40	1,71	4,05 x10 <sup>5</sup>	6,92 x10 <sup>5</sup>

*c. Calcul des frais d'investissement :*

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau 3.11.

*Tableau 3.9 : Calcul des dépenses d'investissement*

Diamètre	Prix du ml posé	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
mm	DA	m	DA		DA
160	1786,51	8460,875	15,12 x10 <sup>6</sup>	0,088	1,33 x10 <sup>6</sup>
200	2805,48	8460,875	23,74 x10 <sup>6</sup>	0,088	2,09 x10 <sup>6</sup>
250	4340,56	8460,875	36,72 x10 <sup>6</sup>	0,088	3,23 x10 <sup>6</sup>
315	6881,37	8460,875	58,22 x10 <sup>6</sup>	0,088	5,12 x10 <sup>6</sup>
400	11116,05	8460,875	94,05 x10 <sup>6</sup>	0,088	8,28 x10 <sup>6</sup>
500	17335,76	8460,875	146,68 x10 <sup>6</sup>	0,088	12,91 x10 <sup>6</sup>

*d. Déduction de diamètre économique :*

*Tableau 3.10: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation*

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
160	1,33 x10 <sup>6</sup>	111,01 x10 <sup>5</sup>	12,43 x10 <sup>6</sup>
200	2,09 x10 <sup>6</sup>	39,36 x10 <sup>5</sup>	6,03 x10 <sup>6</sup>
250	3,23 x10 <sup>6</sup>	16,91 x10 <sup>5</sup>	4,92 x10 <sup>6</sup>
315	5,12 x10 <sup>6</sup>	9,74 x10 <sup>5</sup>	6,10 x10 <sup>6</sup>
400	8,28 x10 <sup>6</sup>	7,54 x10 <sup>5</sup>	9,03 x10 <sup>6</sup>
500	12,91 x10 <sup>6</sup>	6,92 x10 <sup>5</sup>	13,60 x10 <sup>6</sup>

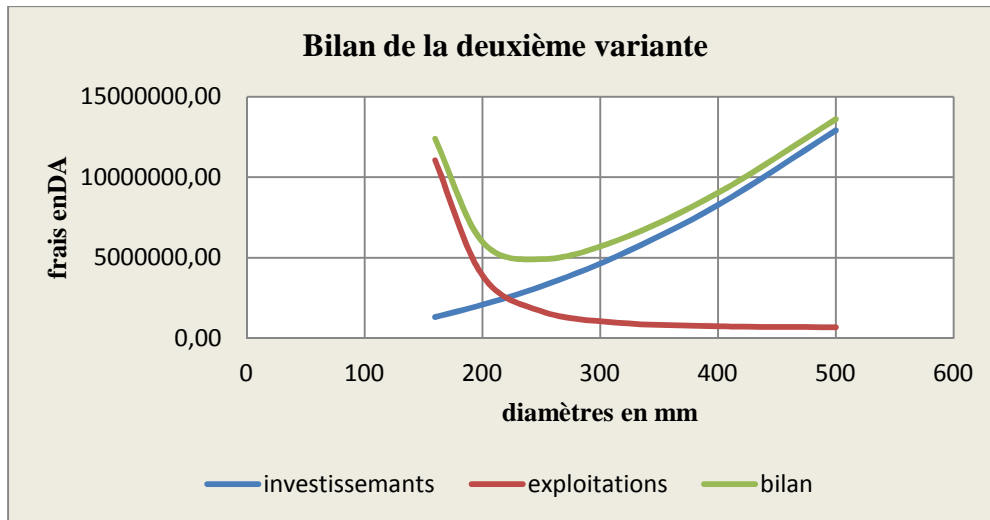


Figure 3.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour deuxième variante.

D'après le tableau.3.10 et la figure 3.5 où on a 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 250 mm.

❖ **Partie gravitaire :**

a. *Dimensionnement de la partie gravitaire :*

La charge disponible  $H_d = 11,07$  m.

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge. On trouve en utilisant la formule de Darcy Weisbach :  $D_{av} = 0,373$ m

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy Weisbach auparavant est de 373,44 mm et il est compris entre les diamètres intérieurs normalisés 327,4mm et 409.2mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø500 et Ø400.

En appliquant la formule (3.13) on trouve :

$l_1 = 14842,47$  m et  $l_2 = 8246,21$ m qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres D500 et D400.

b. *Calcul du coût de la partie gravitaire :*

En se basant sur l'annexe 4 les frais d'investissement sont illustrés sur le tableau ci-après :

Tableau 3.11 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire

diamètres	Longueur (m)	Coup de mètre linéaire (DA)	Annuité	Coup total en DA
D 500	14842,47	17335,76	0.088	30,71 x10 <sup>6</sup>
D 400	8246,21	11116,05	0088	

### 3.5.3. Troisième variante :

#### ❖ Partie refoulement :

##### a. Calcul de la hauteur manométrique totale :

Dans cette variante la hauteur géométrique atteint une valeur de 70,24m.

Tableau 3.12 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

Diamètre	D n	Longueur	Débit	Vitesse	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$	$\Delta H_{totale}$	Hg	HMT
mm	mm	m	(m <sup>3</sup> /s)	m/s		m	m	m	m
160	130,8	8726,007	64,3	4,79	0,0116	902,74	993,01	70,24	1063,25
200	163,6	8726,007	64,3	3,06	0,0111	283,06	311,37	70,24	381,61
250	204,6	8726,007	64,3	1,96	0,0107	88,89	97,77	70,24	168,01
315	257,8	8726,007	64,3	1,23	0,0103	26,87	29,56	70,24	99,80
400	327,4	8726,007	64,3	0,76	0,0098	7,81	8,59	70,24	78,83
500	409,2	8726,007	64,3	0,49	0,0095	2,46	2,71	70,24	72,95

##### b. Les dépenses d'exploitation :

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour un rendement de 78.7% sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 3.13 : Calcul des dépenses d'exploitation

Diamètre	débit	HMT	puissance	Prix unitaire moyenne	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
(mm)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
160	64,30	1063,25	847,89	1,71	68,09 x10 <sup>5</sup>	116,43 x10 <sup>5</sup>
200	64,30	381,61	304,31	1,71	24,44 x10 <sup>5</sup>	41,79 x10 <sup>5</sup>
250	64,30	168,01	133,98	1,71	10,76 x10 <sup>5</sup>	18,40 x10 <sup>5</sup>
315	64,30	99,80	79,58	1,71	6,39 x10 <sup>5</sup>	10,93 x10 <sup>5</sup>
400	64,30	78,83	62,86	1,71	5,05 x10 <sup>5</sup>	8,63 x10 <sup>5</sup>
500	64,30	72,95	58,17	1,71	4,67 x10 <sup>5</sup>	7,99 x10 <sup>5</sup>

##### c. Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau ci après :

Tableau 3.14 : Calcul des dépenses d'investissements

Diamètre	Prix du ml posé	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
mm	DA	m	DA		DA
160	1786,51	8726,007	15,59 x10 <sup>6</sup>	0,09	1,37 x10 <sup>6</sup>
200	2805,48	8726,007	24,48 x10 <sup>6</sup>	0,09	2,15 x10 <sup>6</sup>
250	4340,56	8726,007	37,88 x10 <sup>6</sup>	0,09	3,33 x10 <sup>6</sup>

315	6881,37	8726,007	$60,05 \times 10^6$	0,09	$5,28 \times 10^6$
400	11116,05	8726,007	$97,00 \times 10^6$	0,09	$8,54 \times 10^6$
500	17335,76	8726,007	$151,27 \times 10^6$	0,09	$13,31 \times 10^6$

d. *Déduction de diamètre économique :*

Tableau 3.15: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
160	$1,37 \times 10^6$	$116,43 \times 10^5$	$13,01 \times 10^6$
200	$2,15 \times 10^6$	$41,79 \times 10^5$	$6,33 \times 10^6$
250	$3,33 \times 10^6$	$18,40 \times 10^5$	$5,17 \times 10^6$
315	$5,28 \times 10^6$	$10,93 \times 10^5$	$6,38 \times 10^6$
400	$8,54 \times 10^6$	$8,63 \times 10^5$	$9,40 \times 10^6$
500	$13,31 \times 10^6$	$7,99 \times 10^5$	$14,11 \times 10^6$

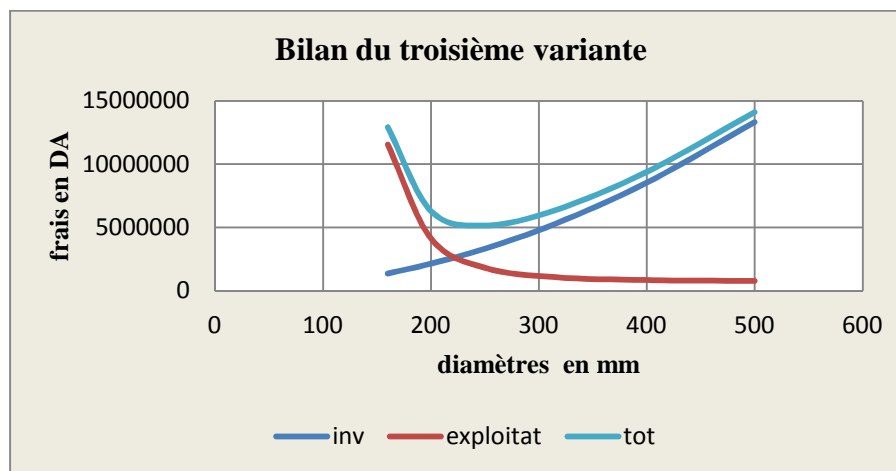


Figure 3.6 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation pour la troisième variante

D'après le tableau.3.15 et la figure3.6 on a 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 250 mm.

#### ❖ *Partie gravitaire :*

##### a. *Dimensionnement de la partie gravitaire :*

La charge disponible  $H_d = 20,1\text{m}$

Nous calculons le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge on trouve en utilisant la formule de Darcy Weisbach :  $D_{av} = 0,327\text{m}$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy Weisbach auparavant est de 327,07 mm, il est compris entre les diamètres intérieurs normalisés 327,4 mm et 257,8 mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø400 et Ø315.

En appliquant la formule (3.13) on trouve :

$l_1 = 22538,89\text{m}$  et  $l_2 = 553,37\text{m}$  qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres D400 et D315.

*b. Calcul du coût de la partie gravitaire :*

En se basant sur l'annexe 4 les frais d'investissement sont illustrés sur le tableau ci-après :

*Tableau 3.16 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire*

diamètres	Longueur (m)	Coup de mètre linéaire (DA)	Annuité	Coup total en DA
D 400	22538,89	11116,05	0.088	22,38 x10 <sup>6</sup>
D 315	8246,21	553,37	0088	

**3.5.4. Déduction de la variante le plus économique :**

*Tableau 3.17: Récapitulation des calculs des variantes*

variante	Coût de la conduite gravitaire	Coût de la conduite de refoulement	total
	DA	DA	DA
Première	41057025	6132288	47,19 x10 <sup>6</sup>
Deuxième	30709431	6094152	36,80 x10 <sup>6</sup>
Troisième	22382924	6368689	28,75 x10 <sup>6</sup>
		<b>min</b>	28,75 x10 <sup>6</sup>

Le choix le plus économique en tenant compte des frais d'exploitation et des frais d'investissement de la partie gravitaire et refoulement de notre adduction est la Troisième variante.

➤ *Vérification de l'existence de points d'écèlement :*

Après le tracé du profil en long nous devons vérifier si la ligne piézométrique coupe le terrain naturel ou non. Et dans notre cas l'existence du point d'écèlement est nulle pour la partie refoulement et la partie gravitaire.

**3.6. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons effectué l'étude de trois variantes qui se distinguent par leur longueur de refoulement, la cote du réservoir tampon et la longueur de la conduite gravitaire.

Le calcul de l'adduction s'est fait de façon à réduire au maximum le coût d'exploitation et de réalisation tout en respectant les consignes de sécurité et de longévité de l'adduction.

La partie refoulement est de longueur 8460,875 m comportant une conduite de diamètre D250 et la partie gravitaire est de longueur de 23092,264 m comportant deux conduites en série, l'une de diamètre D400 avec une longueur de 22538,89 m et l'autre avec un diamètre D315 et de longueur de 553,37m.

*Chapitre 4 :**LES RESERVOIRS DE LA ZONE D'ETUDE***4.1. Introduction :**

Les réservoirs sont des éléments nécessaires dans le système d'AEP. Notre adduction exige un réservoir tampon qui assure la transition entre l'écoulement en charge issu d'une pompe immergée au niveau du forage F2 et l'écoulement gravitaire en direction des réservoirs jumelés  $2 \times 1000 \text{ m}^3$ . A travers ce chapitre nous ne devons dimensionner que le réservoir tampon.

**4.2. Rôle des réservoirs :**

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage qui présentent les avantages suivants :

- ✓ Les réservoirs jouent le rôle d'un volant entre un régime constant donné par la pompe et un régime variable subi par le consommateur.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque l'inverse se produit.
- ✓ 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, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, 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.
- ✓ Les réservoirs jouent le rôle d'équilibre de pression quand il arrive que le réservoir principal n'arrive pas à satisfaire l'extension d'une agglomération au point de vue débit et pression. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure permettant le remplissage du réservoir d'équilibre gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.
- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée et aussi dans les adductions dans le cas des pressions exagéré.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

Dans notre zone d'étude les réservoirs sont existants et ils sont destinés à l'alimentation en eau potable de toute la ville de Mecheria. Hormis le dimensionnement du réservoir tampon, nous pouvons faire une expertise physique quant à ces réservoirs existants.

### 4.3. Calcul du volume du réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage pendant un temps de fonctionnement de la pompe de 22h/24 avec un débit de 64,3 l/s et l'écoulement gravitaire en direction des réservoirs jumelés  $2 \times 1000 \text{ m}^3$  avec un débit de 58,93 l/s. Le surplus de 5,37 l/s va s'accumuler dans le réservoir tampon afin d'assurer la continuité de l'écoulement pendant l'arrêt de la pompe.

Il faut donc que le volume du réservoir tampon soit suffisant pour la matérialisation de ce débit et la distribution en cas d'arrêt de la pompe.

$$V_{RT} = Q \times T \quad (4.1)$$

$$V_{RT} = 22 \times 5,37 \times 3600 / 1000$$

$$V_{RT} = 423,72 \text{ m}^3$$

### 4.4. Normalisation du volume du réservoir tampon :

Il y a intérêt à normaliser les capacités des réservoirs, afin que les coffrages puissent être utilisés, ces capacités normalisées (exprimées en  $\text{m}^3$ ) sont :

25, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 500, 750, 1000, ... etc.

Pour notre cas on prend une capacité de  $500 \text{ m}^3$ .

### 4.5. Calcul du temps de fermeture de la vanne nécessaire pour la vidange de notre réservoir tampon :

Dans le cas de l'arrêt de la pompe, La vidange du réservoir tampon se fait en même temps avec la fermeture du robinet vanne, La capacité du réservoir tampon doit être suffisante pour que la conduite gravitaire soit toujours pleine.

Soit  $Q_0$  le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et  $T$  le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne qu'il ne faut pas dépasser pendant la vidange du réservoir.

Dés l'arrêt de la pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire est en action de fermeture.

Pour un instant 't' le débit sera :  $Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T})$

Et le volume  $dV$  du réservoir sera :  $dV = Q_0 \times (1 - \frac{t}{T}) dt$

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

Donc

$$T = \frac{2 \times V}{Q_0} \quad (4.2)$$

$T = 16966,49 \text{ s}$       soit      4 heures et 42 minute      46 s



Il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet-vanne choisi pour l'adduction pour un temps de fermeture qui ne dépassera pas les **16966,49 s**.

