

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et Réhabilitation du système d'AEP de  
l'agglomération de h'madna (w.relizane).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-21

APA Citation (توثيق APA):

Bengueddache, Manel Zoubida (2021). Diagnostic et Réhabilitation du système  
d'AEP de l'agglomération de h'madna (w.relizane)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، مقالات، الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**DIAGNOSTIC ET RÉHABILITATION DU SYSTÈME D'AEP  
DE L'AGGLOMÉRATION DE H'MADNA (W.RELIZANE)**

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> BENGUEDDACHE Manel Zoubida

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> AMIRI Djamel	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> BENLATRECH Tarek	M.A.A	Examineur
P <sup>r</sup> SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

**Session Novembre 2021**

## DEDICACES

*A l'occasion de cette journée mémorable qui clôture le cycle de mes études, je dédie mon travail :*

*A mes très chers parents à qui je dois toute ma réussite et à qui je serai reconnaissant.*

*A ma très chère sœur Khadidja et mon très cher frère Belkacem.*

*A mes grands parents, que DIEU puisse lui accorder longue vie.*

*A mes chers oncles et tantes ainsi qu'à tout le reste de ma famille.*

*A tout mes amis : Dyhia, Nour el houda, Djamila, Khadidja, Siheme.*

*A tout les étudiants de L'ENSH.*

# REMERCIEMENTS

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.*

*Mes remerciements vont particulièrement à mes parents pour leur soutien et leurs encouragements.*

*Toute ma gratitude pour mon promoteur Pr SALAH Boualem, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et sa disponibilité ainsi que ses conseils son enseignement de qualité ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.*

*Un remerciement particulier est adressé à Mme Kadi latifa pour ses précieux conseils et orientations.*

*Mon respect s'adresse aux membres de jury qui m'on fera l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.*

*Un merci particulier à Mr M.SAFA chef de service et Mr B. HARRATH chef de service a la DRE de RELIZANE , pour la qualité de leurs collaboration, leurs aides constantes et pour la façon efficace et amicale avec laquelle il a suivi ce travail.*



## ملخص

بعد الدراسة التي تم إجراؤها في العمل الحالي ، فإن مركز بلدية الحمادنة (ولاية غليزان) مجهز حاليًا بشبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لا تعمل بشكل جيد مما أدت إلى إحداث خلل في النظام الهيدروليكي الخاص بها ، ولا سيما الأقطار الصغيرة الخاصة بالشبكة والتي أدت إلى انخفاض الضغط و حدوث تسربات عديدة بالشبكة خاصة على مستوى المفاصل. نظرًا لأن هذا النظام لا يمكنه تلبية احتياجات الساكنة في أفق الدراسة (2050) ، فإن هدفنا من هذه الدراسة هو تقديم عدد من التعديلات والتوصيات قصد تحسين نظام التزويد بمياه الشرب في المدينة ، نذكر على سبيل المثال: تجديد شبكة توزيع المياه من أجل تلبية الاحتياجات المستقبلية من المياه لساكنة المدينة مع توفير الضغط المناسب لها لضمان وصول المياه إلى الساكنة ، بالإضافة إلى وضع بعض الملحقات وأجهزة القياس.

## Résumé

Après l'étude faite dans le présent travail, le chef lieu de la commune d'El H'madna (W.Relizane) est dotée actuellement d'un système d'alimentation en eau potable, présente un dysfonctionnement hydraulique non fiable notamment un sous dimensionnement caractérisé par des faibles pressions de service, des fuites d'eau au niveau des joints disloqués.

Vu que ce système n'arrive pas à satisfaire les besoins a l'horizon d'étude (2050), notre objet consiste à donner un certains nombres de modifications et recommandations pour améliorer l'alimentation en eau potable de la ville telle que : La rénovation du réseau de distribution de façons à satisfaire les besoins en eau futurs de notre agglomération et en matière de débit pression, aussi l'emplacement des accessoires et des appareils de mesure.

## Summary

After the study made in this work, the capital of the municipality of El H'madna (W. Relizane) is currently equipped with a drinking water supply system, has an unreliable hydraulic malfunction. In particular an under sizing characterized by low operating pressures, water leaks at the level of the dislocated joints.

Considering that this system does not manage to meet the needs for the study horizon (2050), our object consists in giving a certain number of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city such as: The renovation of the distribution network in order to meet the future water needs of our agglomeration and in terms of pressure flow, also the location of accessories and measuring devices.

# Sommaire

	Page
Résumé.....	
Liste des tableaux.....	
Listes des figures.....	
<b>INTRODUCTION GÉNÉRAL.....</b>	<b>01</b>

## Chapitre I

### PRESENTATION DE CHEF LIEU DE LA COMMUNE D'EL H'MADNA

I.1 Introduction.....	02
I.2 Présentation de l'agglomération.....	02
I.2.1 Situation géographique.....	03
I.2.2 Géologie et géomorphologie.....	04
I.2.3 Climatologie.....	05
I.2.3.1 Climat .....	05
I.2.3.2 L'humidité de l'air.....	05
I.2.3.3 Précipitations, pluviométrie et Température.....	06
I.2.3.4 Le vent.....	07
I.3 Présentation du système d'AEP actuel.....	07
I.3.1 Ressources en eau.....	08
I.3.1.1 Eaux souterraines.....	08
I.3.2 Répartition des conduites d'adduction par refoulement existantes.....	09
I.3.3 Caractéristique des réservoirs existants.....	11
I.3.3.1 Réservoir de volume 1000m <sup>3</sup> .....	11
I.3.3.2 Réservoir de volume 400m <sup>3</sup> .....	11
I.3.4 Réseau de distribution.....	12
I.4 Prélèvements et analyses de l'Eau.....	13
I.4.1 Sécurisation des conditions d'alimentation et de distribution.....	14
I.4.2 Identification des différentes situations de crise.....	14
I.5 Conclusion.....	15

## Chapitre II

### DIAGNOSTIQUE HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE DU SYSTEME D'AEP

II.1 Introduction.....	16
II.2 Les risques de dégradation du réseau.....	16
II.2.1 Facteurs de désordres.....	17
II.2.1.1 Désordres liés à l'eau distribuée.....	17
II.2.1.2 Liés à la canalisation elle-même. ....	17
II.2.1.3 Désordres liés au milieu environnant.....	17
II.2.2 Âge des canalisations.....	18
II.2.3 Matériaux en contact avec l'eau potable.....	18
II.2.3.1 Normalisation.....	18
II.2.3.2 Caractéristiques des matériaux.....	18

II.3 Défaillances possibles et conséquences associées à la dégradation du réseau.....	19
II.3.1 Dégradation de la qualité de l'eau.....	19
II.3.1.1 Phénomène de la corrosion.....	19
II.3.1.1.1 La corrosion interne.....	19
II.3.1.2 La corrosion externe .....	20
II.3.1.3 Phénomène d'entartrage.....	21
II.3.1.4 Phénomène biologiques.....	21
II.3.2 Défaillance du régime hydraulique.....	21
II.3.2.1 Diminutions de la capacité de transport.....	21
II.3.2.2 Fuites.....	22
II.4 Diagnostic hydraulique du système d'AEP existant .....	23
II.4.1 Diagnostic des points de captage.....	23
II.4.2 Diagnostic des réservoirs de stockage.....	28
II.5 Diagnostic physique du système d'AEP.....	30
II.5.1 Diagnostic des points de captage.....	30
II.5.2 Diagnostic des réservoirs de stockage.....	33
II.6 Diagnostic de la station de pompage.....	34
II.7 Diagnostic du réseau de distribution .....	35
II.8 Conclusion.....	37

### **Chapitre III**

#### **DIAGNOSTIQUE HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE DU SYSTEME D'AEP**

III.1 Introduction.....	38
III.2 Estimation de la population.....	38
III.3 Évaluation des besoins en eau Potable à l'état actuel (2021) .....	39
III.3.1 Détermination de la consommation moyenne journalière.....	39
III.3.1.1 Besoins domestiques.....	39
III.3.1.2 Besoins d'équipement.....	40
III.3.1.3 Besoins d'arrosage.....	41
III.3.2 Récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières.....	41
III.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière Tenant compte des fuites.....	41
III.3.4 Variation de la consommation journalière.....	42
III.3.5 Variation de la consommation horaire .....	43
III.4 Comparaison entre les ressources actuelle (2021) et les besoins en eau potable futur (2050) .....	48
III.5 Conclusion .....	48

### **Chapitre IV**

#### **ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION**

IV.1 Introduction .....	49
IV.2 Quelques notions simples sur l'adduction .....	49

IV.2.1 Types d'adduction.....	49
IV.2.2 Adduction et types d'écoulement .....	50
IV.2.3 La ligne piézométrique .....	50
IV.2.4 L'air dans les tuyauteries .....	50
IV.2.5 Dépôts dans l'adduction.....	51
IV.2.6 Assemblage et diamètres .....	51
IV.2.7 Choix du tracé de l'adduction .....	53
IV.3 Étude technique.....	54
IV.4 Condition économique.....	54
IV.5 Description et Présentation du schéma d'adduction existant.....	55
IV.6 Étude des variantes.....	56
IV.6.1 Proposition de variantes.....	56
IV.6.1.1 Variante N°1.....	56
IV.6.1.1.1 Partie : forage -station de pompage.....	57
IV.6.1.1.2 Partie station de pompage -Réservoir d'Alimentation.....	58
IV.6.1.2 Variante N°2.....	59
IV.6.1.2.1 Calcul des diamètres économiques.....	59
IV.6.1.2.2 Partie : forage -station de pompage.....	62
IV.6.1.2.3 Partie : station de pompage - réservoir d'alimentation.....	64
IV.7 Équipement hydraulique des conduites d'adduction.....	66
IV.7.1 Profil en long d'une adduction.....	67
IV.8 Conclusion.....	68

## **Chapitre V**

### **ETUDE ET CHOIX DES POMPE**

V.1 Introduction.....	69
V.2 Définition.....	69
V.3 Type de pompes rencontrées.....	69
V.4 Les pompes centrifuges.....	71
V.5 Disposition et installation d'une pompe centrifuge.....	71
V.5.1 Pompe installée en charge.....	71
V.5.2 Pompe installée en aspiration.....	72
V.6 Choix du type de pompe.....	72
V.7 Choix du nombre de pompes.....	73
V.8 Couplage des pompes.....	73
V.8.1 Couplage en parallèle.....	73
V.8.2 Couplage en série.....	74
V.9 Courbes caractéristiques des pompes.....	74
V.10 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	75
V.11 Points de fonctionnement des pompes.....	76
V.12 Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement.....	76
V.13 Dimensionnement des pompes du projet.....	79
V.13.1 Adduction : champ de captage-station de pompage.....	79

V.13.2 Choix des pompes pour le forage F5 projeté.....	80
V.13.2.1 Description de la pompe.....	81
V.13.2.2 Point de fonctionnement.....	82
V.13.3 Adduction : station de pompage-réservoir d'alimentation en eau potable.....	84
V.13.3.1 Choix des pompes pour la station de pompage.....	84
V.13.3.2 Description de la pompe.....	85
V.13.3.3 Point de fonctionnement.....	86
V.14 Équipements auxiliaire.....	88
V.15 Équipements d'aspiration.....	89
V.16 Équipements de refoulement.....	90
V.17 Conclusion.....	90

## **Chapitre VI**

### **PROTECTION DES CONDUITES DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER**

VI.1 Introduction.....	91
VI.2 Causes du coup de Bélier.....	91
VI.3 Risques dus aux coups de Bélier.....	91
VI.4 Conséquences du coup de bélier.....	92
VI.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	92
VI.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	94
VI.7 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	94
VI.7.1 Principe de fonctionnement du réservoir d'air.....	95
VI.7.2 Calcul des réservoirs d'air .....	96
VI.7.2.1 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT.....	96
VI.7.3 Encombrement du réservoir d'air.....	99
VI.7.4 Installation du réservoir d'air.....	99
VI.8 Conclusion .....	100

## **Chapitre VII**

### **ETUDE DE STOCKAGE**

VII.1 Introduction.....	101
VII.2 Rôle des réservoirs.....	101
VII.2.1 Fonction technique.....	101
VII.2.2 Fonction économique.....	101
VII.3 Emplacement du réservoir.....	102
VII.4 Principe de fonctionnement.....	102
VII.5 Prescriptions sanitaires.....	102
VII.6 Classification des réservoirs.....	103
VII.7 Choix du réservoir.....	104
VII.8 Équipements du réservoir.....	109
VII.9 Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	109

VII.10 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation.....	111
VII.11 Détermination du volume total d'un réservoir.....	111
VII.11.1 Réservoir de stockage de l'agglomération d'El H'madna.....	111
VII.12 Bila du stockage.....	113
VII.13 Conclusion.....	113

**Chapitre VIII**  
**SIMULATION HYDRAULIQUE DU RESEAU EXISTANT**  
**A L'ETAT ACTUEL (2021)**

VIII.1 Introduction.....	114
VIII.2 Calcul hydraulique du réseau existant.....	114
VIII.3 Modélisation du réseau.....	115
VIII.4 Vérification hydraulique du réseau d'AEP actuel.....	115
VIII.5 Conclusion.....	118

**Chapitre IX**  
**RENOVATION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP DE**  
**L'AGGLOMERATION**

IX.1 Introduction.....	119
IX.2 Les motifs de rénovation.....	119
IX.3 Choix du système de distribution.....	119
IX.4 Choix de type du réseau.....	119
IX.4.1 Définition du réseau maillé.....	120
IX.4.2 Principe du tracé d'un réseau maillé.....	120
IX.5 Choix du matériau des conduites.....	120
IX.6 Calcul hydraulique du réseau.....	121
IX.6.1 Détermination des débits.....	121
IX.6.2 Modélisation hydraulique du réseau projeté.....	124
IX.6.2.1 Présentation du logiciel de calcul EPANET.....	124
IX.6.2.2 Étapes d'utilisation d'Epanet.....	124
IX.6.3 Fichiers des résultats de simulation du réseau projeté.....	126
IX.6.4 Analyse des résultats de simulation.....	127
IX.7 Équipement du réseau de distribution.....	133
IX.7.1 Robinets vannes.....	133
IX.7.2 Clapets de retenue.....	133
IX.7.3 Bouches et Poteaux d'incendie.....	134
IX.7.4 Ventouses.....	134
IX.7.5 Robinets de vidange.....	134
IX.7.6 Bouche d'arrosage.....	134
IX.7.7 Les compteurs.....	135
IX.7.8 Pièces spéciales de raccordement.....	135
IX.8 Conclusion.....	135

## **Chapitre X**

### **POSE DES CONDUITES**

X.1 Introduction.....	136
X.2 Principe de pose des canalisations .....	136
X.2.1 Pose selon la nature de terrain.....	136
X.2.2 Pose selon la nature des conduites.....	136
X.2.3 Traversées des routes.....	137
X.3 Exécution des travaux de pose des canalisations.....	137
X.3.1 Travaux préliminaires.....	137
X.3.2 Excavation des tranchées.....	138
X.3.2.1 La profondeur de tranchée ( $H_{tr}$ ) .....	138
X.3.2.2 La largeur de tranchée ( $b$ ) .....	138
X.3.2.3 Choix du coefficient du talus ( $m$ ) .....	138
X.3.2.4 Section tranchée ( $S_{tr}$ ) .....	139
X.3.3 Aménagement du lit de sable.....	139
X.3.4 Mise en place des canalisations.....	139
X.3.5 Assemblage des conduites en PEHD.....	139
X.3.6 Essai générale du réseau.....	140
X.3.7 Enrobage de la canalisation.....	140
X.3.8 Remblaiement de la tranchée.....	140
X.3.9 Contrôle du compactage des tranchées.....	141
X.3.10 Mise en service du réseau.....	141
X.4 Prescription spéciale concernant le PEHD.....	141
X.5 Choix des engins du chantier.....	142
X.6 Calcul des volumes de terrassement.....	142
X.6.1.1 Volume des déblais ( $V_d$ ) .....	142
X.6.1.2 Volume des Déblais foisonnés ( $V_{df}$ ) .....	144
X.6.1.3 Volume du lit de sable ( $V_s$ ) .....	144
X.6.1.4 Volume de la conduite ( $V_C$ ) .....	144
X.6.1.5 Volume excédentaire ( $V_{Exc}$ ) .....	145
X.7 Conclusion.....	146