#### 4.6. Dimensions du réservoir tampon :

##### 4.6.1. Diamètre de la cuve :

Nous optons pour un réservoir de forme circulaire posé sur sol. Nous proposons une hauteur de la cuve de 4 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h \quad (4.3)$$

Nous trouvons un diamètre de :  $D = 12,62$  m, nous prenons  $D = 13$  m:

##### 4.6.2. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2} \quad (4.4)$$

On trouve  $h = 3,75$  m

##### 4.6.3. La hauteur $H$ du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculée moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (4.5)$$

$R$  : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend  $R = 0,25$  m

Donc :  $H = 3,75 + 0,25 = 4$  m

#### 4.7. Equipements hydrauliques du réservoir tampon :

Notre réservoir tampon doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;

##### 4.7.1. Conduite d'arrivée :

Il existe 4 cas pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

a. *Par surverse :*

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par la suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

b. *Par dessous :*

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

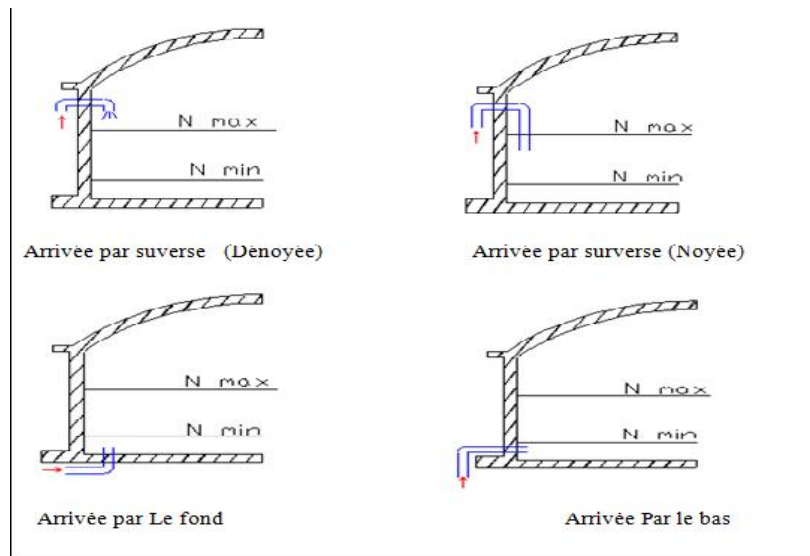


Figure 4.1 : différentes configurations de la conduite d'arrivée

**Remarque :**

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond pour assurer le bon brassage de l'eau en évitant la contamination de l'eau.

**4.7.2. Conduite de départ :**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,2m au-dessus du radier pour éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0,5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

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

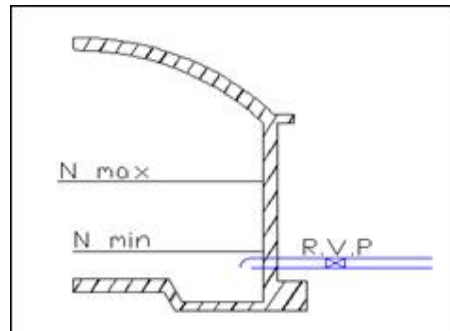


Figure 4.2: Conduite de départ.

#### Remarque :

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

#### 4.7.3. La conduite de trop-plein :

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

#### 4.7.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-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.

On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

#### 4.8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes :

- 1<sup>er</sup> cas :

La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U".

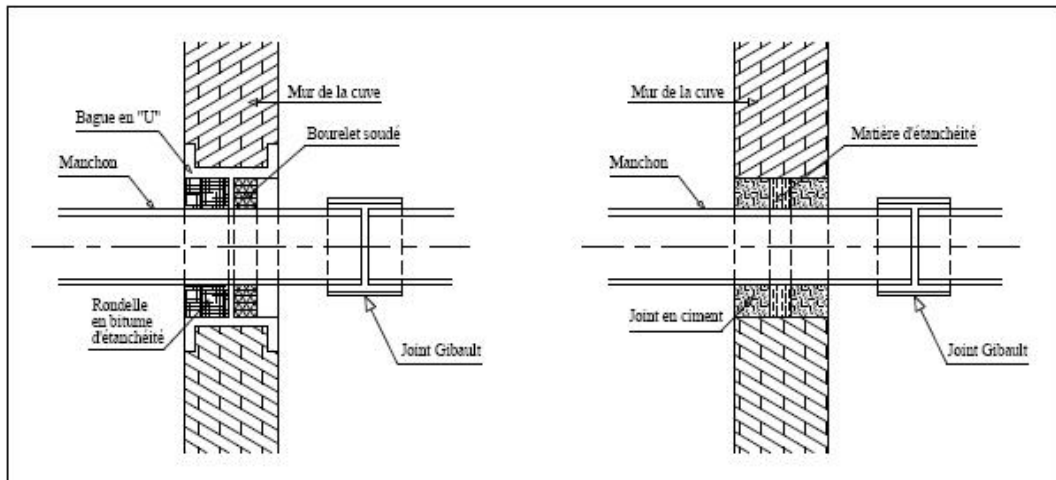


Figure 4.3: Traversée par des manchons à bout lisse.

- 2<sup>ème</sup> cas :

La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette.

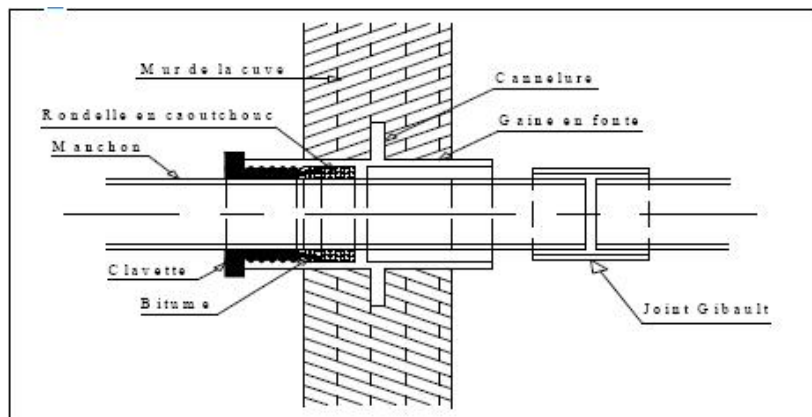


Figure 4.4: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

#### 4.9. Prescriptions sanitaires :

Les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

#### **4.10. Contrôle des ouvrages de stockage :**

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum), les problèmes d'exploitation ou d'entretien pouvant concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on cite :

##### **4.10.1. Contrôle hebdomadaire :**

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.

##### **4.10.2. Contrôle semestriel :**

- Etat de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

##### **4.10.3. Nettoyage :**

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

#### **4.11. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé la capacité ainsi que les dimensions du réservoir tampon assurant l'intermédiaire entre l'écoulement par refoulement et l'écoulement gravitaire. Le chapitre contient également des généralités sur les réservoirs de stockage telles que leurs différents rôles et les prescriptions sanitaires.

*Chapitre 5 :**ETUDE DU POMPAGE***5.1 Introduction :**

Avant de procéder à la réalisation d'un forage, il est nécessaire de déterminer son emplacement approprié, sa profondeur ainsi que le débit de passage de l'eau. Ceci étant fait, l'ingénieur doit trouver un moyen pour transporter l'eau d'un niveau bas à un niveau haut, ce qui ne peut se faire que par l'intermédiaire d'une machine transformant de l'énergie électrique en énergie hydraulique. Cette machine n'est autre que la pompe.

Dans ce chapitre nous étudions ce qui se rapporte au pompage pour la mobilisation du forage F2 de Naâma.

**5.2 Captage des eaux souterraines :****5.2.1. Quelques définitions concernant les aquifères d'eau souterraine :***a. Les aquifères:*

Il s'agit de Massifs de roches perméables comportant une zone saturée suffisamment conductrice d'eau souterraine pour permettre l'écoulement d'une nappe souterraine et le captage de l'eau.

*b. Les nappes d'eau souterraine:*

Elles représentent les eaux comprises dans la zone saturée d'un aquifère, dont toutes les parties sont en liaison hydraulique.

*c. Les aquifères à nappe libre:*

Ce sont des aquifères où la surface piézométrique de la nappe coïncide avec la surface de la nappe.

*d. Les aquifères à nappe captive:*

Ce sont des aquifères limité par deux formation imperméable et dont la surface piézométrique se situe au-dessus de la surface de la nappe.

*e. Les nappes et puits artésiens:*

Une eau souterraine est dite artésienne lorsque sa surface piézométrique se situe au-dessus du niveau du sol ; dans ce cas, l'eau déborde naturellement des puits.

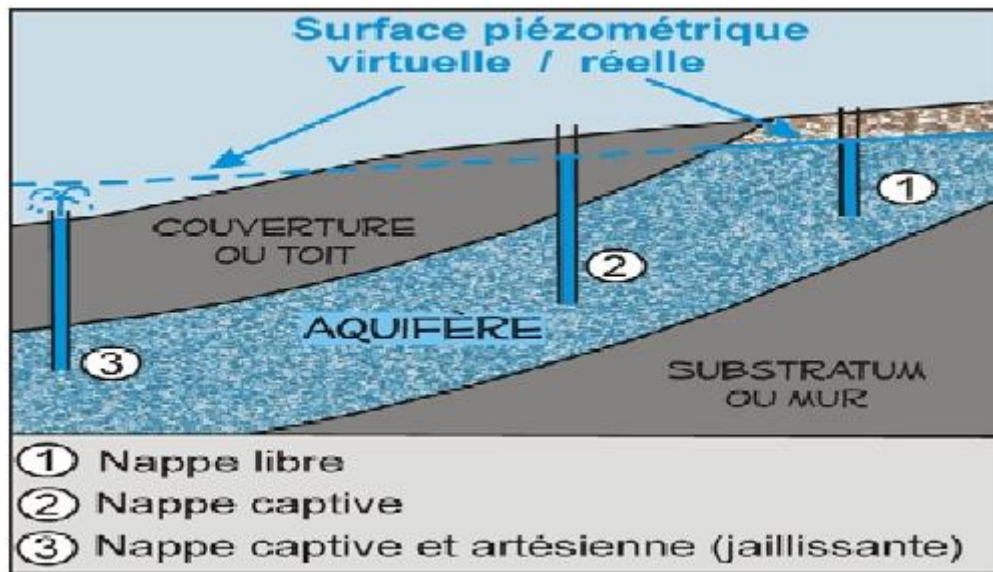


Figure 5.1: types de nappes d'eau souterraines

### 5.2.2. Forages d'eau :

Les forages se caractérisent par leur petit diamètre (inférieur à 1 m), en comparaison avec leur profondeur qui peut atteindre plusieurs centaines de mètres, rarement au-delà de 1000 mètres (hormis en géothermie et en exploitation pétrolière. Cette technique donne l'accès à toutes les nappes souterraines, aussi bien libres que captives.

- Étapes pour la réalisation d'un forage
  - 1- Mise en place de la foreuse ;
  - 2- Creusage ;
  - 3- Tubage ;
  - 4- Gravillonnage / cimentation ;
  - 5- Nettoyage ;
  - 6- Pompage d'essai.

### 5.2.3. Le forage F2 de Naâma :

#### a. Présentation :

C'est un forage provenant de la nappe de grès du Callovo-Oxfordien de Naâma. L'eau y est de bonne qualité ne nécessitant aucun traitement spécial (voir annexe 6). Le débit du forage en question peut atteindre 66l/s, le niveau statique est de 10,2 m et le niveau dynamique de 26,4 m.

#### b. Description géologique du forage Naâma F2 :

En fonction de la profondeur, le forage Naâma F2 présente les formations géologiques suivantes (Figure 5.2) :

- De 00 à 1m : carapace calcaire surmontée par un couche de sable argileux ;
- De 01 a 137 m : grès blanchâtre durs à drains très fins ;
- De 137 à 141m : passage de grès argileux ;

- De 141 à 145m : argile rouge plastique.

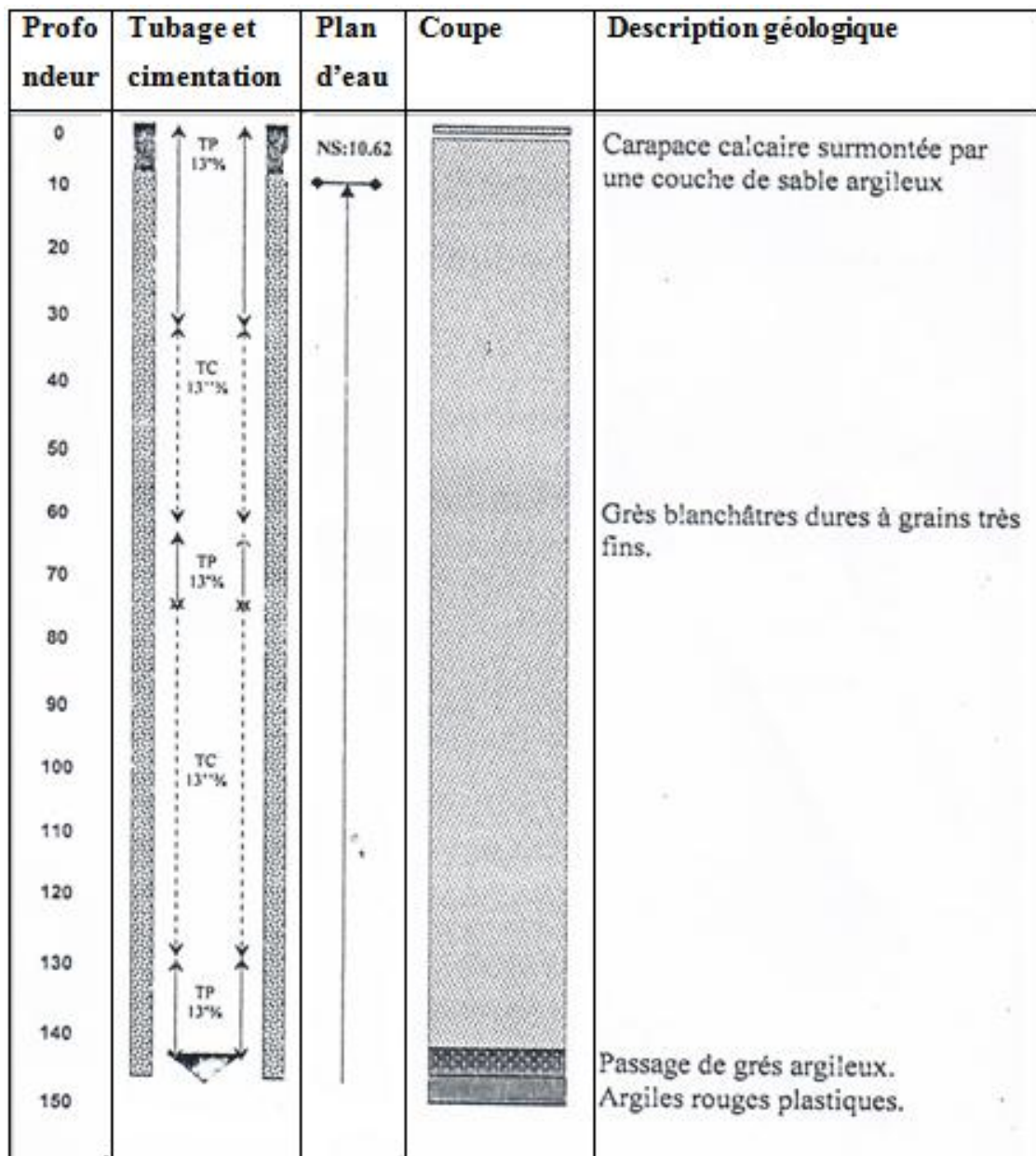


Figure 5.2: Coupe du forage F2 Naâma (source ADE Naâma)

#### 5.2.4. Définition des pompes :

Les pompes sont des appareils qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie. Suivant les conditions, ces machines communiquent au fluide de l'énergie potentielle (par accroissement de la pression en aval), soit de l'énergie cinétique pour la mise en mouvement du liquide. Ainsi on peut vouloir augmenter le débit (accroissement de l'énergie cinétique) ou / et augmenter la pression pour les liquides visqueux, non visqueux, chargés ou non, agressifs ou non d'où la très grande diversité des pompes.



L'énergie transmise depuis le moteur électrique ou thermique au liquide via la pompe s'accompagne de pertes de type mécanique (frottement), hydraulique (pertes de charge) ou volumétrique (fuites).

Globalement 60 à 90 % de l'énergie fournie par le moteur est transformée en énergie mécanique. Cette énergie mécanique ne sera ensuite communiquée au fluide que dans une proportion de 50 à 80 %.

### **5.3. Pompage des eaux souterraines :**

#### ***5.3.1. Règles de choix du type de pompe utilisé :***

Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (5 à 6 m) on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal.

Pour une hauteur de 6 à 10 m, on utilise des groupes immergés à axe vertical, des groupes à axe horizontal et même les pompes noyées à transmission ainsi que des pompes à émulsion et des hydro-éjecteurs.

Pour le cas d'une hauteur de 10 à 60 m on peut utiliser toutes les pompes déjà citées sauf les pompes à axe horizontal.

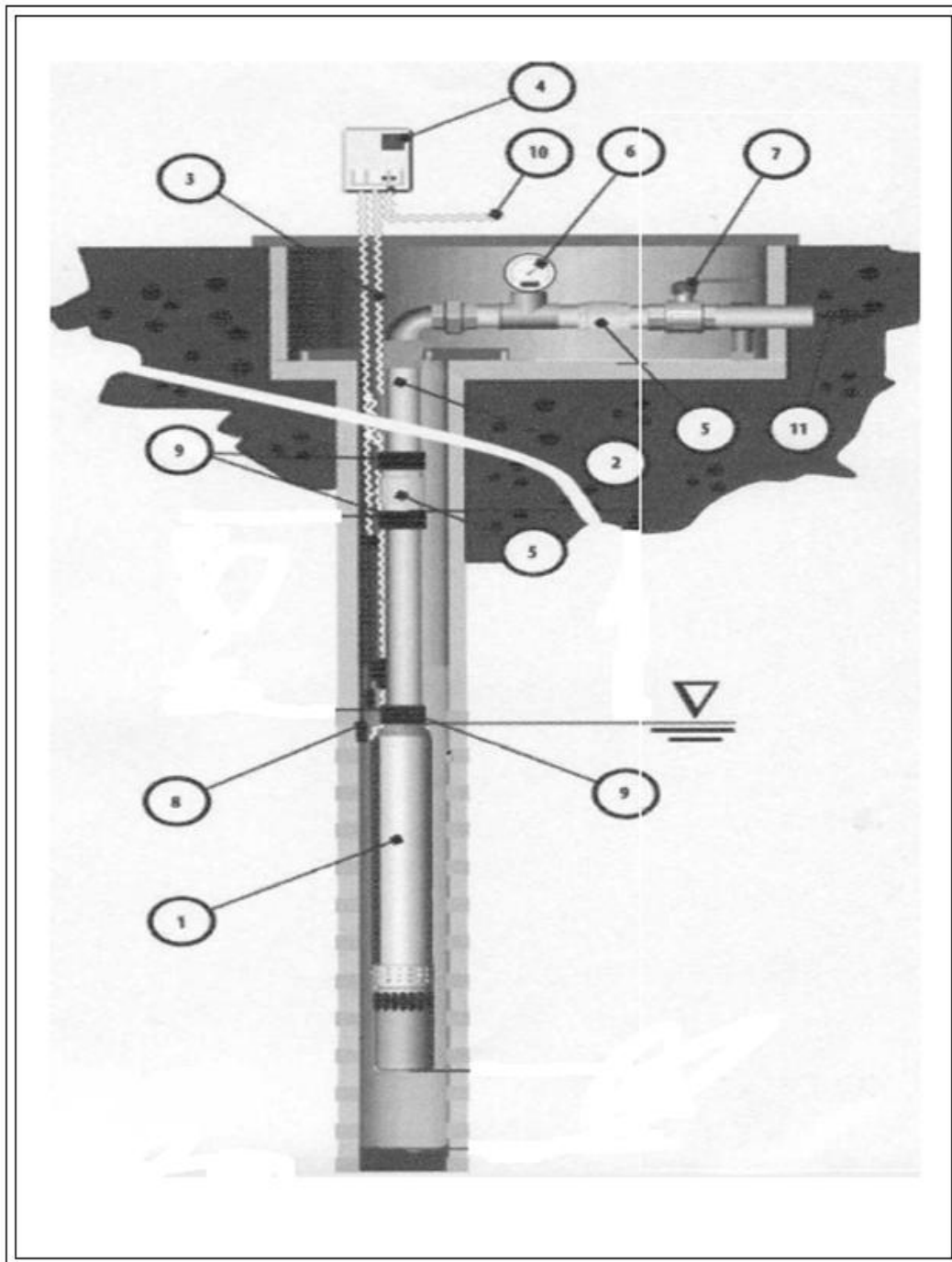
Pour une hauteur variant de 60 à 100 m, il faut utiliser soit un groupe immergé ou une pompe noyée à transmission.

#### ***5.3.2. Le choix du type de pompe :***

Pour un niveau dynamique de 26,4 m, on va opter pour une pompe immergée multicellulaire afin d'assurer le débit et la HMT demandés. Les pompes immergées pour forages offrent une vaste gamme de débits et de hauteurs manométriques qui permettent de les employer de manière optimale pour le relevage, la surpression et la distribution dans les installations hydrauliques civiles et industrielles.

#### ***5.3.3. L'installation dans le forage:***

- Le fonctionnement de l'électropompe se faire à la verticale.
- Il est recommandé d'installer un clapet de retenue sur le refoulement.
- S'assurer que le moteur ne touche pas le fond du forage et que la pompe est totalement immergée.
- Protéger la pompe contre le fonctionnement à sec à l'aide de sondes de niveau, en cas de risque d'abaissement de la nappe phréatique. Le fonctionnement à sec de la pompe l'endommage gravement. Ne Jamais tester la pompe hors de l'eau.



- |                                   |                               |
|-----------------------------------|-------------------------------|
| 1- Electropompe immergée ;        | 2- Tuyau de refoulement ;     |
| 3- Câble d'alimentation ;         | 4- Tableau de commande ;      |
| 5- Clapet anti-retour ;           | 6- Manomètre ;                |
| 7- Vanne d'arrêt ;                | 8- Sondes de niveau ;         |
| 9- Collier de fixation du câble ; | 10- Alimentation électrique ; |
| 11- Réseau ;                      |                               |

Figure 5.3: schéma d'installation d'une pompe immergée dans un forage

### 5.3.4. La hauteur manométrique de la pompe :

La hauteur manométrique de la pompe a déjà été calculée lors de l'étude de l'adduction. Elle est de 168.01m.

### 5.3.5. Choix de la pompe à installer:

L'identification d'une pompe consiste à déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques.

Les caractéristiques des pompes étant connues (Débit, HMT), c'est leur point de fonctionnement qui doit être déterminé pour assurer le débit demandé.

#### Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur *HMT* ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

Nous faisons notre choix sur la gamme des pompes *CAPRARI*.

Tableau 5.1 : Représentation des différentes possibilités des pompes *CAPRARI*

POMPE	débit	HMT	rendement	NPSH	vitesse de rotation	puissance
	l/s	m	%	m	Tr/min	KW
E12S55-10/5k+M10180	63,4	163	79,7	8,34	2900	132
E12S42/4B+M12200	66,5	180	79,1	8,92	2900	150
E12S58-12/5M+M12230	65,6	175	76,3	7,93	2900	170
E12S50/7I+M10200	64,3	167	74,6	8,74	2900	150
E10S64/5K+M10200	63,9	166	73,7	5,82	2900	150
E14S50/3A+M10200	63,5	164	68,3	8,04	2900	170

En se basant sur les critères de choix cités précédemment on opte pour la pompe **E12S42/4B+M12200**

### 5.3.6. Point de fonctionnement de la pompe :

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 [Hc-Q].

#### a. Courbe caractéristique de la pompe :

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 plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

#### b. Courbe caractéristique de la conduite :

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

$$H_C = H_g + \sum \Delta H \quad (5.1)$$

Avec : 
$$\sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{\text{Linéaire}} \quad (5.2)$$

Et : 
$$h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} \quad (5.3)$$

Tableau 5.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (F2-Rt)

débits	Longueur de refoulement	Hg	Diamètre nominal	$\Delta h_p^{lin}$	$\Delta h_t$	Hc
m <sup>3</sup> /s	m	m	mm	m	m	m
0,01	8726,007	70,24	204,6	3,40	3,74	73,98
0,015	8726,007	70,24	204,6	7,65	8,41	78,65
0,02	8726,007	70,24	204,6	13,59	14,95	85,19
0,025	8726,007	70,24	204,6	21,24	23,36	93,60
0,03	8726,007	70,24	204,6	30,59	33,64	103,88
0,035	8726,007	70,24	204,6	41,63	45,79	116,03
0,04	8726,007	70,24	204,6	54,38	59,81	130,05
0,045	8726,007	70,24	204,6	68,82	75,70	145,94
0,05	8726,007	70,24	204,6	84,96	93,46	163,70
0,055	8726,007	70,24	204,6	102,80	113,08	183,32
0,06	8726,007	70,24	204,6	122,34	134,58	204,82
0,065	8726,007	70,24	204,6	143,58	157,94	228,18

0,07	8726,007	70,24	204,6	166,52	183,18	253,42
0,075	8726,007	70,24	204,6	191,16	210,28	280,52
0,08	8726,007	70,24	204,6	217,50	239,25	309,49
0,085	8726,007	70,24	204,6	245,54	270,09	340,33
0,09	8726,007	70,24	204,6	275,27	302,80	373,04
0,095	8726,007	70,24	204,6	306,71	337,38	407,62
0,10	8726,007	70,24	204,6	339,85	373,83	444,07

La représentation graphique des courbes caractéristiques de la pompe et celle de la conduite est illustrée dans la figure ci après :

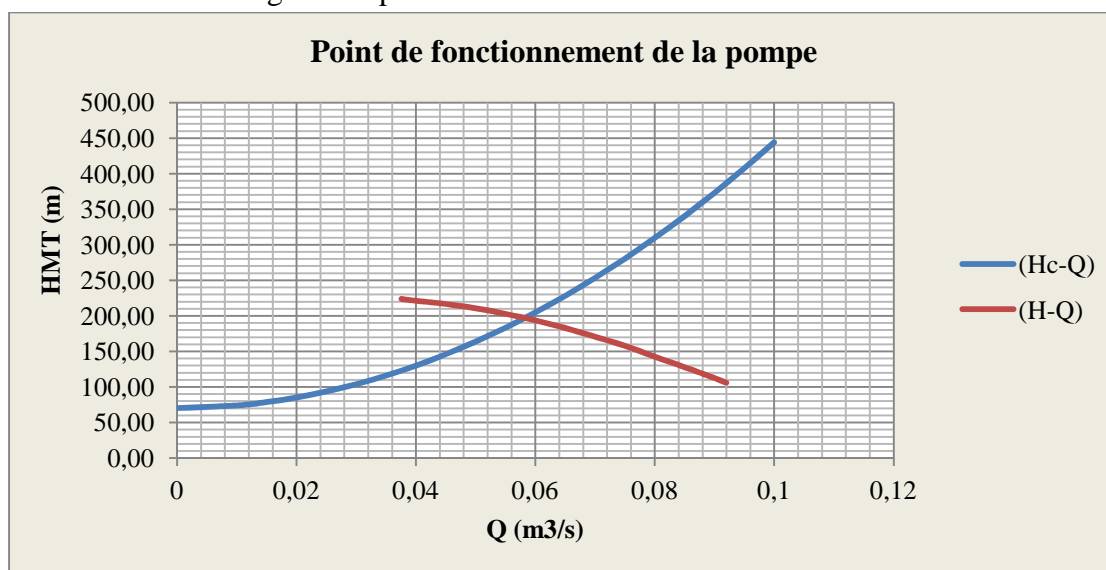


Figure 5.4 : Point de fonctionnement de la pompe E12S42/4B+M12200

On obtient le point de fonctionnement suivant :  $Q_p = 0.058 \text{ m}^3/\text{s}$   $H_p = 195 \text{ m}$ .

### 5.3.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

#### a. Débit pompé > Débit demandé :

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

- Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
- Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous effectuons une légère fermeture du robinet-vanne de refoulement.
- Rognage : on rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, des coudes.

- Diminution des heures de pompage.
- Changement du type de la pompe.

b. *Débit pompé < Débit demandé :*

Dans ce cas la, il faut soit :

- Faire un réglage quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changer de type de pompe.
- Faire un accouplement des pompes.

Dans notre cas, le débit pompé est inférieur au débit demandé. Pour résoudre ce problème on va jouer sur l'accouplement et on opte pour une pompe E12S42/5MN+M12200. (Voir annexes 7 et 8).

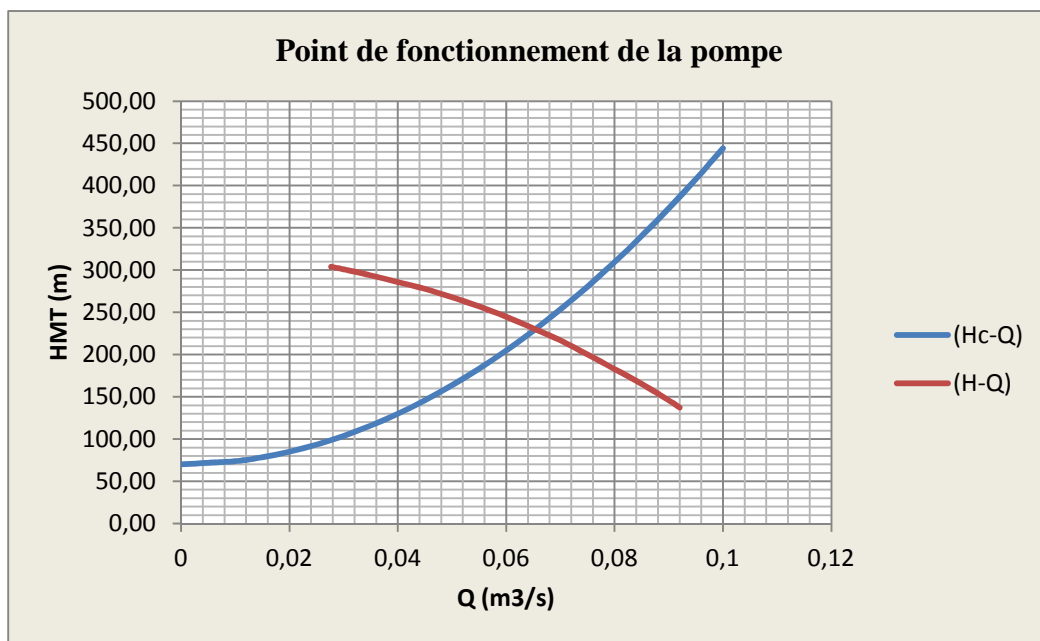


Figure 5.5 : point de fonctionnement de la pompe **E12S42/5MN+M12200**

Le point d'intersection des deux courbes a les coordonnées suivantes :  $Q = 64,45 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $H = 233 \text{ m}$ .

Si le débit appelé se situe dans l'intervalle  $[Q_a - 10\%Q_a ; Q_a + 10\% Q_a]$  on dit que la pompe fonctionne dans les bonnes conditions.

Dans ce cas  $Q_p \approx Q_d$  donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

Tableau 5.3 : point de fonctionnement de la pompe choisie

pompe	Débit (l/s)	La charge (m)	Rendement (%)	Puissance (kw)	NPSH (m)
<b>E12S42/5MN +M12200.</b>	64.45	233	78.7	187	8.9

### 5.3.8. Etude de la cavitation :

#### a. Définition de la cavitation :

C'est la perturbation des veines liquide a l'intérieur de la pompe lorsque la pression absolue diminue et atteindre la tension de vapeur du liquide a cause du mal installation de la pompe.

#### b. Les effets de la cavitation :

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou à la sortie de la roue, lorsque la pression remonte,
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- Vibrations anormales,
- Bruit anormal (pompage de caillou),
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.



Figure 5.6 : Roue soumise à cavitation

**Solution :** pour lutter contre la cavitation il faut bien choisir la cote du l'axe du pompe.

### 5.3.9. Calage de la pompe :

Pour éviter tout risque de cavitation, il faut et il suffit de bien caller la pompe par rapport au niveau du plan d'eau.

Dans le cas d'un forage on a opté pour une pompe immergée, l'installation se fait comme si on est dans le cas d'une pompe en charge.

Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au  $NPSH_d$  disponible. ( $NPSH_d > NPSH_r$ ),

#### a. NPSH disponible

(Pour " Net Positive Section Head") Le NPSH disponible pour un circuit et un débit donné correspond, en mce, à la marge de pression au-dessus de la pression de vapeur saturante du fluide.

#### b. NPSH requis pour une pompe :

Le NPSH requis est le NPSH disponible minimal que doit avoir la pompe sous peine de cavitation.

Le NPSH requis est une donnée constructrice. Il est généralement donné sous forme de courbe en fonction du débit.

#### c. Vérification du calage :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-h_a^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + s$$

$$h_a^{ad} = (NPSH)_r + s - \frac{P_{at}}{\varpi} + \frac{P_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp} \quad (5.4)$$

$(NPSH)_r$  : donné par le constructeur égal à 8,9 m

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$  : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir annexe 9)

$\frac{P_v}{\varpi}$  : dépend de température du liquide pompé (voir annexe 10)

s : Coefficient de sécurité de 0,3 m à 0,5 m : on prend 0,5 m

D'où on tire les valeurs requises :

- La cote de niveau dynamique est de 1139.6m NGA alors  $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 9$  m
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc  $\frac{P_v}{\varpi} = 0,24$  m



- Calcul des pertes de charge d'aspiration :

Pour un diamètre de 290 mm, la crépine génère une perte de charge singulière équivalente à un linéaire de 20 m (annexe 11). L'abaque de Darcy pour la détermination des pertes de charge (annexe 12) montre qu'un débit de 64,3 l/s et un diamètre de 290 mm occasionnent une perte de charge de 0,3 m pour 100 mètre de tuyauterie.