## **Chapitre XI**

### **DEVIS ESTIMATIF**

XI.1 Introduction.....	147
XI.2 Calcul du devis du projet.....	147
XI.3 Conclusion.....	148

<b>CONCLUSION GÉNÉRAL</b> .....	149
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHYQUE</b> .....	149
<b>ANNEXE</b> .....	149

# Liste des figures

	Page
<b>Figure N° I.1</b> Localisation du centre d'El H'madna sur la carte de la Willaya de Relizane....	3
<b>Figure N° I.2</b> Carte des sols du site d'El H'madna.....	4
<b>Figure N° I.3</b> Carte des étages bioclimatiques du bassin de Chélif.....	5
<b>Figure N° I.4</b> Histogramme des Températures moyennes mensuelles (2016) de la région d'El H'madna (W.Relizane).....	6
<b>Figure N° I.5</b> Diagramme ombrothermique (2016) de la région d'El Hmadna (W.Relizane) .	7
<b>Figure N° I.6</b> Répartition du linéaire du réseau d'adduction par refoulement par nature du matériau.....	10
<b>Figure N° I.7</b> Schéma synoptique d'adductions (forages – stockages) pour H'madna et les localités secondaires.....	10
<b>Figure N° II.1</b> Conduite de diamètre 80mm ayant subi des dépôts ferrique de corrosion interne.....	20
<b>Figure N° II.2</b> Conduite de diamètre 80 mm ayant subi une corrosion externe localisée (courants vagabonds, hétérogénéité du sol, ...).....	21
<b>Figure N° II.3</b> Conduite ayant subit une rupture.....	22
<b>Figure N° II.4</b> Ruptures ou fuites apparentes.....	22
<b>Figure N° II.5</b> Etat hydraulique des équipements du Forages Chaaba Hamraa.....	24
<b>Figure N° II.6</b> Etat hydraulique des équipements du Forages Zitoune.....	25
<b>Figure N° II.7</b> Etat hydraulique des équipements du Forages Oued Djidiouia.....	26
<b>Figure N° II.8</b> Etat hydraulique des équipements du Forages El Malah.....	27
<b>Figure N° II.9</b> Etat hydraulique des équipements du réservoir de capacité 400m <sup>3</sup> .....	28
<b>Figure N° II.10</b> Etat hydraulique des équipements du réservoir de capacité 1000m <sup>3</sup> .....	29
<b>Figure N° II.11</b> Etat physique des équipements du Forages Chaaba Hamra.....	30
<b>Figure N° II.12</b> Etat physique des équipements du Forage Zitoune.....	31
<b>Figure N° II.13</b> Etat physique des équipements du Forage Oued Djidiouia.....	32
<b>Figure N° II.14</b> Etat physique des équipements du Forags El Malah.....	33
<b>Figure N° II.15</b> Etat physique des équipements du réservoir de capacité 400m <sup>3</sup> .....	33
<b>Figure N° II.16</b> Etat physique des équipements du réservoir de capacité 1000m <sup>3</sup> .....	34
<b>Figure N° II.17</b> Etat hydraulique des équipements de la station de pompage.....	35
<b>Figure N° II.18</b> Etat du réseau de distribution.....	35



<b>Figure N° III.1</b> Répartition de la population actuelle et future de l'agglomération.....	36
<b>Figure N° III.2</b> Histogramme de la consommation futur (2050) .....	39
<b>Figure N° III.3</b> Tracé de la courbe intégrale .....	47
<b>Figure N° IV.1</b> Conduite en PEHD.....	52
<b>Figure N° IV.2</b> Schéma général du système d'adductions projeté (forages – stockages) pour H'madna et les localités secondaires.....	55
<b>Figure N° IV.3</b> Bilan ( $F_{exp}-F_{am}$ ) Partie : forage -station de pompage.....	63
<b>Figure N° IV.4</b> Bilan ( $F_{exp}-F_{am}$ ) Partie : station de pompage-réservoir d'alimentation.....	65
<b>Figure N° IV.5</b> Quelques accessoires d'un réseaud'A.E.P .....	67
<b>Figure N° V.1</b> Type de pompes dynamiques.....	70
<b>Figure N° V.2</b> Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge.....	72
<b>Figure N° V.3</b> Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration.....	72
<b>Figure N° V.4</b> Association de deux pompes en parallèle.....	74
<b>Figure N° V.5</b> Association de deux pompes en série.....	74
<b>Figure N° V.6</b> Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....	75
<b>Figure N° V.7</b> Les courbes caractéristiques de la pompe (F1) de type E12S50 donné par le logiciel CAPRARI.....	82
<b>Figure N° V.8</b> Point de fonctionnement des pompes (F1).....	83
<b>Figure N° V.9</b> Courbe proportionnel (F1).....	84
<b>Figure N° V.10</b> Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type MEC-A2/80 donné par le logiciel CAPRARI.....	86
<b>Figure N° V.11</b> Point de fonctionnement des pompes (SP).....	87
<b>Figure N° V.12</b> Courbe proportionnel (SP).....	88
<b>Figure N° VI.1</b> Schéma des quatre phases du coup de bélier.....	93
<b>Figure N° VI.2</b> Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	99
<b>Figure N° VI.3</b> Schéma d'installation du réservoir d'air.....	100
<b>Figure N° VII.1</b> Réservoir 1000m <sup>3</sup> .....	104
<b>Figure N° VII.2</b> Réservoir 400m <sup>3</sup> .....	104
<b>Figure N° VII.3</b> Arrivée par sur vers.....	105
<b>Figure N° VII.4</b> Arrivée par sur verse.....	105
<b>Figure N° VII.5</b> Arrivée par-dessous .....	105
<b>Figure N° VII.6</b> Arrivée par dessous.....	105

<b>Figure N° VII.7</b> Conduite de départ.....	106
<b>Figure N° VII.8</b> Conduite de vidange et de trop plein.....	107
<b>Figure N° VII.9</b> Conduite by-pass.....	107
<b>Figure N° VII.10</b> Équipements des réservoirs.....	108
<b>Figure N° VII.11</b> Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	109
<b>Figure N° IX.1</b> Schéma de la Répartition réelle des débits (cas de pointe).....	128
<b>Figure N° IX.2</b> Schéma de la Répartition réelle des vitesses (cas de pointe).....	128
<b>Figure N° IX.3</b> Schéma de la Répartition réelle des pressions (cas de pointe).....	129
<b>Figure N° IX.4</b> Schéma de la Répartition réelle des débits (cas de pointe+incendie).....	131
<b>Figure N° IX.5</b> Schéma de la Répartition réelle des vitesses (cas de pointe+incendie).....	131
<b>Figure N° IX.6</b> Schéma de la Répartition réelle des pressions (cas de pointe+incendie).....	132
<b>Figure N° X.1</b> La traversé d'un oued.....	137
<b>Figure N° X.2</b> Photo d'un Dozer .....	143
<b>Figure N° X.2</b> Pelle mécanique.....	143