On détermine la perte de charge à l'aspiration :

$$\sum hp_{asp} = 0,06m$$

- Détermination de la vitesse d'aspiration :

$$V_{asp} = 4Q / \pi \cdot D_{asp}^2 \quad V_{asp} = 0,97 \text{ m/s}$$

Alors :

$$ha^{ad} = 8,9 + 0,5 - 9 + 0,24 + 0,05 + 0,06 = 0,75 \text{ m.}$$

Donc pour ne pas avoir une cavitation il suffit de caler la pompe **au moins** à 0,75 m au dessus du niveau dynamique. Et c'est une distance entre le niveau du plan d'eau et la roue la plus haute dans la pompe.

#### 5.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a identifié le forage et on a pu déterminer la pompe adéquate à cette adduction pour refouler le débit dont on a besoin à la hauteur requise. En utilisant le logiciel CAPRARI, nous avons choisi une pompe multicellulaire immergée.

*Chapitre 6 :**PROTECTION ET POSE DE CANALISATIONS***6.1. Introduction :**

Lors de son fonctionnement, le système de transferts d'eau est exposé à des phénomènes transitoires qui peuvent fortement l'endommager. Une protection des conduites doit donc être envisagée pour lutter contre ce phénomène. C'est ce que présente ce chapitre dans lequel on s'intéresse également aux techniques de pose des canalisations.

**6.2. Protection de canalisation contre le coup de bélier :****6.2.1. Généralités sur le coup de bélier :***a. Définition :*

Le coup de bélier est un phénomène de choc qui apparaît lors de la variation brusque de la vitesse d'un liquide. Toute modification rapide dans le régime d'écoulement dans une conduite en charge provoque des oscillations de pression (surpression et dépression alternatives) connues sous le nom de « coup de bélier ».

Ce choc violent se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite notamment dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu par la mise en place d'un dispositif anti-bélier.

*b. Causes du coup de bélier :*

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

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

*c. Les risques liés aux coups de bélier :*

En pratique les risques liés au coup de bélier sont importants :

*- Risque de forte pression :*

Lorsqu'une surpression apparaît, sa valeur vient s'ajouter à la pression initiale que subit la conduite. Si cette somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

- Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe. Si cette pression devient inférieure à  $-10\text{m.c.e}$ , il se forme une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

- Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement provoque la fatigue des conduites. Ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

d. Description du coup de bélier :

Considérons une conduite horizontale dans laquelle s'écoule un liquide en régime permanent avec une vitesse moyenne  $V_0$ . Si une perturbation vient modifier ce régime (par la fermeture brutale d'une vanne par exemple), alors la perturbation engendrée se propagera avec une célérité  $c$ . Cette perturbation présente une surpression  $H_s$  et une dépression pression  $H_d$ .

- Cas d'un écoulement gravitaire :

Les figures 6.1 et, représentent les différentes étapes du coup de bélier survenant dans une conduite horizontale AB après fermeture instantanée d'une vanne placée à l'extrémité aval.

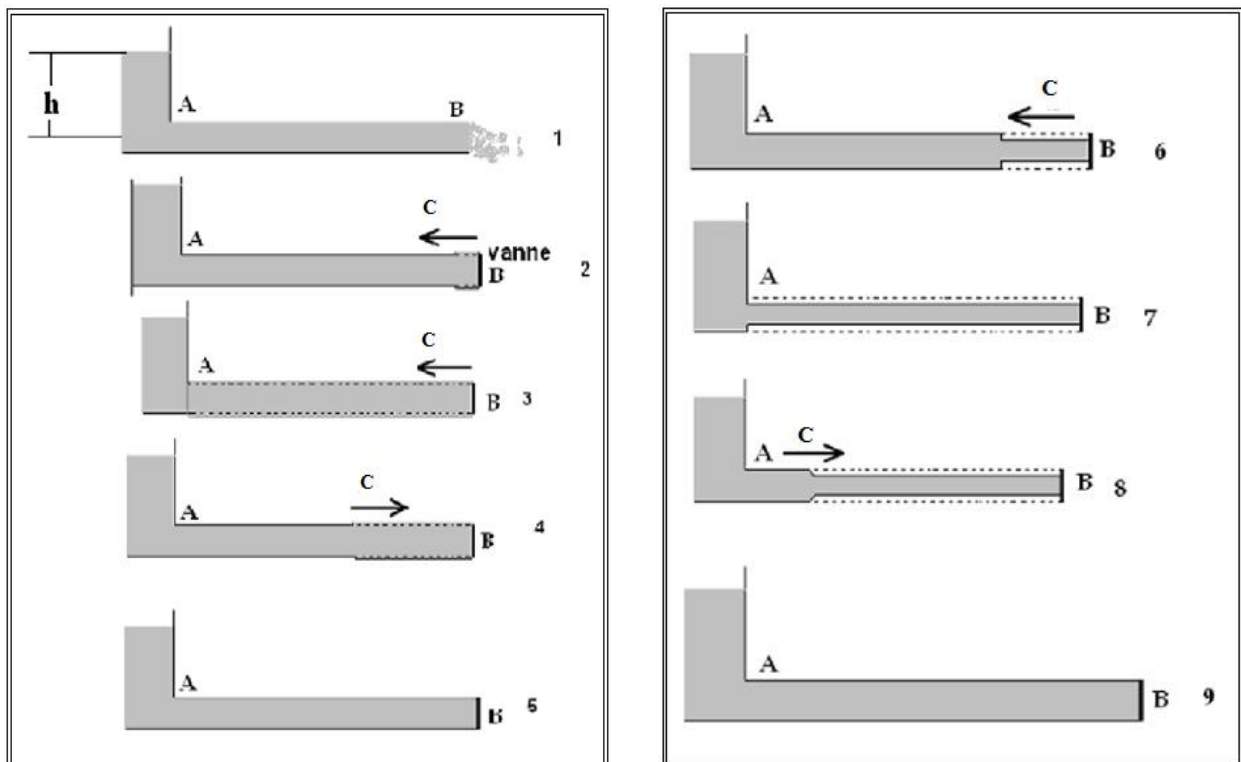


Figure 6.1 : Description du coup de bélier

- **Interprétation de la figure :**

1. Le régime d'écoulement dans la conduite AB est permanent.
2. La vanne se ferme instantanément en B. alors la conduite se dilate et le liquide se contracte. cette déformation se déplace avec la célérité d'onde  $c$  jusqu'au point A.
3. La conduite est dilatée dans son ensemble.
4. Au point A le liquide se dilate et la conduite se comprime. La déformation se déplace vers le point B avec la célérité  $c$ .
5. La conduite retrouve sa forme primaire, mais arrivé en A la conduite se comprime encore et le liquide se dilate.
6. la déformation se déplace vers le point A à la célérité  $c$ .
7. la déformation est arrivée en A et toute la conduite est contractée. Au point A la pression change de signe et devient positive.
8. La pression positive se déplace vers le point B avec la célérité  $c$ .
9. la conduite reprend sa forme première.

Le phénomène se répéterait indéfiniment, mais les frottements amortissent le processus pour le faire cesser au bout d'un certain temps.

- Cas d'un écoulement par refoulement:

Le phénomène d'oscillation reste le mêmes que pour le cas gravitaire néanmoins après l'arrêt brutal d'une pompe, la ligne de charge s'abaisse sous la ligne statique.

**1<sup>ère</sup> phase:**

La conduite n'étant plus alimentée, une dépression se propage à partir de la pompe, ce qui cause une déformation de la conduite. Cette déformation se déplace vers le point A à la célérité  $c$ .

**2<sup>ème</sup> phase:**

La déformation est arrivée en A et toute la conduite est contractée. Au point A la pression change de signe et devient positive se déplaçant avec une vitesse  $c$  vers la pompe mai elle va subir a un obstacle (clapet anti retours).

**3<sup>ème</sup> phase :**

La conduite se dilate et le liquide se contracte. Cette déformation se déplace avec la célérité d'onde  $c$  jusqu'au point A (le sens pompe – réservoir.)

**4<sup>ème</sup> phase:**

La conduite reprend sa forme première .Le phénomène se répéterait indéfiniment, mais les frottements amortissent le processus pour le faire cesser au bout d'un certain temps.

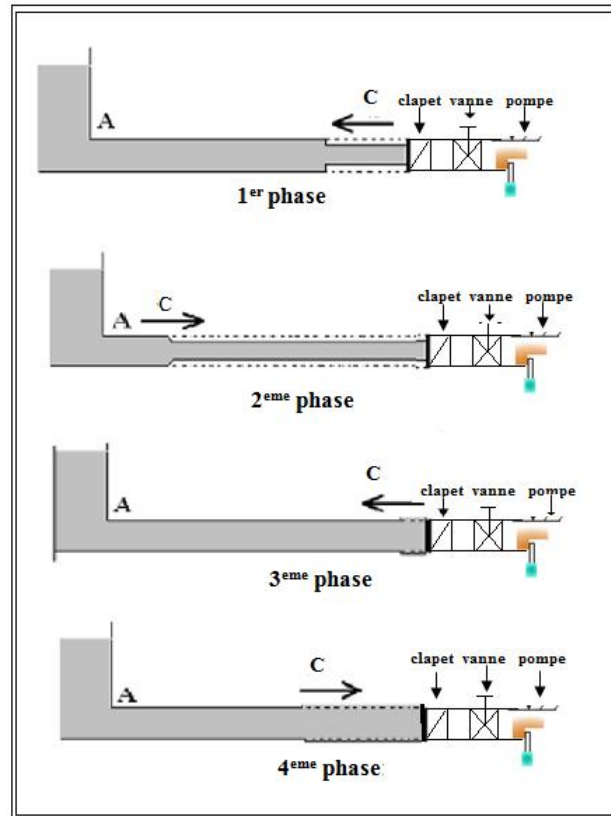


Figure 6.2 : Description du phénomène de coup de bélier pour le cas de refoulement.

La valeur du coup de bélier est donnée par :

$$b = \pm \frac{cV_0}{g} \quad (6.1)$$

La valeur maximale de la surpression et de la dépression pour le cas gravitaire et de refoulement est donnée par la relation suivante :

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + b \quad (6.2)$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - b \quad (6.3)$$

Avec :

$b$  : valeur du coup de bélier

$V_0$  : Vitesse moyenne d'écoulement en régime permanent.

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

$c$  : Célérité de l'onde (m/s).

$H_g$  : hauteur géométrique (m).

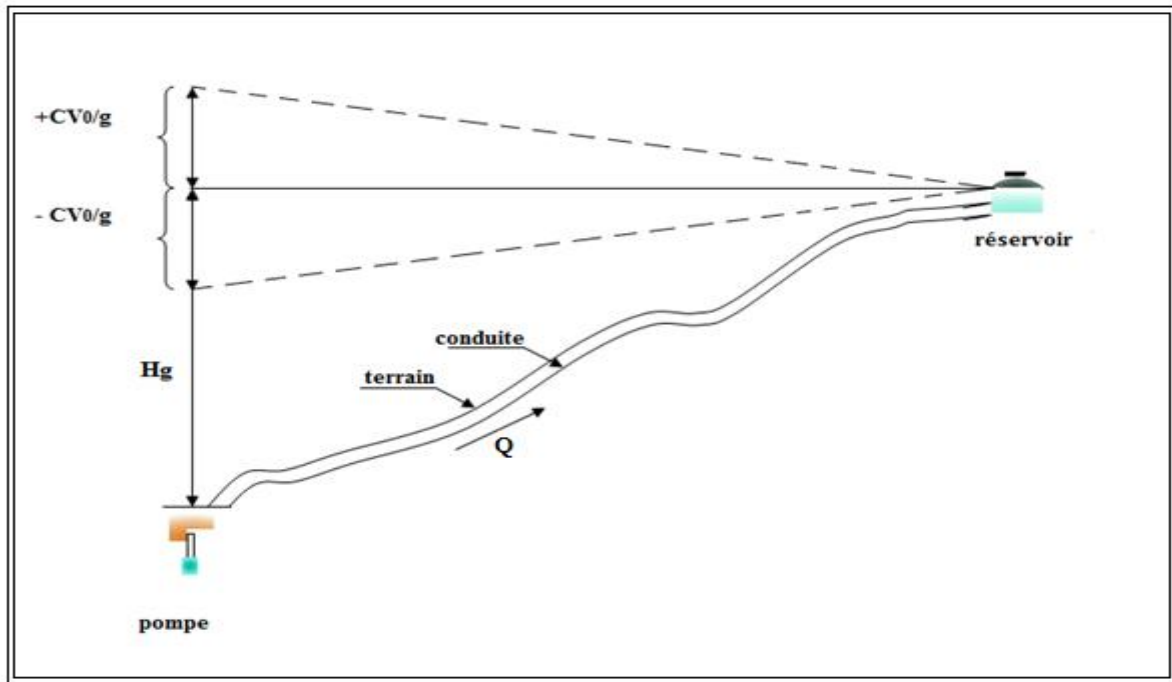


Figure 6.3 : Oscillation de la ligne de charge dans le cas d'un coup de bélier

e. Moyens de protection des installations :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

- Réservoirs d'air :

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

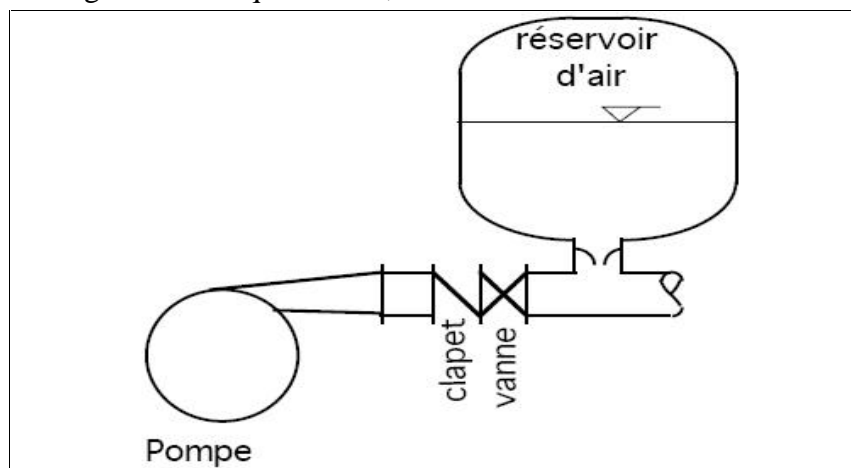


Figure 6.4 .Réservoir hydropneumatique

- By-pass :

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

- Les organes d'étranglement :

L'amortissement du phénomène de succession de surpression et dépression peut se faire par l'augmentation des pertes de charge engendrées par l'étranglement dans la conduite soit par diaphragme, tuyère ou clapet à battant percé.

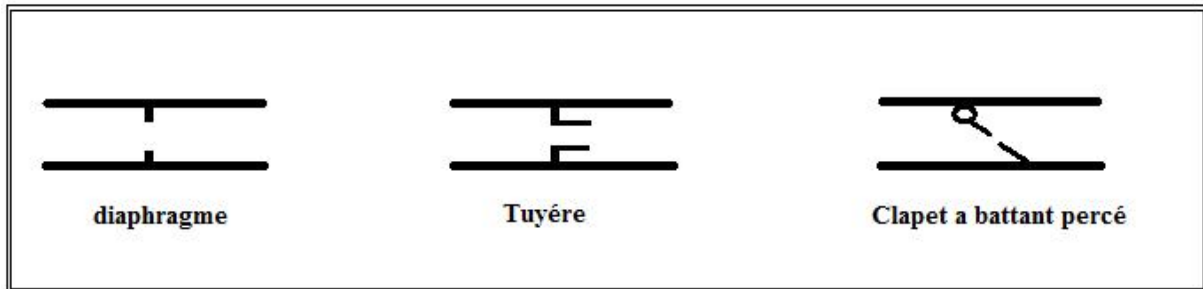


Figure 6.5: les organes d'étranglement

Ces organes sont utilisés dans la conduite de raccordement de l'anti bélier avec la conduite de refoulement. Le diaphragme est utilisé pour l'augmentation de la perte de charge pour les deux cas (surpression et dépression), Le clapet à battant percé joue le rôle de diminuer la perte de charge dans le cas de dépression mais dans le cas de surpression sa forme engendre des vibrations dans le système donc l'endommagement dans les raccordements. Et pour la tuyère le coefficient de débit de l'ajutage est de l'ordre de 92% du diamètre de la conduite. Dans le cas de surpression, la perte de charge engendrée est égale à quatre fois la perte de charge en dépression.

Nous sommes appelés à faire un dispositif qui nous donne une perte de charge faible dans le cas de dépression et une perte de charge importante dans le cas de surpression. On propose alors un clapet by-passé par un diaphragme.