# Liste des tableaux

	Page
<b>Tableau N°I.1</b> POS d'El H'madna. Centre.....	3
<b>Tableau N° I.2</b> Humidité de la région d'El H'madna (Avril2020-Mars 2021).....	5
<b>Tableau N° I.3</b> Données pluviométriques (2016).....	6
<b>Tableau N° I.4</b> La vitesse moyenne des vents.....	7
<b>Tableau N° I.5</b> Caractéristiques des Ressources Existantes Exploitées Actuellement.....	8
<b>Tableau N° I.6</b> Répartition des conduites d'adduction par refoulement existantes.....	9
<b>Tableau N°I.7</b> Caractéristiques des Ouvrages de stockage existants pour le centre d'El H'madna.....	12
<b>Tableau N°I.8</b> Linéaire du réseau de distribution.....	13
<b>Tableau N°1.9</b> Analyse de l'eau distribuée au niveau de la commune d'El H'madna.....	13
<b>Tableau N° III</b> Estimation de la population future de l'agglomération.....	38
<b>Tableau N°III.2</b> Estimation des Besoins en eau potable domestiques pour le futur de l'agglomération .....	40
<b>Tableau N° III.3</b> Estimation des besoins en eau potable futur d'équipement de l'agglomération.....	40
<b>Tableau N° III.4</b> Estimation des besoins en eau potable futur pour l'arrosage .....	41
<b>Tableau N°III.5</b> consommations moyennes journalières en eau pour différentes catégories.....	41
<b>Tableau N° III.6</b> Calcul des consommations maximales et minimale journalières .....	43
<b>Tableau N° III.7</b> $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitant.....	43
<b>Tableau N° III.8</b> $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	44
<b>Tableau N° III.9</b> calcul des consommations maximales et minimales horaires.....	44
<b>Tableau N° III.10</b> Variations des débits horaires en fonction du nombre d'habitants .....	45
<b>Tableau N° III.11</b> Variation des débits horaires de notre agglomération.....	46
<b>Tableau N°IV.1</b> Calcul de HMT (F1-SP).....	62
<b>Tableau N°IV.2</b> Calcul des frais d'exploitations (F1-SP).....	63
<b>Tableau N°IV.3</b> Calcul des frais d'amortissement (F1-SP) .....	63
<b>Tableau N°IV.4</b> Calcul du bilan (F1-SP).....	63
<b>Tableau N°IV.5</b> Calcule de HMT (SP-Rés).....	64
<b>Tableau N°IV.6</b> Calcul des frais d'exploitations (SP-Rés) .....	64

<b>Tableau N°IV.7</b> Calcul des frais d'amortissement (SP-Rés).....	65
<b>Tableau N°IV.8</b> Calcul du bilan (SP-Rés).....	65
<b>Tableau N°IV.9</b> Récapitulatif des résultats.....	66
<b>Tableau N°IV.10</b> Récapitulatif des ventouses et des vidanges.....	68
<b>Tableau N° V.1</b> Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques.....	70
<b>Tableau N° V.2</b> caractéristique des forages existant.....	79
<b>Tableau N° V.3</b> Caractéristiques des pompes pour le forage F5 donné par CAPRARI.....	80
<b>Tableau N° V.4</b> Courbe caractéristique de la conduite.....	82
<b>Tableau N° V.5</b> calcul de la résistance de la conduite.....	83
<b>Tableau N° V.6</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	83
<b>Tableau N° V.7</b> Calcule de la courbe de proportionnalité $H=Aq$ .....	84
<b>Tableau N° V.8</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	84
<b>Tableau N° V.9</b> Courbe caractéristique de la conduite.....	86
<b>Tableau N° V.10</b> Calcul de la résistance de la conduite.....	87
<b>Tableau N° V.11</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	87
<b>Tableau N°V.12</b> calcule de la courbe de proportionnalité $H=\alpha Q^2$ .....	88
<b>Tableau N° VI.1</b> Les caractéristiques de la conduite d'adduction de refoulement.....	98
<b>Tableau N° VI.2</b> Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.....	98
<b>Tableau N° VI.3</b> Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	98
<b>Tableau N°VI.4</b> Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	98
<b>Tableau N° VII.1</b> Détermination de la capacité du stockage à l'horizon futur (2050).....	112
<b>Tableau N° VII.2</b> Résultat du calcul du volume total du stockage à l'horizon futur (2050)....	112
<b>Tableau N°VIII.1</b> Calcul des débits de tronçon.....	117
<b>Tableau N°VIII.2</b> Calcul des paramètres hydrauliques du réseau existant .....	117
<b>Tableau N° IX.1</b> Calcul des débits nodaux (cas de pointe).....	122
<b>Tableau N° IX.2</b> Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie).....	123
<b>Tableau N° IX.3</b> Détermination des diamètres intérieurs.....	124
<b>Tableau N° IX.4</b> Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en $m^3/s$ ).....	126
<b>Tableau N° IX.5</b> Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).....	127

<b>Tableau N° IX.6</b> Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe).....	129
<b>Tableau N° IX.7</b> Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).....	130
<b>Tableau N° IX.8</b> Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie).....	132
<b>Tableau N° X.1</b> Choix du coefficient du talus.....	139
<b>Tableau N° X.2</b> Les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles.....	143
<b>Tableau N° X.3</b> Récapitulatif des différents volumes de terrassement.....	145
<b>Tableau N° XI.1</b> Devis estimatif et quantitatif du projet.	148

# Liste des plaches

**Planche N°1** : Plan De Masse Du Réseau D'AEP Existant.

**Planche N°2** : Plan De Masse Et Réseau Projeté D'AEP.

**Planche N°3** : Profil En Long Du Réseau De Distribution : Réservoir d'alimentation- Point Défavorable (R-1-4-5-6-7)

**Planche N°4** : Profil En Long Du Réseau D'adduction : Station De Reprise-Réservoir D'alimentation

**Planche N°5** : Quelques Accessoires Trouvés Dans Un Réseau D'AEP.

# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Le chef lieu de la commune d'El H'madna se trouvant dans la wilaya de Relizane, fait partie d'une zone hydro géologiquement plus favorable pour une alimentation en eau potable au même titre que les communes environnantes. La source de captage qui n'est autre que souterraine se trouvant à quelques mètres du chef lieu alimente non seulement la dite commune mais également les communes environnantes. Cependant, il a été remarqué ces dernières années que l'essor démographique, l'évolution culturelle le développement du tissu urbain, le développement sanitaire ont favorisé l'extension de cette agglomération. Le système d'alimentation en eau potable mise en place, face à cette situation, se trouve dans l'incapacité de répondre aux besoins de cette agglomération en matière d'alimentation en eau potable. Plusieurs anomalies d'ordre hydraulique de ce système ont été constaté telles que les pressions faibles, des fuites d'eau et notamment la non compatibilité du réseau en fonction de l'évolution du tissu urbain. Face à cette situation, nous sommes appelé à rénover le système d'alimentation en eau potable de telle façon à satisfaire les différents types de consommateurs en eau potable qui composent notre agglomération en pleine extension.

Notre travail consiste d'abord en une présentation et un diagnostique de la commune notamment au point de vue types de consommateurs existants et futurs. On procède par la suite au calcul des besoins en eau exigés par chaque type de consommateur. Cette étape sera succédée par un dimensionnement hydraulique de tous les ouvrages composant le système projeté pour la dite agglomération.

L'étude des équipements de ce système d'alimentation en eau potable en matière d'accessoires pour son bon fonctionnement fait également partie de ce travail.



# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE CHEF LIEU DE LA COMMUNE D'EL H'MADNA**

## Chapitre I

### PRESENTATION DE CHEF LIEU DE LA COMMUNE D'EL H'MADNA

#### I.1 Introduction

Dans ce chapitre nous essayerons de donner une brève présentation en ce qui concerne la zone d'étude.

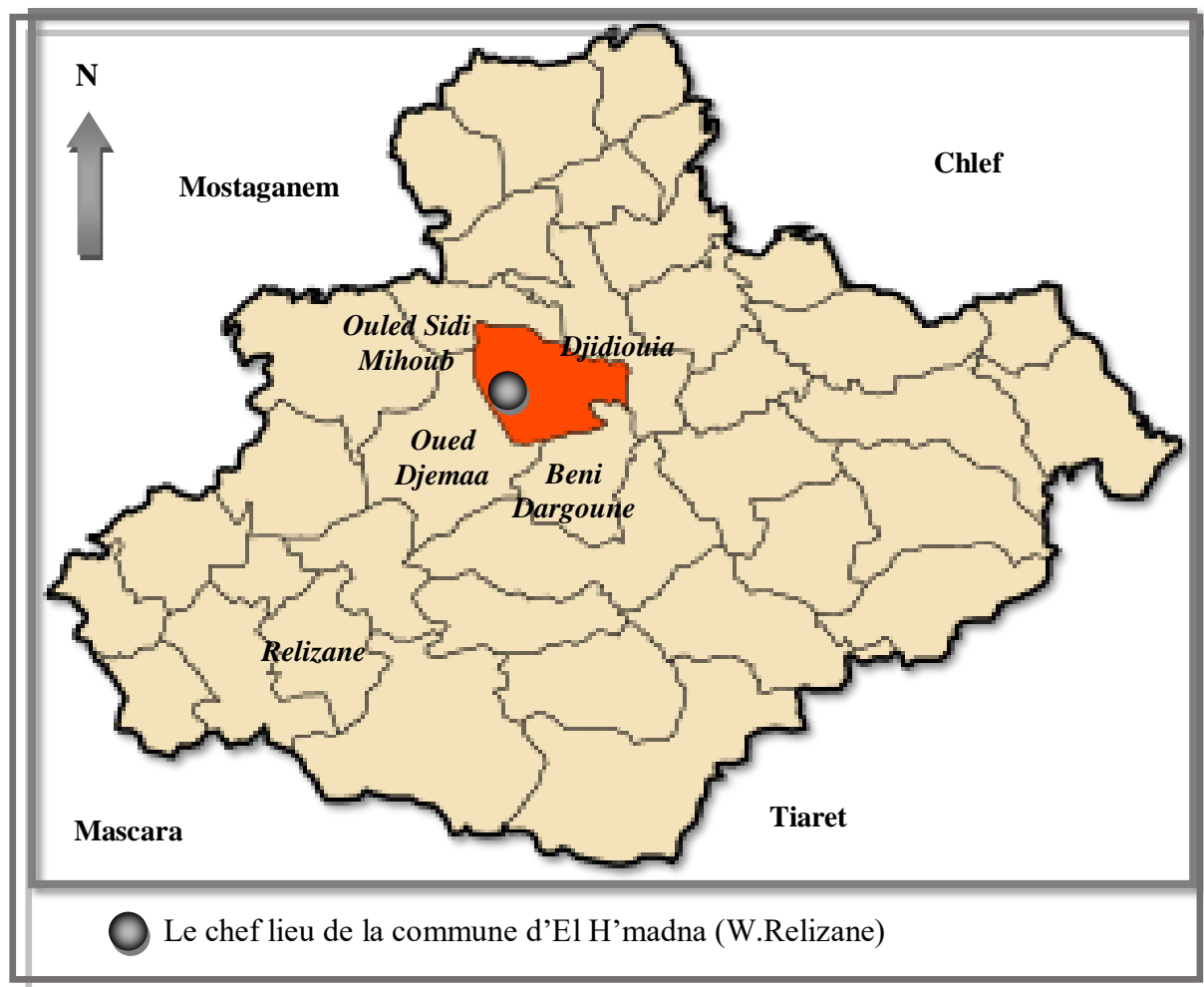
Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est très important d'établir un constat et une description sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau potable à l'état actuel, et pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

#### I.2 Présentation de l'agglomération

El H'madna est le chef lieu de la commune d'El H'madna c'est une petite ville située dans la wilaya de Relizane le long de la Route Nationale N° 04, entre les villes de Djidiouia et Oued El Djemaa. Elle se trouve à environ 28 km à l'Ouest du Chef-lieu de la Wilaya, entre la longitude 0°78' Est et 0°77' Ouest et entre la latitude 35°91' Sud et 35°90' Nord (figure I.1), elle s'étend sur une superficie totale de 129,2 Ha et limitée :

- Au Nord par la commune d'Ouled Sidi Mihoub,
- Au Sud par la commune de Beni Dargoune.
- A l'Est par la commune de Djidiouia,
- A l'Ouest par la commune d'Oued El Djemaa.

Hydro graphiquement ; L'agglomération d'El H'madna est traversée par Oued Khourara dans la partie Ouest



**Figure N° I.1** Localisation du centre d'El H'madna sur la carte de la Willaya de Relizane

**Source:** APC de Relizane

### I.5.1 Situation géographique

En terme d'occupation de sol, le chef lieu d'El H'madna. Possède des surfaces appréciables, pouvant contribuer efficacement à la résorption du déficit en logements et en équipements du centre

**Tableau N°I.1** POS d'El H'madna centre

POS	Lieu	Action	Surface (Ha)	Objectifs
1	L'entrée Est de l'ACL Jusque centre-ville	Nouvelle extension de la ville	20.71	Rénovation Densification Nouveaux programme
2	L'entrée Ouest de l'ACL Jusque centre-ville	Aménagement et structuration	15.20	Amélioration de la qualité urbaine de l'entrée de la ville coté Est. Rénovation Densification Nouveaux programme
3	Partie Nord-ouest	Aménagement	26.76	Rénovation Densification

	de la ville	et structuration		Nouveaux programme
4	centre-ville	Aménagement et structuration.	35.53	Amélioration de la qualité urbaine du centre-ville
5	Toute la partie Sud de la ville	Nouvelle extension de la ville.	31.00	Développement et gestion du programme dégage, correspondant aux besoins du chef lieu de commune pour moyenne, et long terme.

Source: PDAU

### I.5.2 Géologie et géomorphologie

Les travaux réalisés par Durand (1956) ont montré que les sols du site d'El H'madna sont tous des Solontachaks solonetz à caractère sodique magnésique et calcique. Ils présentent pour la grande majorité une texture très fine en surface et des textures à dominance limoneuse dans les horizons sous-jacents .L'analyse des résultats morphologiques et analytiques fait par Hadj Miloud (2010) sur un profil situé dans la station d'El H'madna a montré qu'il corresponde à : Hypersalic Vertic Gleyic Solonchak (Sodic, Chloridic,Clayic),selon la classification mondiale de la **WRB(2006)**.