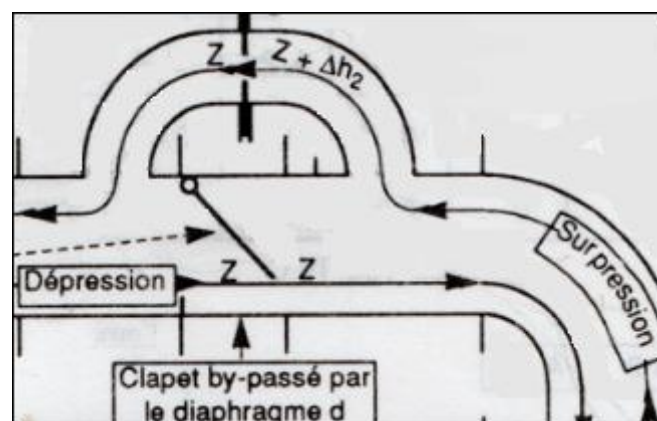


Figure 6.6 : clapet by-passé par le diaphragme

### 6.2.2. Principe de l'étude de protection contre le coup de bélier:

#### a. Protection de la conduite de refoulement :

Pour le calcul du réservoir d'air anti-bélier on suit la méthode de Puech et Meunier.

#### ➤ Dépression :

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air  $U_0$ , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER (annexe 13) qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (6.4)$$

K : qui caractérise les pertes de charge,

$$A = \frac{cV_0}{gH_0} \quad (6.5)$$

A : qui caractérise la conduite de refoulement,

$$B = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{U_0} \quad (6.6)$$

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Avec :

c : célérité d'onde de coup de bélier,

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent,

$H_0$  : pression statique absolue,  $H_0 = H_g + 10$  (6.7)

$H_{abs}$  : pression de service absolue,  $H_{abs} = H_g + 10 + h$  (6.8)

h : pertes de charge,

L : longueur de la conduite,

S : section de la conduite.

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- 1- Calculer la célérité d'onde c et la vitesse d'écoulement en régime permanent  $V_0$ .
- 2- Calculer les paramètres A et K,
- 3- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suit :

Tableau 6.1 : Méthode de calcul du profil en long général de la conduite.

Z (m)	$Z_0$	$Z_1$	$Z_2$	$Z_3$	$Z_4$
X	0	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$



Avec :

$Z$  : La pression totale,

$\frac{X}{L}$  : Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de  $P_{\min}/H_0$  et  $X/L$ .

4- Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposons la famille de courbes  $B$  au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de  $B$  permet de calculer  $U_0$ .

5- Calculer  $U_0$ ,

$$U_0 = \frac{V_0^2}{gH_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (6.11)$$

6- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale  $P_{\min}$ , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe  $B$  et l'axe des ordonnées  $P_{\min}/H_0$ ,

$$U_{\max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{\min}} \right)^{1,2} \quad (6.12)$$

Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti bélier sera donc :

$$U_{\text{réel}} = (1,2 \text{ à } 1,3) U_{\max} \quad (6.13)$$

➤ **Suppression** : Dimensionnement de diaphragme

Pour déterminer le diamètre du diaphragme, on utilise la méthode de Dubin et Gueneau.

Cette méthode repose sur l'utilisation d'un abaque, composé d'un ensemble de courbes

$A$  et  $B$  en fonction des paramètres  $r = \frac{V_0^2}{H_0}$  et  $\frac{P_{\max}}{H_0}$  (annexe 14).

Où :

$$r = \frac{1}{2g} \left[ \frac{D^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2 \quad (6.14)$$

Avec :

$D$  : Diamètre de la conduite,

$d$  : Diamètre de diaphragme,

$r$  : coefficient de perte de charge.

b. *Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :*

La protection d'une conduite gravitaire contre le coup de bélier consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Notre cas comporte plusieurs tronçons en série, d'où des vitesses différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$V = \frac{\sum V_i L_i}{\sum L_i} \quad (6.15)$$

On calcule le temps de fermeture de la vanne on par la formule de Michaud :

$$t = \frac{2 \times L \times V}{g \times \Delta h} \quad (6.16)$$

Avec :

$t$  : le temps de fermeture du robinet vanne.

$L$  : longueur de l'adduction gravitaire.

$V$  : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

$\Delta h$  : La valeur de la surpression.

**c. Détermination de la célérité d'onde :**

Les dépressions et les surpressions se propagent alternativement d'une extrémité à l'autre de la conduite sous forme d'une onde qui se déplace avec une vitesse «  $c$  » appelée « célérité ».

B.SALAH a mis au point un modèle mathématique permettant le calcul de la célérité d'onde dans les conduites enterrées tenant compte des caractéristiques mécaniques du sol environnant :

$$c = \left[ \frac{\dots}{k_e} \left( 1 + k_e \frac{2a(1-\hat{m}^2)(1-\hat{s})}{(1-\hat{m}^2).a.E_s + E_m.e_m(1-\hat{s})} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6.17)$$

Avec :

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

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

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1.2 \cdot 10^9$  Pa pour PEHD.

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

$\mu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\mu_m = 0,46$  (PEHD)

$\mu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\mu_s = 0,33$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).  $e_m = 0,0227$  m

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m).  $a = 0,1023$  m

**6.2.3. Protection du système d'adduction Nâama-Mecheria contre le coup de bélier :**

**a. Protection de la conduite de refoulement :**

➤ **Dépression**

- Calcul de la célérité d'onde :

On trouve une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de  $c = 525,12$  m/s.

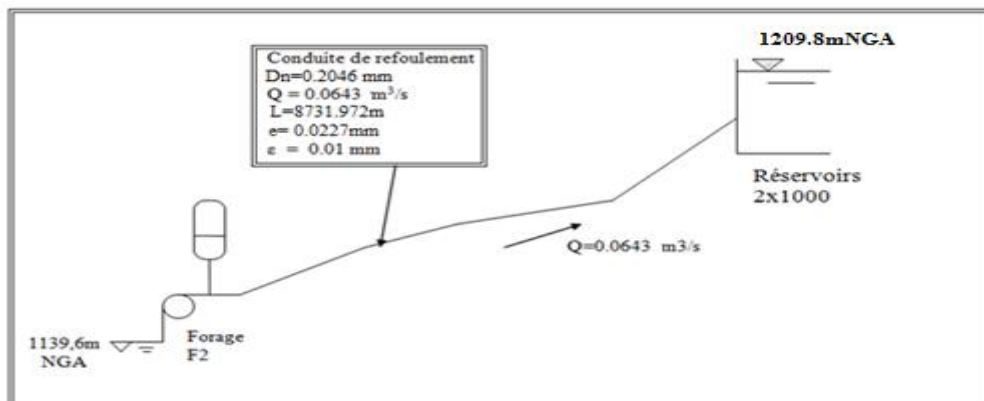


Figure 6.7 : Données de départ

- Calcul de la caractéristique de la conduite :

Nous calculons  $v_0=1.23\text{m/s}$

$$H_0 = H_g + 10 = 70,24 + 10 = 80,24\text{m} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{CV_0}{gH_0}$$

$$A = 525,11 \times 1,96 / 9,81 \times 80,24 \quad A = 1,31$$

- Caractéristique des pertes de charge K :

$H_{\text{abs}} = \text{HMT} + 10 = 178,01\text{m}$

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} = 1,21$$

- Caractéristique du réservoir B :

Nous devrions considérer la famille de courbes B pour  $A=1,31$  et  $K=1,21$  mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » à la famille de courbe :  $K=1 \quad A=1$  (annexe 13)

Tableau 6.2: Profil en long général de la conduite.

Cote z (m)	Longueur conduit	$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	X/L
1139,6	0	0,13	0,00
1166	26,4	0,46	0,00
1165,71	500,53	0,46	0,06
1166,37	903,548	0,46	0,10
1166,67	1325,67	0,47	0,15
1170,17	1796,604	0,51	0,21
1174,99	2140,316	0,57	0,25
1174,51	2650,844	0,57	0,30
1174,54	3069,28	0,57	0,35
1174,77	3495,688	0,57	0,40
1173,67	3922,782	0,56	0,45
1182	4399,156	0,66	0,50
1184,71	4804,139	0,70	0,55
1189,48	5253,849	0,76	0,60
1194,43	5681,915	0,82	0,65
1194,83	6134,863	0,82	0,70
1195,77	6549,903	0,84	0,75
1200,11	6972,09	0,89	0,80
1204,66	7429,015	0,95	0,85
1196,84	7845,85	0,85	0,90
1191,58	8308,676	0,78	0,95
1208,84	8731,972	1,00	1,00

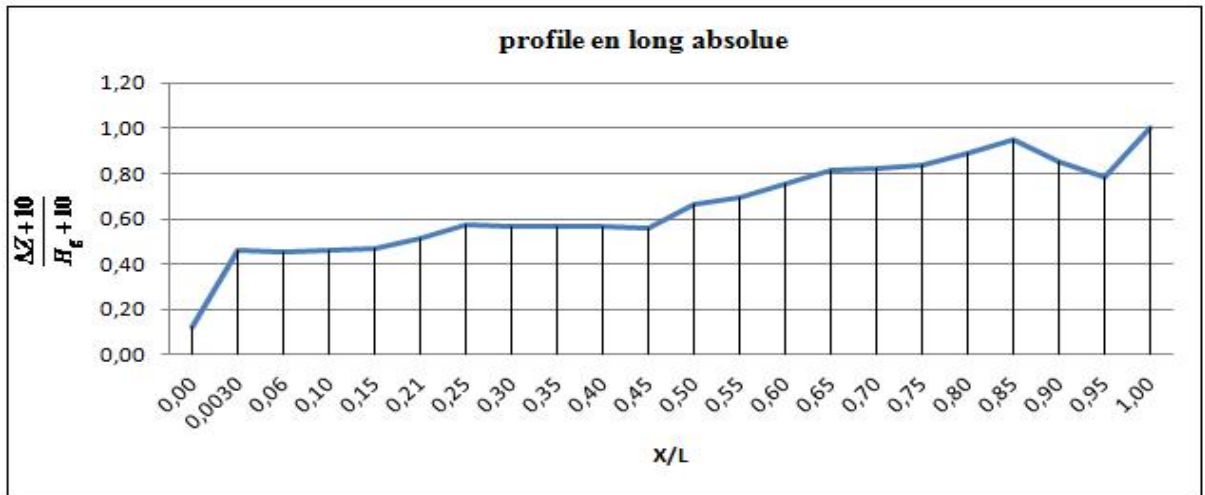


Figure 6.8 : profil en long absolu

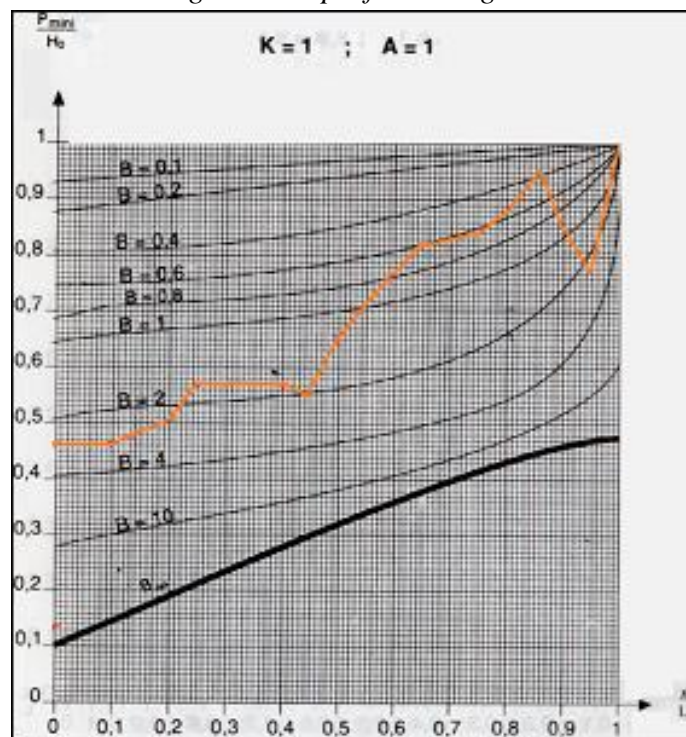


Figure 6.9: profil en long absolu avec l'abaque du PUECH et MEUNIER

- Calcul du volume du réservoir:

Le carré dans le sens vertical représente une pression absolue de :  $P_{abs}/H_0 = 0,01$

$$P_{abs} = 0,8024m$$

Pour avoir une sécurité de 3 m d'eau de pression au dessus du point le plus défavorable du profil, il nous faut 4 carrés c'est-à-dire prendre  $B=0,1$ .

Pour  $B=0,1$  la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues, Cette valeur de  $B$  nous permet de calculer le volume d'air comprimé  $U_0$  en régime permanent.

$$\text{Donc } U_0 = \frac{1,96^2}{9,81 \cdot 178,01} \frac{8731,972 \cdot (3,14 \cdot \frac{0,2046^2}{4})}{0,1}$$

$$U_0 = 6,38 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :  
 $P_{\min}/H_0 = 0,95$  donc  $P_{\min} = 76,23 \text{ m}$  d'eau.

Donc

$$U_{\max} = 6,38 \left( \frac{178,01}{76,23} \right)^{1,2}$$

Le plus grand volume d'air est de 12,93 m<sup>3</sup>, si nous voulons qu'il reste encore 30% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume 16,81 m<sup>3</sup> normalisé à 17m<sup>3</sup> on utilisant deux réservoir en série de volume respective 7m<sup>3</sup> et 10 m<sup>3</sup> (voir annexe 16).

### ➤ *Surpression*

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (annexe 14)

$$\left\{ \begin{array}{l} A=1 \\ B=0,1 \text{ nous lisons} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} r \frac{V_0^2}{H_0} = 2,1 \quad r = 43,68 \\ P_{\max}/H_0 = 1,025 \end{array} \right.$$

$$43,68 = \frac{1}{2 \times 9,81} \left[ \frac{0,2046^2}{0,6d^2} - 1 \right]^2$$

$$d = 0,048 \text{ m} \quad d = 48 \text{ mm}$$

$$P_{\max} = 82,25 \text{ m}$$

### b. *Protection de la conduite gravitaire :*

Dans la conduite gravitaire, la vitesse moyenne en régime permanent est :

$$V = 0,71 \text{ m/s}$$

Alors la charge maximale sera :

$$H_s = H_g + b = 70,24 + 38,01 = 108,24 \text{ m}$$

### • **Vérification du temps de fermeture de la vanne :**

$$t = \frac{2 \times 23092,264 \times 0,71}{9,81 \times 108,24} = 30,88 \text{ s}$$

Pour limiter le coup de bélier, il faut que le temps de fermeture de la vanne dépasse les 31 s.

### 6.3. Pose de canalisations :

### **6.3.1. Pose en enterré :**

Le tracé doit être conforme à celui du projet.

Afin que la qualité des tuyaux et raccords ne soit pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise, il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

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. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.



*Figure 6.10: représente la pose en tranché*

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

### **6.3.2. Préparation de la tranchée :**

#### *a. Profondeurs de fouille :*

En présence de charges roulantes ou autres charges permanentes, les tubes PEHD doivent être enterrés à une profondeur minimale de 45 cm.

#### *b. Largeur de la tranchée :*

La largeur de la fouille doit être déterminée en fonction de la profondeur d'enfouissement et du diamètre de la canalisation à mettre en place. Cette largeur doit être suffisante pour permettre l'aménagement correct du fond de la tranchée d'une part, et l'assemblage des éléments de la canalisation d'autre part. En général, la largeur de la tranchée doit être supérieure à 20 cm.

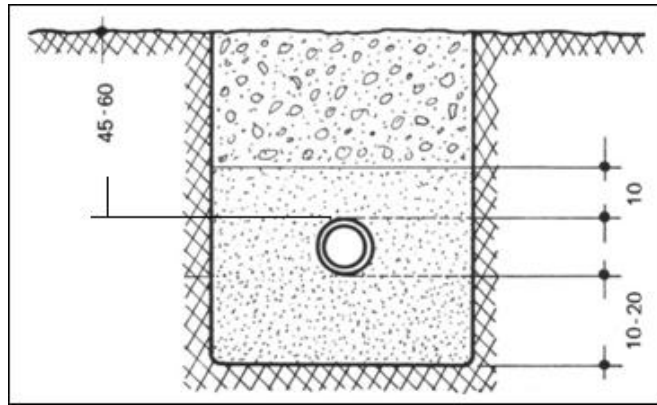


Figure 6.11  
dimensions de

représente les  
la tranchée

*c. Fond de la tranchée :*

Le fond de la tranchée doit être débarrassé des roches de grosse granulométrie, des vestiges de maçonnerie et des affleurements de points durs, puis convenablement dressé suivant la pente prévue au projet.

*d. Lit de pose :*

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de pose de 10-20 cm, dressée suivant la pente prévue au projet et réalisée avec un matériau d'apport propre. Les déblais, s'ils conviennent, doivent être expurgés des plus gros éléments avant d'être réutilisés.

*e. Remblaiement :*

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm minimum au-dessus de la génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui du lit de pose.

### 6.3.3. Pose sans tranchée (Forage) :

*a. Forage dirigé :*

Le forage dirigé permet d'enterrer une canalisation en limitant au minimum la gêne pour les riverains dans le respect de l'environnement. Issu et dérivé des forages pétroliers, ce type de pose est indiqué pour le franchissement d'obstacles, de rivières, d'autoroute, de voies ferrées, ... sans tranchée ouverte et sans perturbation de l'activité de surface.

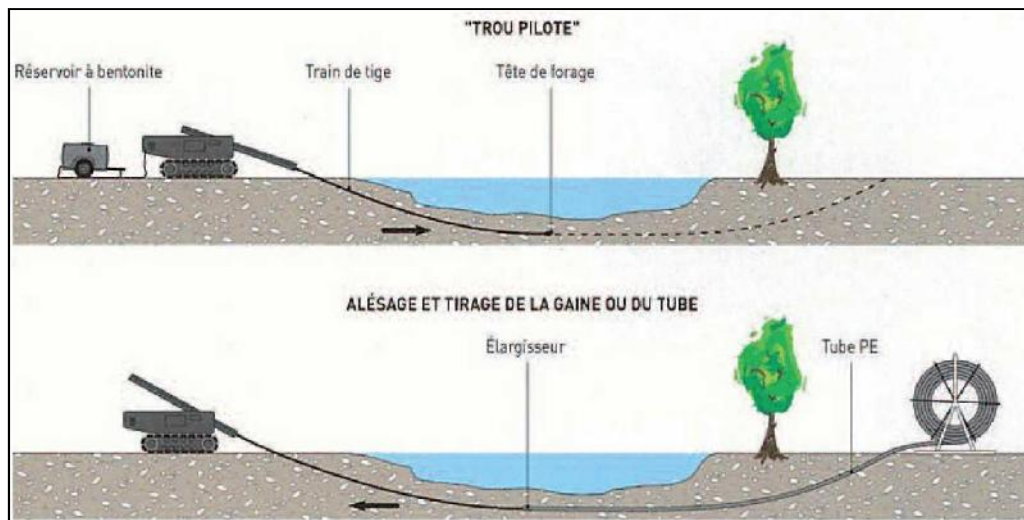


Figure 6.12. Forage dirigé

➤ Principe

La technique du forage dirigé se décompose en deux étapes :

- La réalisation du trou pilote : une tête de forage, adaptée au terrain que l'on pénètre, est amenée en rotation et poussée, de la bentonite est injectée au niveau de la tête de forage ce qui permet la lubrification de l'outil tout en consolidant le trou. La direction et l'inclinaison de la tête sont communiquées à la surface par une sonde émettrice incorporée dans l'outil.
- L'alésage et le tirage : quand La tête de forage ressort à l'extrémité du trou pilote, un tunnel d'environ 10 cm de diamètre a donc été créé. Il suffit de l'élargir en ramenant en sens inverse, vers la foreuse le train de tige à l'extrémité duquel un élargisseur a été installé (1,2 à 1,5 fois Le diamètre de la canalisation à installer). Immédiatement derrière cet aléateur, Le tube PE est accroché et donc tiré vers la foreuse en même temps que le trou se fait.

**Remarque :**

La pose sans tranchée s'effectue dans notre cas pour la traversée d'une voie ferrée et la route nationale numéro 22 ainsi que la canalisation de protection contre les inondations et la conduite de gaz.

**6.3.4. Assemblage des tubes en PEHD :**

Les tubes en PEHD peuvent s'assembler et se raccorder de trois façons différentes :

- Par raccords de compression : utilisés surtout pour les branchements (Dn 20 au Dn 63)
- Par soudure bout à bout : généralement utilisée à partir du Dn 200.
- Par manchons électro-soudables : Dn 20 au Dn 250.

Dans notre cas on a opté à un soudage bout a bout.

**Assemblage par soudure bout-à-bout :**

Le principe est de procéder au raccordement des tubes sans apport de matière. Ce procédé consiste à chauffer à l'aide d'un outil (miroir) les extrémités dressées des tubes et/ou des raccords dans des conditions de pression de contact et de températures prédéfinies.



Un cycle de soudage comprend 5 phases :

**Phase 1 : préchauffage – égalisation :** rapprocher les surfaces à souder contre le miroir chauffant jusqu'à ce qu'elles soient en contact avec celui-ci et parfaitement parallèles. Il se forme alors deux bourrelets périphériques. La régularité de l'épaisseur des bourrelets permet de savoir si les surfaces à assembler sont en contact en tous points avec le miroir chauffant.

**Phase 2 : chauffage :** la chaleur générée par le miroir se diffuse dans les extrémités à souder portant celles-ci à la température de soudage.

La pression pendant le chauffage est réduite à une valeur presque nulle, ce qui garantit un contact régulier des extrémités des tubes contre le miroir chauffant.

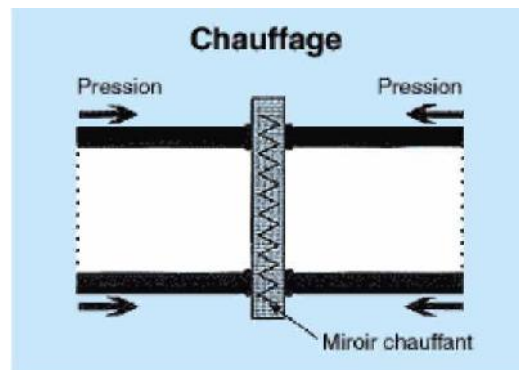


Figure 6.13. Chauffage

**Phase 3 : retrait du miroir :** une fois que les surfaces d'assemblage sont portées à la température adéquate, retirer le miroir chauffant, sans endommager ni salir les surfaces d'assemblage chauffées. Rapprocher immédiatement les surfaces à assembler.

La période d'effacement du miroir doit être la plus réduite possible.

**Phase 4 : assemblage :** rapprocher les surfaces ramollies. Au moment du contact, la vitesse de rapprochement des surfaces à souder doit être pratiquement nulle. La pression d'assemblage doit croître, si possible linéairement, jusqu'à la valeur de consigne :  $0,15 \pm 0,01 \text{ N/mm}^2$ .

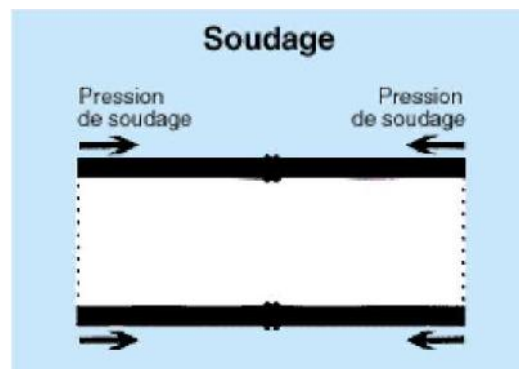


Figure 6.14. Le soudage

**Phase 5 : refroidissement :** laisser en place l'équipement et maintenir la pression constante afin de respecter les temps de refroidissement indiqués. À l'issue du refroidissement ouvrir les mâchoires et lâcher la pression de la centrale hydraulique.

Après l'assemblage, le tube présente un double bourrelet périphérique dont l'aspect constitue un élément d'appréciation de l'homogénéité de la soudure.

### **6.3.5. Les organes de raccordement :**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

#### *a. Les cônes :*

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

#### *b. Les coudes :*

La flexibilité du PEHD permettant l'utilisation du coude si et seulement si on a des longueurs de déviation importantes pour un rayon inférieur à 50 fois le rayon de la conduite. Et il est préférable d'utiliser des coudes de plus de 45°.

#### *c. Joints de démontage :*

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Dans on va utiliser un joint Gibault afin de raccorder les ventouses et les robinets de notre réseau d'adduction.

#### *d. Les tés :*

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

Dans notre cas on utilise les tés dans les regards type vidange.

### **6.3.6. Les accessoires :**

#### *a. Vannes de décharge :*

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air. Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

*b. Ventouses :*

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air peut provoquer des perturbations: diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Les ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

**6.4. Conclusion :**

Dans ce chapitre, une étude de protection contre le phénomène du coup de bélier a été faite en suivant la procédure donnée par PEUCH et MEUNIER. Elle a mené à la nécessité d'installer un réservoir anti bélier ayant un volume calculé de  $16,81\text{m}^3$  doté d'un diaphragme de 48 mm de diamètre.

Un autre volet de ce chapitre a été consacré aux techniques de pose des canalisations en PEHD.

L'emplacement des accessoires (ventouses et vannes de décharges) figure dans le plan du système d'amenée.

*Chapitre 7**ORGANISATION DE CHANTIER, PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL***7.1. Introduction :**

L'organisation d'un chantier et la protection du travail consistent à mettre en œuvre les moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux ainsi que la coordination de ces derniers afin qu'ils se déroulent dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

**7.2. Différents travaux à entreprendre :****7.2.1. Travaux concernant l'adduction :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

*a. Exécution des tranchées :*

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

*b. Construction des regards :*

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

*c. Pose du lit de sable :*

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

*d. Pose des conduites :*

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

*e. Remblayage des tranchées :*

Le remblayage de la tranchée se fait en plusieurs étapes après la pose de conduites (*figure 7.1*) :

**➤ L'assise :**

L'assise commence juste au-dessus du lit de pose et s'étale jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

Afin d'assurer à la canalisation une assise qui ne sera pas décomprimée par la suite, il convient de réaliser l'assise après relevage partiel des blindages, s'ils existent.

Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'assise seront identiques à ceux du lit de pose.

➤ **Exécution du remblai de protection :**

Au-dessus de l'assise, le remblai et son compactage sont poursuivis par couches successives, symétriquement puis uniformément jusqu'à obtenir une couverture du tube et des assemblages d'au moins 10 cm. Les matériaux utilisés pour le remblai de protection sont identiques à ceux de l'assise.

➤ **Remblai supérieur :**

Le remblai supérieur peut être réalisé avant ou après les épreuves de pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est exécuté en mettant en place des matériaux appropriés qui proviennent en général des déblais des fouilles dont on élimine les éléments impropres (exemples : débris végétaux, gros blocs de roche). Le compactage de ce remblai est effectué par couches successives de 30 cm.

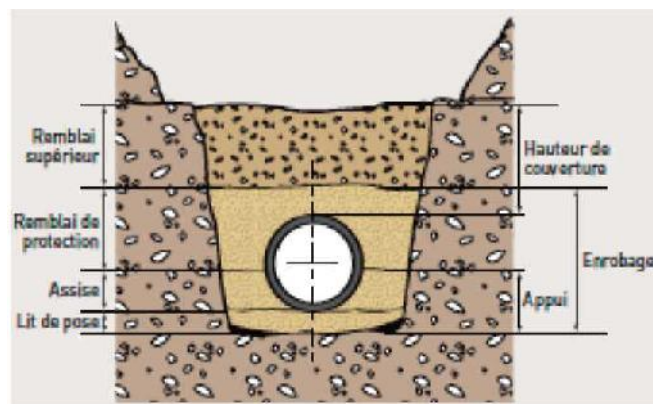


Figure 7.1 : Remblayage d'une tranchée pour le cas d'une conduite en PEHD

f. *Nivellement et compactage :*

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

**7.2.2. Travaux concernant le réservoir :**

Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation du réservoir tampon dont les étapes sont les suivantes :

- Excavation ;
- Pose du tout venant ;
- Coulage du béton de propreté ;
- Coulage du béton du radier ;
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

### 7.3. Calcul des volumes des travaux :

#### 7.3.1. Pour l'adduction :

##### a. Calcul du volume d'exécution des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement.

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

- **La profondeur ( $H_{tr}$ ) :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend :  $h = 0,6$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,2$  m.

D'où :  $H_{tr} = 0,8 + D$  (m).

- **Largueur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite et on laisse 20 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,4 \text{ m.}$$

$b$  : largeur de la tranchée (m) et  $D$  : diamètre de la conduite (m).

##### b. Calcule de la durée d'exécution des tranchées :

Comme il a été mentionné précédemment, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre projet d'adduction qui a été divisé en trois tranches. Refoulement, gravitaire tranche 1 et gravitaire tranche 2 chaque tranche réalisé par une entreprise pour diminuer au maximum le temps de réalisation de ce projet d'adduction.

Ensuite à travers ces volumes calculés, nous déterminons la capacité du godet pour les pelles de chaque tranche.

Comme le volume excavé est supérieur à  $10000 \text{ m}^3$  et inférieur à  $20000 \text{ m}^3$  pour toutes les tranches, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à  $0,5 \text{ m}^3$  (voir annexe 15).

- **Rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec : q : capacité du gobet 0,5 m<sup>3</sup>.

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

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps, dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur:

K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9. Prenons K<sub>t</sub> = 0,7

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol et pour un terrain meuble on prend K<sub>f</sub> = 1,35

T<sub>c</sub> : durée d'un cycle de remplissage du gobet T<sub>c</sub> = (15-30) s, on prend T<sub>c</sub> = 30 s.

AN :

$$R_p = \frac{3600 \times 0,5 \times 0,8 \times 0,7}{30 \times 1,35} = 24,89 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R<sub>p</sub> = 199,12 m<sup>3</sup>/j.

- **La durée d'excavation :**

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>) et R<sub>p</sub> : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

Tableau 7.1: Récapitulation des volumes et des durées d'exécution des tranchées

N° de la tranche	Diamètre (mm)	Longueur (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	s (m2)	V en (m3)	Durée (jours)	
Refoulement	250	8699,607	0,65	1,05	0,68	5937,48	29,82	
Gravitaire 1	400	11546,132	0,8	1,2	0,96	11084,29	55,67	
Gravitaire 2	400	10992,762	0,8	1,2	0,96	10553,05	53,00	55,21
	315	553,37	0,715	1,115	0,80	441,16	2,22	

c. Définitions des tâches et leurs durées :

Tableau 7.2 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	tranche	Durée (jour)
<b>A</b>	Exécution des tranchées	Tranche de refoulement	30
<b>B</b>		Tranche gravitaire 1	56
<b>C</b>		Tranche gravitaire 2	56
<b>D</b>	Pose du lit de sable	Tranche de refoulement	10
<b>E</b>		Tranche gravitaire 1	20
<b>F</b>		Tranche gravitaire 2	20
<b>G</b>	Pose de la canalisation et coulage des regards	Tranche de refoulement	40
<b>H</b>		Tranche gravitaire 1	80
<b>I</b>		Tranche gravitaire 2	80
<b>J</b>	Remblayage des tranchées	Tranche de refoulement	20
<b>K</b>		Tranche gravitaire 1	40
<b>L</b>		Tranche gravitaire 2	40

7.3.2. Pour le réservoir :

a. Volume d'excavation :

Notre réservoir a 13 m de diamètre alors on fait l'excavation à 14 m et pour un terrain meuble, notre réservoir doit avoir une profondeur de 2 m sous le sol. Sachant que le volume d'excavation est  $V_{ex} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$  donc  $V_{ex} = 307,72 \text{ m}^3$ .

On opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à  $0,25 \text{ m}^3$  (annexe 15).

De même que précédemment, le rendement sera :  $R_p = \frac{3600 \times 0,25 \times 0,8 \times 0,7}{30 \times 1,35} = 12,44 \text{ m}^3 / h$

Pour une durée de travail de 8 heures par jour  $R_p = 99,55 \text{ m}^3 / j$ .

b. La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera : 3.09 Jours on prend 4 jours.

c. Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :



Tableau 7.3 : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
M	Excavations	4
N	Pose du tout venant	2
O	Coulage du béton de propreté	1
P	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	15
Q	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	15
R	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	8
S	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	15
T	Maçonnerie et finition générale	10
U	Evacuation des débris et nettoyage	2

#### 7.4. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

##### 7.4.1. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour l'adduction :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant.

Tableau 7.4 : Liste des tâches pour la réalisation de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	D	-	G	J	D
B	E	-	H	K	E
C	F	-	I	L	F
D	G	A	J	-	G
E	H	B	K	-	H
F	I	C	L	-	I

On propose que la réalisation du projet d'adduction se repartît en trois tranches qui se réalisent en même temps pour diminuer la durée de projet.