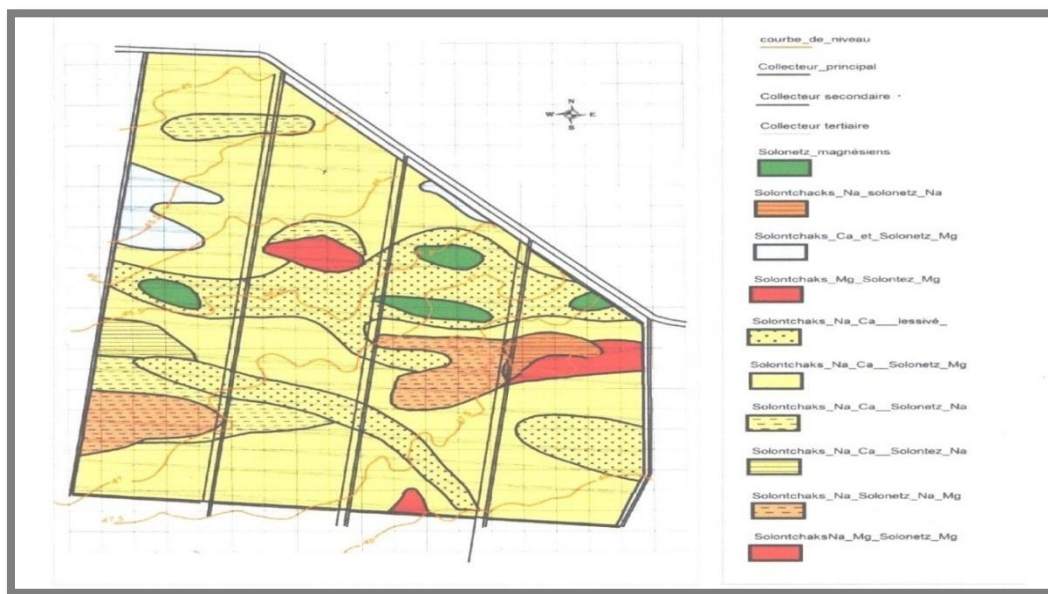


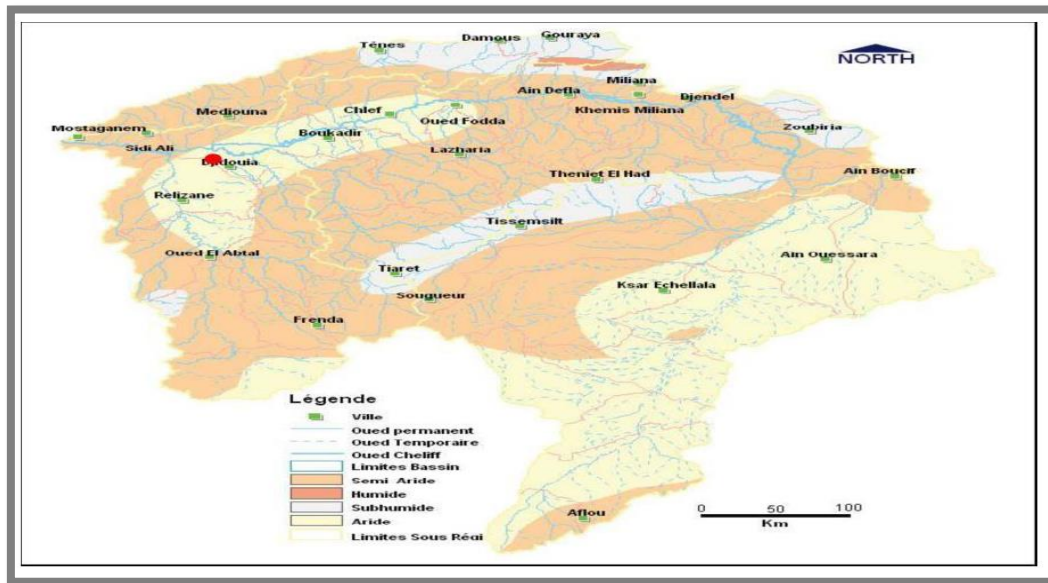
Figure N° I.2 Carte des sols du site d'El H'madna

Source: (Durand, 1956)

**I.5.3 Climatologie**

**I.2.3.5 Climat**

Le climat de la région d'El H'madna est spécifique, contrasté, caractérisé par des étés très chauds et températures basses en hiver .D'après la carte des étages bioclimatiques du bassin du Cheliff (Figure N°I.3), l'étage bioclimatique de la région d'El H'madna est aride (indiqué dans la Figure N° I.3 en point rouge) .Selon l'NSID (2005), l'évapotranspiration potentielle annuelle de la région est de l'ordre de 1600 mm /an.



**Figure N° I.3** Carte des étages bioclimatiques du bassin de Chélif

Source : l'NSID (2005)

**I.2.3.6 L'humidité de l'air**

L'humidité relative de l'aire généralement plus élevée le matin durant toute l'année, elle est l'ordre de 66 à 84 % en hiver et près de 40% en été (tableau N°I.2). Elle peut compenser relativement l'absence où la rareté des précipitations en favorisant le développement des plantes.

**Tableau N° I.2** Humidité de la région d'El H'madna (Avril2020-Mars 2021)

Mois	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct.	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars
H%	61,6	48,1	36,6	39,2	43	44,5	54,9	66,5	84,2	76,5	67,2	63,6

Source: [ONM de Relizane]

**I.2.3.7 Précipitations, pluviométrie et Température**

Le tableau N° I.3 représente les précipitations moyennes mensuelles de la région d'El H'madna à 2016

**Tableau N° I.3** Données pluviométriques (2016)

Mois	Avril	Mai	juin	Juillet	Aout	Sep	Oct.	Nov	Dec	Janv	Fév	Mars
H%	36,54	24,53	2,35	0,57	3,37	14,45	30,49	58,71	34,79	39,72	38,62	30,28

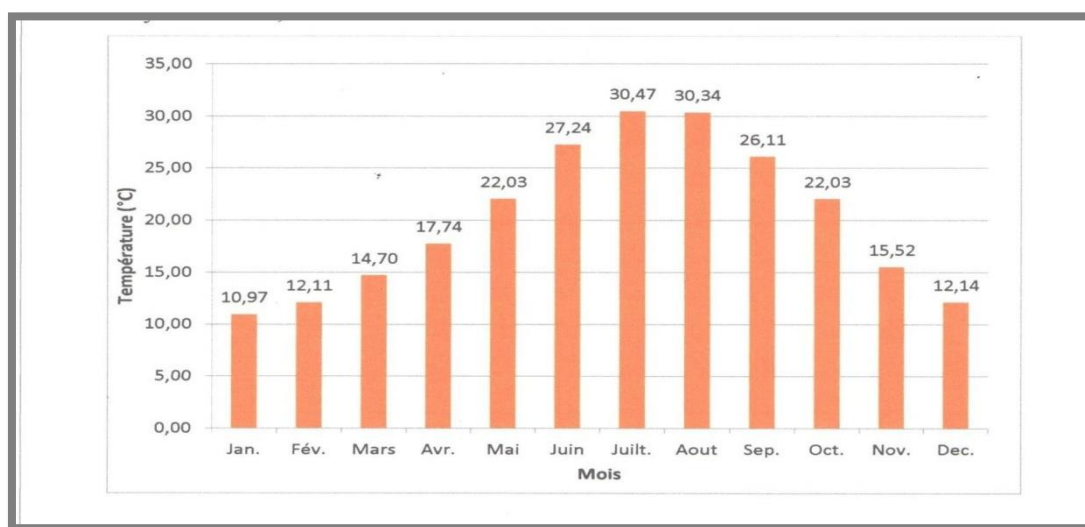
**Source:** [ANRH Relizane]

L'analyse du tableau N°I.3 montre que le mois de novembre est celui le plus pluvieux avec 58 ,71mm, alors que la faible pluviosité enregistrée durant le mois de juillet avec une pluviométrie égale à 0,57 mm .La pluviométrie totale annuelle est de 314 ,44mm, dont 93 , se trouve entre octobre et mai. En général, le climat de la région d'El H'madna est caractérisé par une faible pluviosité répartie avec une grande irrégularité durant toute l'année.

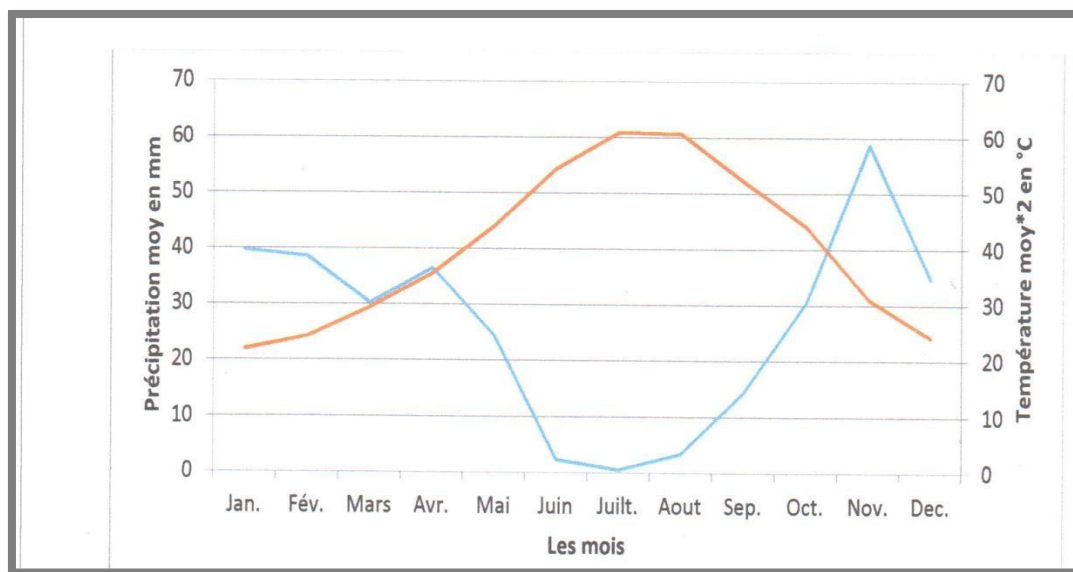
Les températures moyennes mensuelles de la région d'El H'madna, enregistrées durant la période 200 à2016, sont mentionnées dans la Figure N° I.4

La région thermique de la région est caractérisée par des températures élevées en été relativement basses en hiver. Les températures les plus élevées sont enregistrées durant les mois de juillet et aout, ou elles atteignent un maximum capillaire de la nappe qui se trouve parfois à un mètre de profondeur.