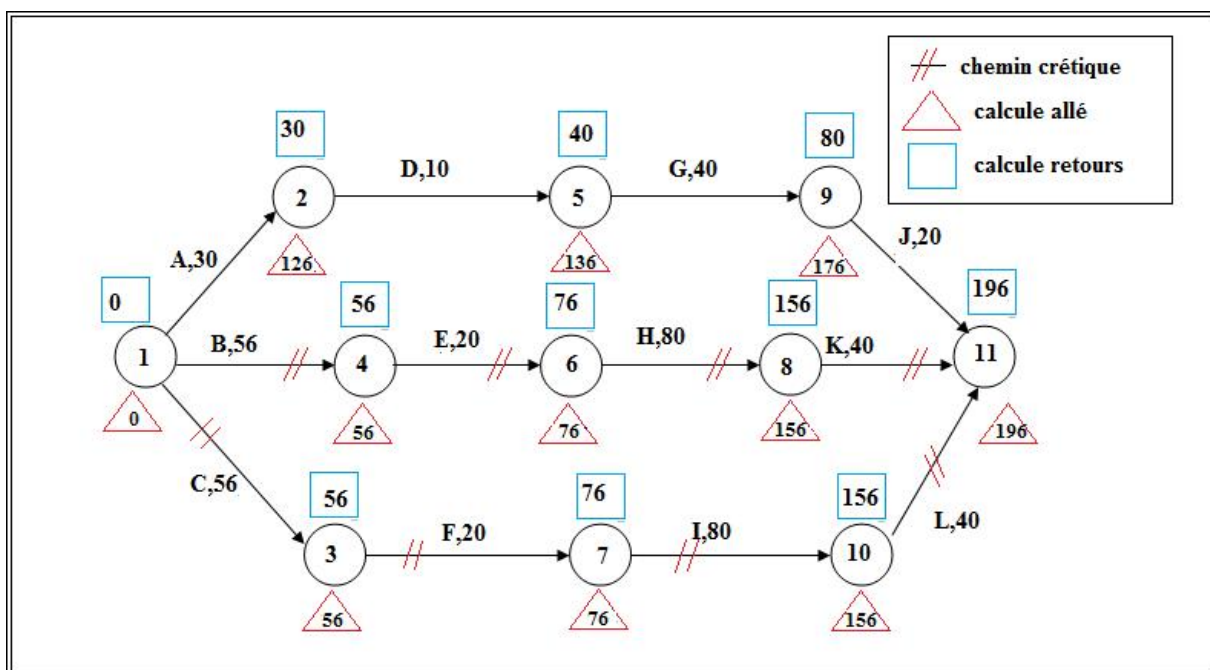


Figure 7.2 : Evolution du projet d'adduction par le réseau à flèches

Le temps de réalisations du projet d'adduction est de 196 jours.

**7.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) pour la réalisation du réservoir tampon :**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant.

Tableau 7.5 : Liste des tâches pour la réalisation du réservoir tampon

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
M	N	-	R	S	Q
N	O	M	S	T	R
O	P	N	T	U	S
P	Q	O	U	-	T
Q	R	P			

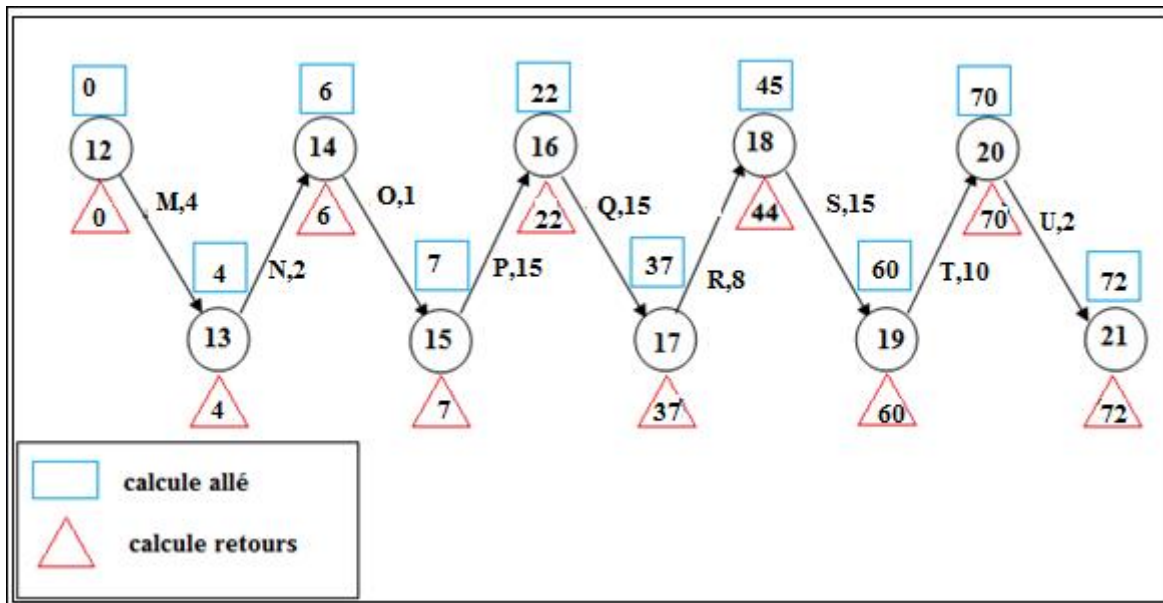


Figure 7.3 : Evolution de la réalisation du réservoir tampon par le réseau à flèches

Le temps de réalisations du réservoir tampon est de 72 jours.

## 7.5. Protection et sécurité de travail :

### 7.5.1. Consignes générales en cas d'accident :

Tout témoin d'un accident de travail doit mener deux actions essentielles :

#### a. Protéger :

- Se protéger soi-même, s'il y a danger, pour pouvoir intervenir.
- Supprimer la cause du danger et s'assurer de sa neutralisation, soustraire la victime si un danger la menace.
- S'il n'y a pas de danger, ne rien toucher.

#### b. Alerter (ou faire alerter) :

- Les secouristes les plus proches.
- Les secours dont les coordonnées sont précisées dans le Plan de Prévention (infirmerie interne ou autres).

*c. Les règles d'alerte :*

- Préciser la raison de l'appel et indiquer le lieu de l'accident.
- Donner un point de rendez-vous facilement repérable.
- Attendre les secours.

**7.5.2. Consignes générales en cas d'incident :**

Tout « fait dangereux » survenu inopinément sur les lieux de travail et qui n'a pas eu de conséquence sur l'intégrité physique des personnes doit être déclaré et analysé afin d'engager des actions correctives. S'il y a un risque imminent, il y a lieu de prendre des mesures immédiates pour éviter l'accident.

Dans tous les cas, contacter un responsable du secteur et, selon le site, remplir un imprimé spécifique permettant de gérer l'incident ou quasi accident.

*a. Prévention :*

Si vous découvrez une circonstance pouvant occasionner un incendie, avertissez ou faites avertir le représentant du site du Maître d'Ouvrage (le nom de cette personne est précisé sur le Plan de Prévention).

*b. En cas d'incendie :*

Dans tous les cas, si vous découvrez un début d'incendie et si vous ne pouvez seul en assurer l'extinction immédiate, gardez votre sang froid, et donner l'ALARME.

La personne doit indiquer clairement:

- Son nom et le numéro de téléphone du lieu d'appel,
- La raison de l'appel, le lieu de l'incendie et la nature du combustible,
- S'il y a des blessés,
- De se faire répéter les renseignements.

Elle ne raccrochera qu'à la demande de son interlocuteur (elle rappellera éventuellement si elle dispose d'un complément d'information).

**7.5.3. Protections collectives et individuelles :**

*a. Protections collectives :*

Lors de l'adoption de mesures de sécurité, il faut privilégier les protections collectives.

Tous les risques mis en évidence lors de la préparation des travaux doivent être éliminés ou faire l'objet de mesures préventives appropriées.

Les zones présentant des risques d'accident sont à signaler de manière non équivoque (Panneau, cordon de sécurité, barrière,...) et/ou l'accès est à interdire en cas de nécessité.

Tout obstacle dangereux, tout endroit où la chute d'objets, d'étincelles, ... est possible, toute ouverture au sol, doit être systématiquement signalé et balisé par un des moyens suivants :

- Garde-corps, barrières de protection.

- Rubans de couleur blanc/rouge ou jaune/noir.
- Filets de sécurité anti-chute.
- Piquets fixés au sol, avec chaîne, cordes, planches ou tubes acier.
- Marquage au sol.
- S'il s'agit d'un passage fréquent, il faut utiliser un balisage rigide.

Les planchers, les échafaudages, les passerelles, les cages d'escaliers provisoires, ... doivent être munis de garde-corps empêchant la chute de personnes ou de matériaux.

Les garde-corps doivent être munis d'une lisse supérieure à 1 m, d'une lisse intermédiaire à 50 cm et d'une plinthe. Toutes les ouvertures verticales doivent être fermées provisoirement ou munies de garde-corps. Le matériel utilisé sera en parfait état. Le matériel ayant subi des déformations ou des faiblesses sera immédiatement remplacé.

*b. Protections individuelles*

L'Entreprise Extérieure fournit à son personnel les articles nécessaires à sa protection et le forme à leur utilisation, notamment :

- Le casque : casque avec jugulaire pour travaux de montage, le port du casque est obligatoire partout sur le chantier (sauf à l'intérieur des bureaux, des vestiaires et des réfectoires).
  - Les chaussures de sécurité : obligatoire partout sur le chantier et pour toute personne impliquée dans des travaux et manipulations physiques.
  - Les gants : obligatoires pour les travaux de démolition manuelle, travaux au chalumeau, travaux au marteau de piquage et travaux de meulage.
  - Les gants isolants : obligatoires pour les travaux sur des installations sous tension.
  - Les lunettes adaptées : incolores ou colorées selon le poste de travail, obligatoire pour les travaux de meulage, travaux au chalumeau, travaux de soudure et travaux au marteau de piquage (en général: tous les travaux qui présentent des risques pour les yeux ainsi que les jours de vent).
  - Les masques anti-poussières : obligatoires pour les travaux poussiéreux.
  - Les harnais de sécurité pour les travaux en hauteur.
  - Le matériel de protection contre le gaz.
  - Vêtements de travail : obligatoire partout sur le chantier selon les consignes du site  
vêtements ignifuges pour les travaux d'oxycoupage
- vêtements imperméables : à disposition si nécessaire
- les bottes de sécurité : à disposition pour travaux de terrassement si nécessaire
- tapis de sols isolants: obligatoires pour les travaux sur des installations sous tension

- et tout article nécessaire à la protection individuelle.

#### **7.5.4. Travaux en hauteur**

Il faut intégrer la sécurité dans la préparation du travail pour que les risques de chutes soient supprimés, en priorité par des protections collectives (garde-corps, échafaudage, filet...) complétées par des équipements de protection individuelle.

Tout travail en hauteur est signalé par des panneaux visiblement placés à la limite des zones dangereuses.

##### **a. travaux sur toiture**

Les travaux sur toiture doivent être réalisés conformément à la réglementation en vigueur et en particulier pour ce qui concerne les moyens de prévention mis en place (garde-corps des échafaudages utilisés, rambardes, mains courantes de la toiture, échelles de couvreurs, dispositifs permettant de ne pas prendre directement appui sur des matériaux de résistance insuffisante, interdiction de travailler sur des toits glissants).

##### **b. Échafaudage et échelles**

###### **➤ Les échafaudages**

Les échafaudages ou tout moyen équivalent sont obligatoires pour tous travaux s'effectuant à plus de 3 mètres de hauteur. Ils doivent être conformes à la réglementation en vigueur.

Des mesures doivent être prévues pour éviter tout risque de collision notamment par engins et ponts.

Si des appareils électriques autres que très basse tension sont utilisés sur un échafaudage, la mise à la terre de l'échafaudage est obligatoire.

###### **➤ Les échelles**

Les échelles doivent être d'une longueur suffisante et dépasser d'un mètre la hauteur du plan de travail et ne présenter aucune défectuosité de matière ou de montage.

Elles doivent être solidement fixées en haut et calées en bas afin d'éviter tout glissement ou renversement. Elles doivent former avec l'horizontale un angle de 75° environ.

#### **7.6. Conclusion :**

Dans ce chapitre on s'intéresse de tous ce qui se faire au chantier, alors on a déterminé le volume de travaux et la durée du projet. Et aussi on a cité les consignes nécessaires pour la sécurité des mains d'œuvre au chantier.

### *CONCLUSION GENERALE*

L'objectif de ce travail est la mobilisation de l'eau potable du forage F2 situé dans la commune de Nâama vers la ville de Mecheria afin de renforcer l'alimentation en eau potable de la ville de Mecheria avec un débit de 5092,39 m<sup>3</sup>/j à l'horizon 2027.

Pour ce faire, une étude technico-économique a montré la nécessité d'établir un système d'adduction refoulement-gravitaire avec présence d'un réservoir tampon situé à une cote de 1205,84 m. Le rôle de ce dernier est d'assurer la transition entre les deux types d'écoulement en charge, le réservoir projeté a un volume de 500m<sup>3</sup>.

La conduite de refoulement se caractérise par un diamètre économique de 250mm. La partie gravitaire nécessite deux tronçons en série dont les diamètres sont respectivement de 400 et 315 mm s'étalant sur des longueurs calculées de 22538,89m et 553,37m.

Après une étude de pompage effectuée à l'aide du logiciel CAPRARI, le choix s'est porté sur une pompe immergée de type **E12S42/5MN+M12200** pouvant assurer une charge de 233m et un débit de refoulement de 64,3 l/s pendant 22 heures de pompage. Les conditions d'installation pour assurer un bon fonctionnement de la pompe choisie ont aussi été abordées.

Pour la protection de la conduite de refoulement contre les phénomènes transitoires par la méthode de PEUCH ET MEUNIER on a trouvé que le réservoir d'air a un volume calculé de 16,81 m<sup>3</sup>.

Pour la conduite gravitaire, il faut adopter une loi de manœuvre lente afin de limiter les effets du coup de bélier. Il faut aussi veiller à ce que le réservoir tampon joue son rôle qui consiste à assurer le remplissage de la conduite gravitaire pendant l'arrêt de la pompe.

Les opérations nécessaires pour la réalisation de cette adduction sont programmées sur une durée de 196 jours, pendant laquelle les dispositions de la sécurité des employés sur le chantier, doivent être prises.

*REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE*

Ouvrages généraux :

- BONVIN Jacques « Hydraulique urbaine I », 2005.
- DUPONT André « Hydraulique urbaine », Tome II, Eyrolles Paris 1981.
- LENCASTRE.A « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- MOREL Michel A. « Exercices de mécanique des fluides 2 ».
- PUISSANT Stéphan « Technique de l'ingénieur-Adduction et distribution d'eau » ;
- SALAH B., KETTAB A., MASSOUH F. « Coup de bélier dans un réseau ramifié enterré en refoulement ». Larhyss Journal n° 02, Juin 2003, pp. 55-68.
- VENET R., LEGER P. et PAVIE A. « Pression pulsée ou coup de bélier hydraulique. Le miracle de saint janvier : hypothèse sur l'origine de l'hémorragie cérébrale du sujet hypertendu ».