Les basses températures se manifestent au mois de janvier avec une température moyenne de10 ,97°C



**Figure N° I.4** Histogramme des Températures moyennes mensuelles (2016) de la région d'El H'madna (W.Relizane) **Source:** [ONM de Relizane]



**Figure N° I.5** Diagramme ombrothermique (2016) de la région d'El Hmadna (W.Relizane)

**Source:** [ANRH Relizane]

Le diagramme ombrothermique de la station d'El H'madna, présenté dans la Figure N° I.5, montre une période de sécheresse qui s'étale du mois d'avril vers le mois d'octobre.

### I.2.3.8 Le vent

Le vent agit soit directement par une action mécanique sur le sol et les végétaux, soit indirectement en modifiant l'humidité et la température (**Ozenda, 1982**).

Le vent dominant est le vent de l'ouest. Sa vitesse moyenne varie de 6 ,1 à 11 ,9 Km /h, joue le rôle de la dégradation mécanique du sol et agit sur l'amplitude de la température. La vitesse des vents est donnée dans Tableau N° I.4.

**Tableau N° I.4.** La vitesse moyenne des vents

Mois	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars
V(Km /h)	8,7	9,9	11	10,6	10	8,9	8,3	10,7	6,1	9,8	11,9	9,6

**Source:** [ONM Relizane]

### I.6 Présentation du système d'AEP actuel

Le système d'alimentation en eau potable existant dans la zone d'étude est composé de : deux réservoirs de capacité ( $1000\text{m}^3+400\text{m}^3$ ); ces derniers sont alimentés par une station de pompage a partir d'un champ de captage qui contient quarts (04) forages et enfin d'un réseau de distribution vers le centre d'El H'madna de type ramifié initialement.

**I.6.1 Ressources en eau****I.3.3.3 Eaux souterraines**

La situation de l'alimentation en eau potable dans le chef lieu d'El H'madna, qui a connu une évolution notable en matière de satisfaction des besoins en eaux, risque d'être limitée à l'avenir, car malgré les efforts consentis, au titre des différents programmes de développement, la mobilisation des ressources en eaux souterraines, a tendance à baisser. Ceci s'explique par un manque de données sur les aquifères connus pour une exploitation rationnelle d'une part, et le manque d'études appropriées pour localiser des nouveaux aquifères d'autre part.

La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour le chef lieu d'El H'madna est assurée par quatre (04) forages réalisés dans la région de Djidiouia.

Les trois premiers forages sont situés entre Djidiouia et OUED RHIOU et le quatrième entre Djidiouia et H'madna.

- Forage Châaba El Hamra « F1 » ;
- Forage Zitoune « F2 » ;
- Forage Oued djidiouia « F3 » ;
- Forage El Malah « F4 ».

**Tableau N° I.4** Caractéristiques des Ressources Existantes Exploitées Actuellement

Forages	El Malah(F4)	Zitoune (F2)	Châaba El Hamra (F1)	Oued Djidiouia(F3)
Coordonné X	302 944,10	305 344,27	306 013,15	304 389,07
Coordonné Y	3 978 338,22	3 978 964,62	3 978 747,87	3 979 269,35
Coordonné Z	67	67	72	63
N	35°55'46''	35°56'08''	35°56'01''	35°56'17''
E	0°48'56''	0°50'31''	0°50'57''	0°49'53''
Localisation	Djidiouia			
Années de réalisation	1990	1992	2017	2018
Années de mise en service	1991	1993	2018	2019
État actuel	En service			
Gestionnaire	Algérienne des eaux (ADE)			
Affectation	Alimentation en eau potable (AEP)			
Agglomération desservies	El H'madna chef lieu			



Qualité	Bonne			
Formation captée	Alluvions	Grés et calcaire	Grés et calcaire	Alluvions
Age	quaternaire	Miocène	Miocène	Mio-quaternaire
Niveau statique	20	16	16	16
Niveau dynamique	25	20	22	20
Profondeur (m)	200	120	100	100
Fréquence de pompage (h)	24	24	24	24
Débit (l/s)	06	18	12	13
Total des Débits (l/s)	49			
Total des Débits (m <sup>3</sup> /j)	4233,6			

Source: [Subdivision des Ressources en Eau d'El H'madna (W.Relizane)]

### I.6.2 Répartition des conduites d'adduction par refoulement existantes

Toutes les conduites d'adduction font le Transfert de l'eau par refoulement. Le tableau I.5 ci-dessous représente la répartition des conduites d'adduction existantes.

**Tableau N° I.5** Répartition des conduites d'adduction par refoulement existantes

Nom de l'adduction	Diamètre nominal (mm)	Nature de la conduite	Linéaire d'adduction (ml)	Débit mobilisé (m <sup>3</sup> /j)	Pourcentage de fuites	Gest
Djidiouia-H'madna	250	Fonte	9 200	4233,6	30%	ADE
	200	Fonte	110			
	315	PEHD	750			
	160	Acier	120			
Station de reprise (SP)-réservoir	250	Fonte	1 000			

Source: [DRE de Relizane]

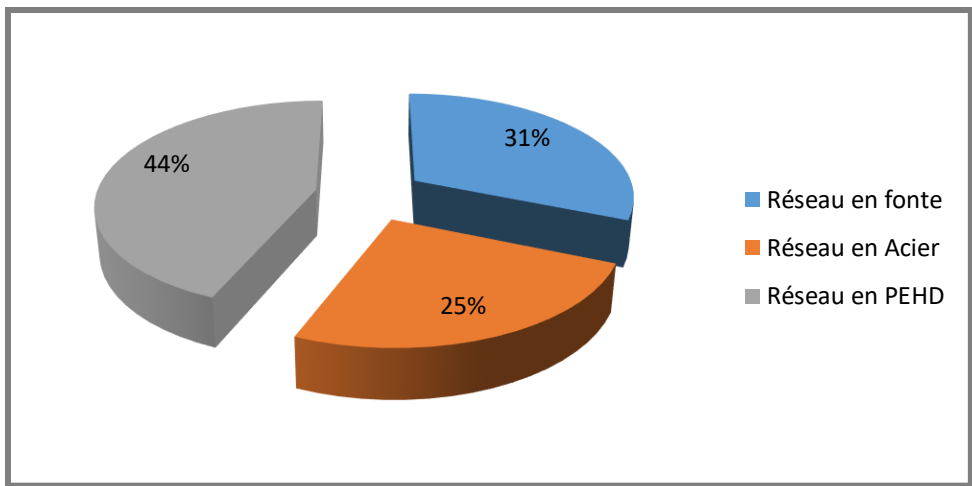


Figure N° I.6 Répartition du linéaire du réseau d'adduction par refoulement par nature du matériau Source: [DRE de Relizane]