Sites internet :

- [www.strpe.org](http://www.strpe.org) Techniques-de-pose-en-enterre-Polyéthylène. (Consulté en Mai 2013)
- [www.strpe.org](http://www.strpe.org) Techniques-de-pose-sans-tranchée-polyéthylène. (Consulté en Mai 2013)
- <http://www.strpe.org/uploads/pdf/Technique-de-pose-aerien-polyethylene.pdf>  
« Documentation technique et préconisations de pose pour les tubes polyéthylène haute densité » (Consulté en Mai 2013)
- [http://www.ctisystems.com/lib/pdf/conditions/9\\_CGSCTI\\_FR\\_rev4.pdf](http://www.ctisystems.com/lib/pdf/conditions/9_CGSCTI_FR_rev4.pdf) « Consignes Générales de Sécurité pour les Chantiers » (Consulté en Juin 2013)



## LES ANNEXES

*Annexe 1: Variation du coefficient  $S_{max}$  en fonction du nombre d'habitant*

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$S_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

*Annexe 2: Variation du coefficient  $S_{min}$  en fonction du nombre d'habitant*

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$S_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

*Annexe 3: Répartition horaire du débit maximum journalier dans divers centres d'agglomération*

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	$< 10000$	10000 à 50000	50000 à 100000	$> 100000$	
0-1	01	1.5	03	3,35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3,3	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	3,3	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	4,5	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5,2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5,1	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	4,6	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	4,7	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4,4	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	3,8	03
22-23	02	02	4.6	3,8	02
23-24	01	1.5	3.3	3,7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100	100%

*Annexe 4: Prix des tubes en PEHD -eau potable PN16-*

Diamètre en mm	Epaisseur en mm	Prix du ML en DA
20	2,3	34,64
25	3	56,2
32	3,6	88,3
40	4,5	136,47
50	5,6	211,4
63	7,1	337,16
75	8,4	473,63
90	8,2	571,69
110	10	844,3
125	11,4	1093,08
160	14,6	1786,51
200	18,2	2805,48
250	22,7	4340,56
315	28,6	6881,37
400	36,3	11116,05
500	45,4	17335,76
630	57,2	26341,1

*Annexe 5: Coefficients K', m, S pour différents types de conduite*

Tuyau	K'	m	S
<b>Acier et fonte</b>	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
<b>Amiante-ciment</b>	0,00118	4,89	1,85
<b>PVC et PEHD</b>	0,001052	4,772	2

*Annexe 6 : bulletin d'analyses source (ADE NAAMA)***Nature et lieu de prélèvement :** Eau de production, robinet de Forage F2 Naama

Prélèvement DATE : 22/05/2013

ANALYSE DATE : 22/05/2013

HEURE : 9 h : 00 mn

HEURE : 10h :00 mn

Paramètres organoleptiques	Résultats	Unités	Normes	Paramètres chimiques	Résultats	Unités	Normes
Couleur	/	Unité p/c	25	PH	7.73	/	6.5 à 8.5
Odeur	/	S/P à 25°C	04	Conductivité	631	µS/CM	2800
Gout	/	S/P à 25°C	04	TDS	307	mg/L	
Paramètres Bactériologiques	Résultats	Unités	Normes	Salinité	0.3	‰	1
				Température	22	°C	/
Anaérobies sulfito-réducteurs	00	/20 ml	00	Nitrite	00	mg/L	0.1
Coliformes totaux	00	/100 ml	10	Paramètre De pollution	Résultats	Unités	Normes
E-COLI	00	/100 ml	00	Ammonium	00	mg/L	0.5
Streptocoques fécaux	00	/100 ml	00	nitrate	/	mg/L	50
TEST DE CHLORE	00	mg/l	0.2/0.6	Phosphates	00	mg/L	0.5
Minéralisation globale	résultats	unités	Normes	Minéralisation globale	résultats	unités	Normes
calcium	108.8	mg/l	200	Titre alcalin	/	°F	/
Magnésium	/	mg/l	150	Titre alcalin complet	/	°F	/
potassium	8.6	mg/l	20	Dureté totale	/	°F	50
chlorures	27	mg/l	500	Eléments indésirables	résultats	unités	normes
sulfate	164	mg/l	400	fer	0.07	mg/L	0.3
bicarbonates	256	mg/l	/	manganèse	0.15	mg/L	0.5
carbonates	16	mg/l	/	fluor	/	mg/Là20°	2

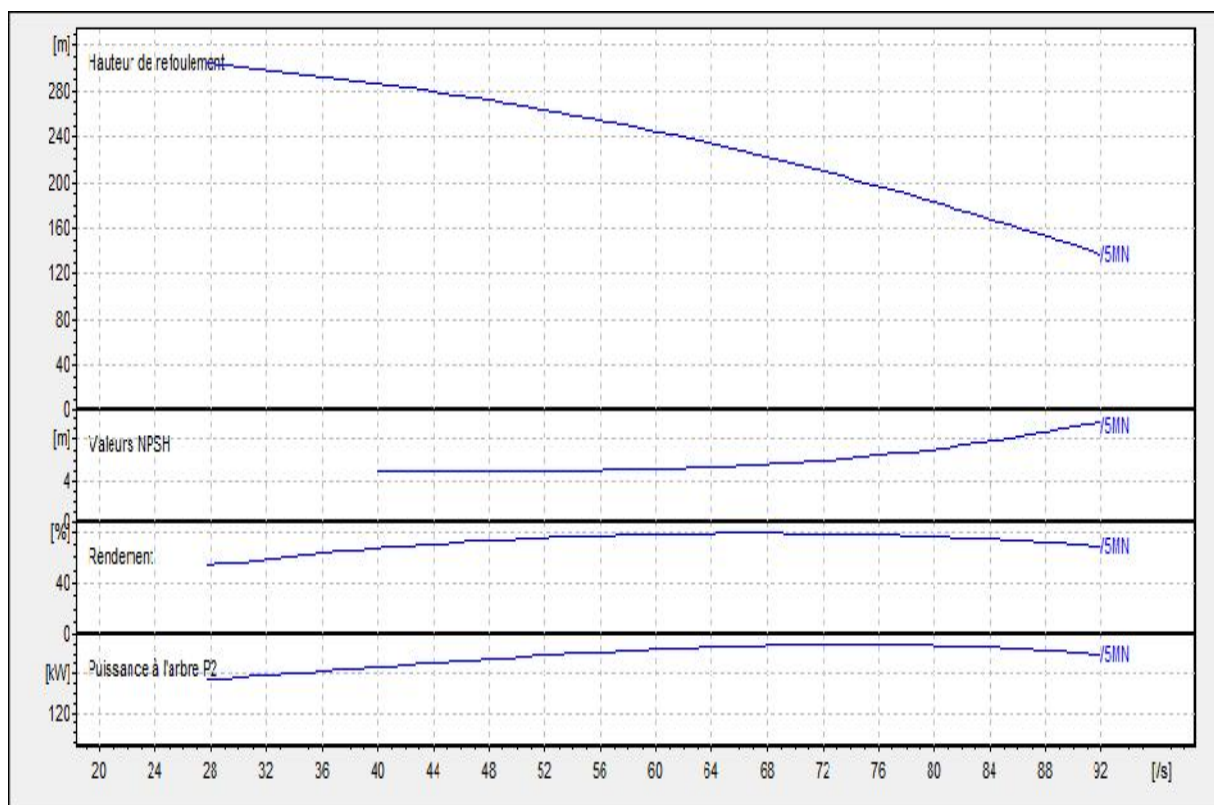
**Observation :**

**Eau de qualité bactériologique et physico-chimique conforme aux normes selon les paramètres analysés.**

*Annexe 7 : caractéristiques générale de la pompe.*

Caractéristiques générales		Dimensions mm	
Poids	1040 kg	A = 3709 B = 1600 C = 2109 D = 290 DN = 200 E = 290 G = 262 H = 260 I = 288 L = 8 M = 18	
Matériaux			
<b>CONSTRUCTION POMPE</b>			
Corps du clapet	Fonte sphéroïdale		
Clapet	Fonte/Caoutchouc		
Corps d'aspiration	Fonte sphéroïdale		
Corps d'étage	Fonte		
Arbre	Acier inox		
Roue	Bronze		
Bague d'usure	Fonte		
Crépine	Acier inox		
Gouttière protection câbles	Acier inox		
Accouplement	Acier inox		
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>			
Support supérieur	Fonte		
Support inférieur	Fonte		
Chemise stator	Acier inox		
Arbre	Acier inox		
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc		
Para-sable	Caoutchouc		
Bobinage	Cuivre isolé		
Butée	Type Michell		

*Annexe 8 : courbes caractéristiques de la pompe*



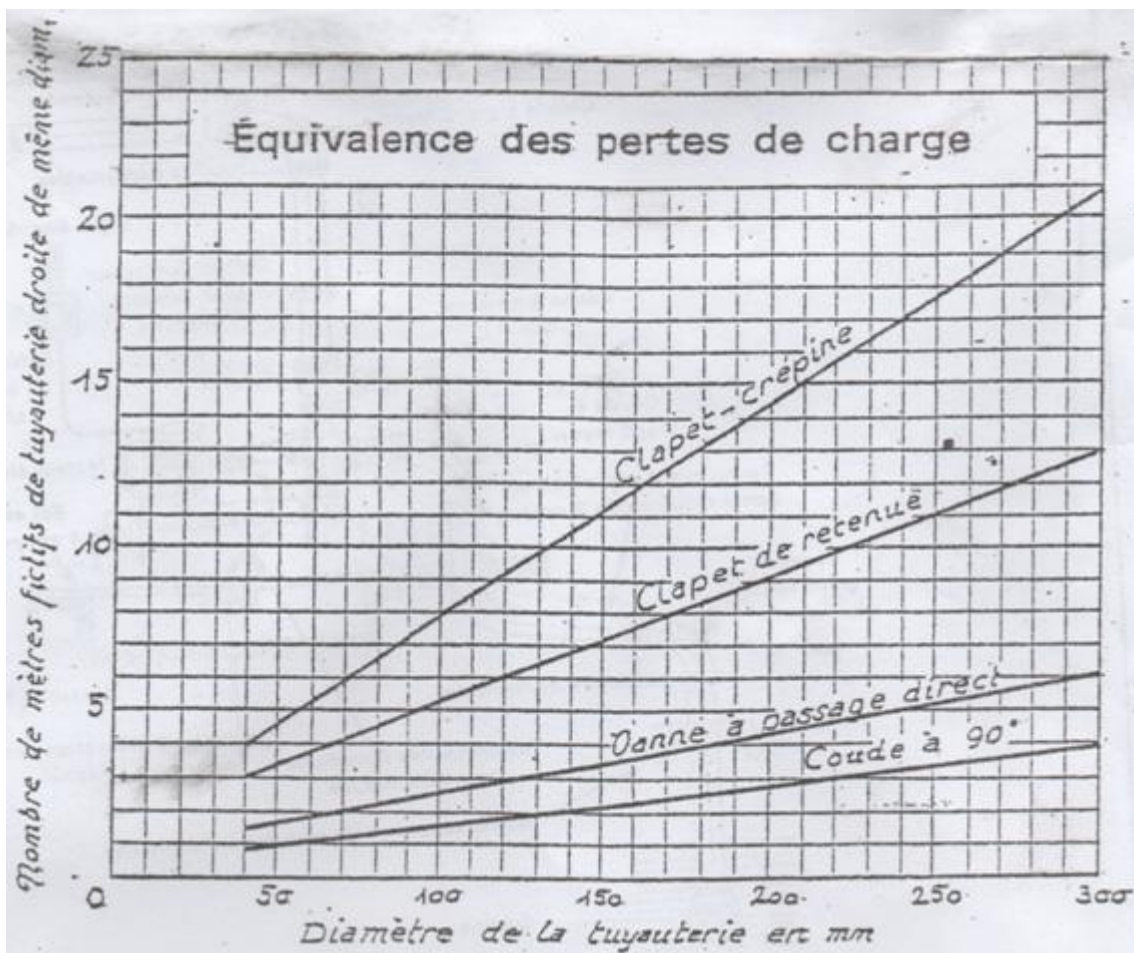
Annexe 9 : Pression atmosphérique en fonction de la cote.

<b>H(m)</b>	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{H(m)}{10.33(m)}$	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

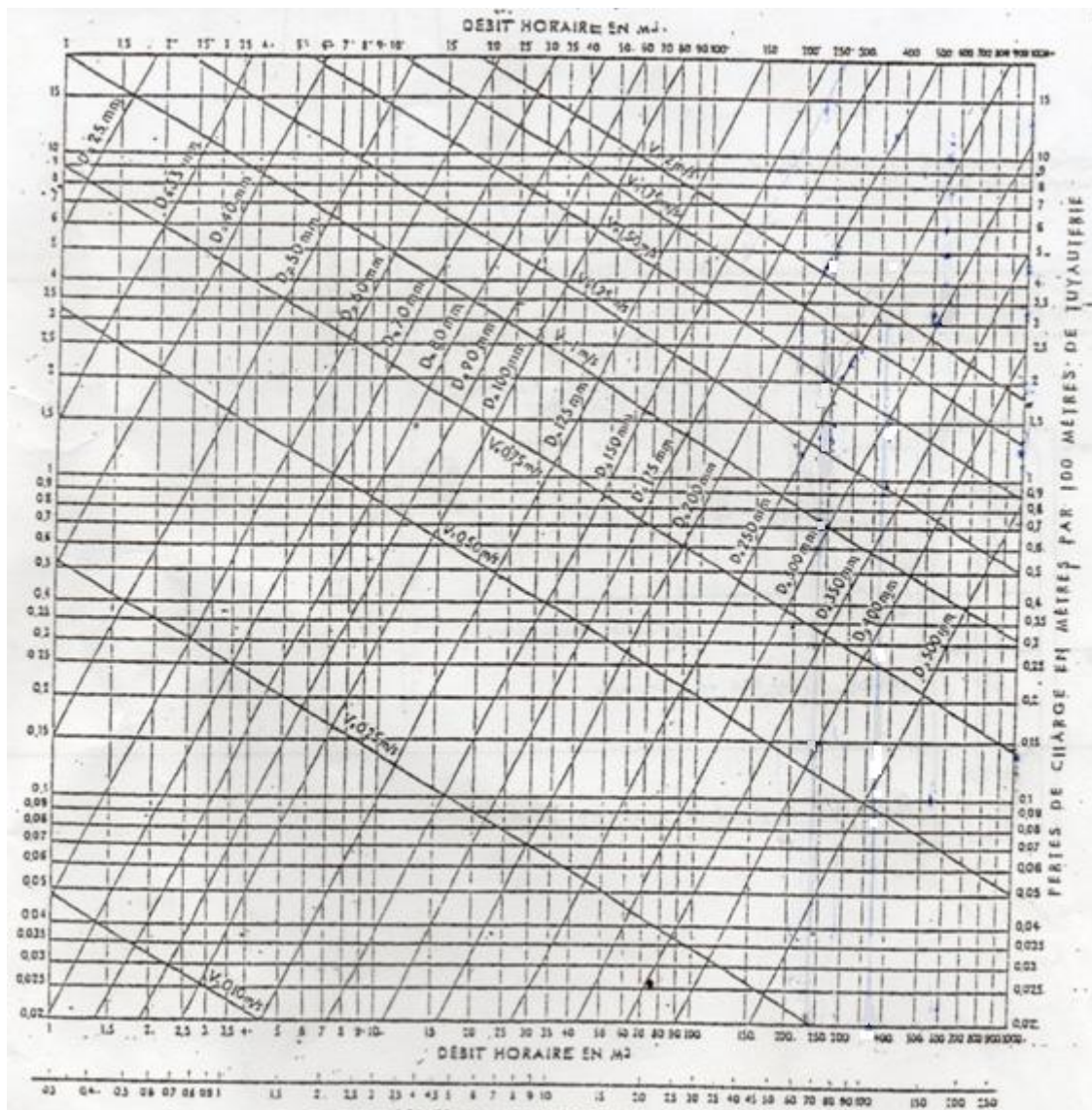
Annexe 10 : Pression de vapeur en fonction de la température.

<b>T°(C)</b>	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{T_0(C)}{10.33(m)}$	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

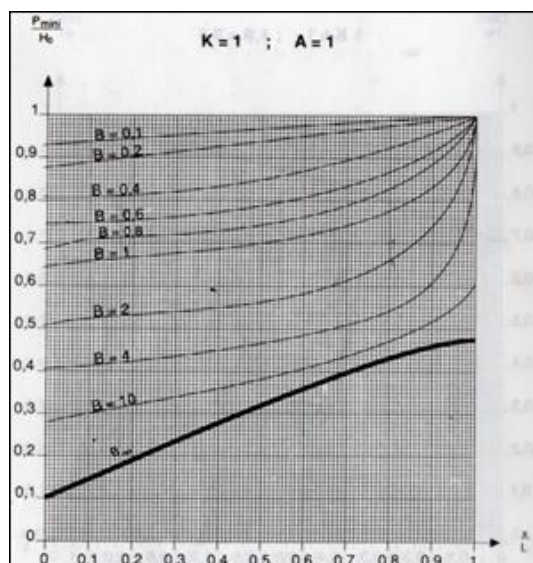
Annexe 11 : équivalent des perte de charge



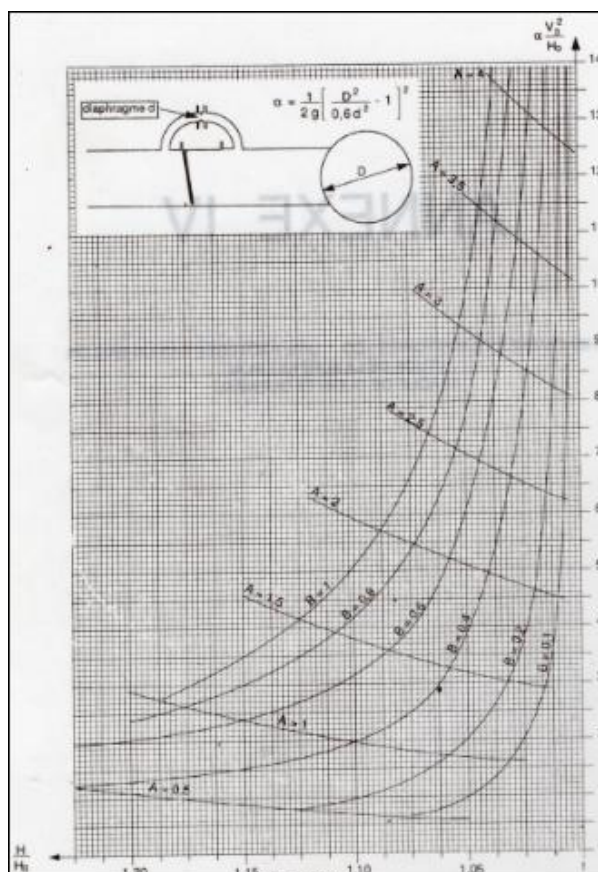
Annexe 12 : perte de charge suivant la table de DARCY



*Annexe 13 : abaque de PUECH et MEUNIER*



*Annexe 14 : abaque de Dubin et Guéneau*



*Annexe 15 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement*

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

*Annexe 16 : Encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.*