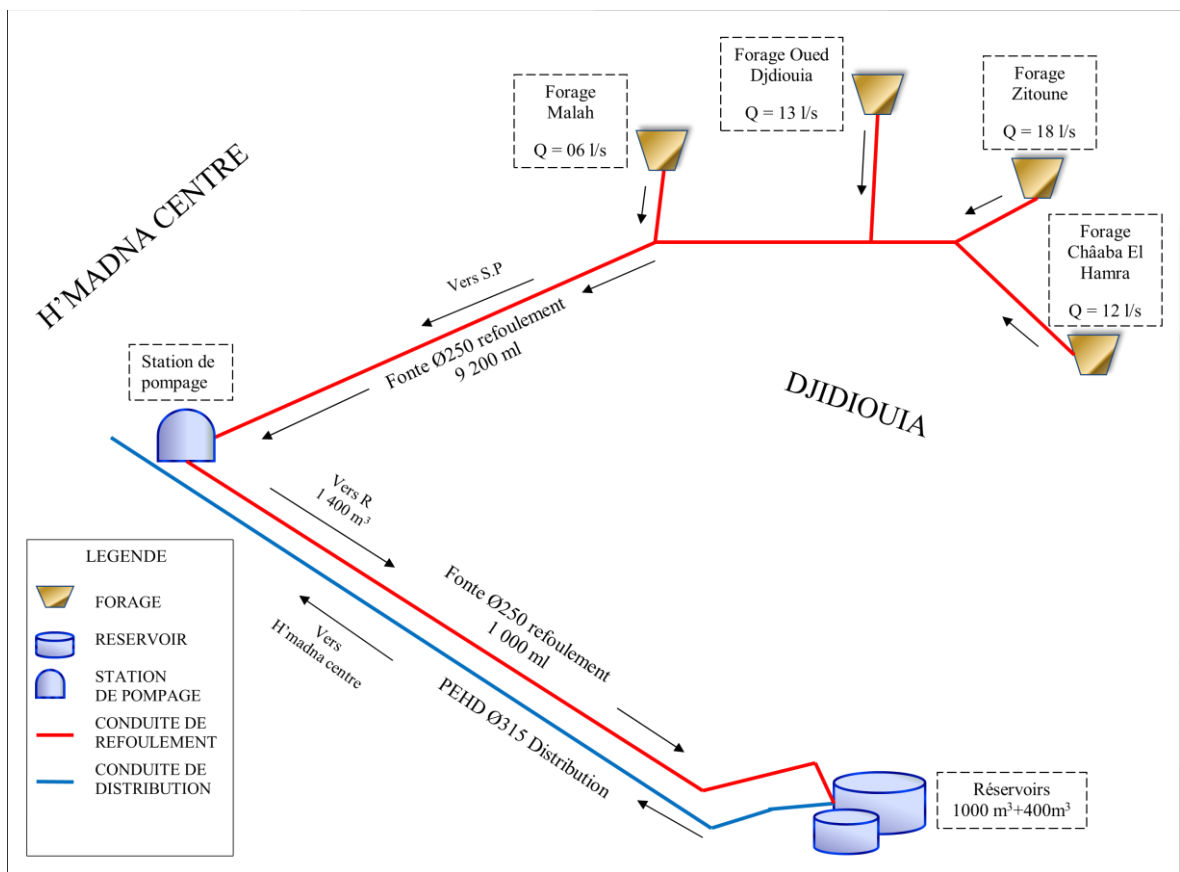


Figure N° I.7 Schéma synoptique d'adductions (forages – stockages) pour H'madna et les localités secondaires Source: [DRE de Relizane]

### I.6.3 Caractéristique des réservoirs existants

Les réservoirs de capacité 1000 m<sup>3</sup> et 400m<sup>3</sup> sont situés dans la même enceinte,

#### I.3.5.1 Réservoir de volume 1000m<sup>3</sup>

C'est un réservoir circulaire surélevé à paroi latérale en béton armé, avec une capacité de 1000 m<sup>3</sup>. Le remplissage de ce réservoir se fait à partir de La station de Pompage (équipée de deux pompes immergées), est située à El H'madna centre et dotée d'une bache à eau d'une capacité totale de 130 m<sup>3</sup>. Ces pompes refoulent alternativement à travers une conduite DN 250 en Fonte qui assure la distribution en eau potable de toute la partie centre d'El H'madna.

La Chambre des vannes de manœuvre est constituée de :

- Conduite d'arrivée de DN250 en Fonte ;
- Conduite de vidange de DN160 en acier ;
- Conduite de trop-plein DN160 en acier ;
- Conduite de distribution de DN315 en PEHD.

#### I.3.5.2 Réservoir de volume 400m<sup>3</sup>

C'est un réservoir circulaire surélevé à paroi latérale en béton armé, avec une capacité de 400 m<sup>3</sup>. Le remplissage de ce réservoir se fait à partir de La même Station de Pompage que pour le réservoir de 1000 m<sup>3</sup>. Ces pompes refoulent alternativement à travers une conduite DN 250 en Fonte. Cette dernière assure la distribution en eau potable en renforcement de la partie « Ouest » du centre de H'madna.

Le Réservoir 400 m<sup>3</sup> était affecté initialement pour l'alimentation en eau potable des populations des douars Hemida et Khodam par une conduite Ø 110 en Acier galvanisé.

La Chambre des vannes (de manœuvre) est constituée de :

- Conduite d'arrivée de DN250 en Fonte ;
- Conduite de vidange de DN160 en acier ;
- Conduite de trop-plein DN (102/114) en acier ;
- Conduite de distribution de DN315 en PEHD.

**Tableau N°I.7** Caractéristiques des Ouvrages de stockage existants pour le centre d'El H'madna

Réservoirs d'El H'madna Centre	
Deux Volumes (m <sup>3</sup> )	1000 + 400
Coordonné X	328
Coordonné Y	291,2
Coordonné Z	135
État-ouvrage	Moyen
Gestion	ADE
Diamètre des cuves (m)	18 +12
Hauteur des cuves (m)	5.10+4.50
Débit affecté (m <sup>3</sup> /j)	1313

Source: [ ADE de Relizane ]

#### I.6.4 Réseau de distribution

Le réseau existant d'Alimentation en Eau Potable du centre de H'MADNA est du type ramifié initialement. Il a été posé pour la première fois en 1964 avec un système de distribution par Bornes Fontaines implantées dans les artères principales avec des conduites en Amiante Ciment.

Le réseau d'AEP connaîtra d'autres poses de conduites suivant les nouveaux lotissements à H'MADNA centre.

Les canalisations posées en 1993 étaient en P.V.C à colle avec suppression de l'Amiante Ciment. A partir de l'Année 2000, commencera le remplacement partiel de l'Amiante Ciment par le P.V.C à emboîtement.

La distribution de l'Eau se fait pendant 3H /48, il n'existe pas de champs d'action dans le système de distribution. Le réseau de distribution est du type actuellement maillé et ramifié.

Le réseau maillé a été réalisé avec la pose de conduites principales en P.E.H.D Ø 160 et Ø 110 pour une distribution équitable pour la population et maîtrisée par les Vannes de Sectionnement.

Des efforts sont déployés dans la distribution de l'Eau pour les habitations en hauteur (immeubles à 5 étages) en opérant à partir de certaines vannes de sectionnement, le but étant la satisfaction de toute la population.

Les interventions pour fuites d'eau dans le réseau de distribution sont minimales dues certainement au manque de pression et au déficit d'eau enregistré durant la période d'été.

Tableau N°I.8 Linéaire du réseau de distribution existant

Réseau de distribution	Diamètre nominal (mm)	Nature	Linéaire distribution (ml)	Pourcentage de fuites	Gestion	Taux de Raccordement %
H'MADNA centre	200	Fonte	146	30%	ADE	98
	150	Acier	1200			
		Fonte	605			
	160	PVC	1311			
	110	PVC	1440			
	90	PVC	2917			
	63	PVC	4687			

Source: [DRE de Relizane]

### I.7 Prélèvements et analyses de l'Eau

#### ➤ Qualité physico-chimique de l'Eau :

Les résultats d'analyses du prélèvement qui ont été réalisées par la structure de qualité (Unité ADE de Relizane) de l'eau distribuée au niveau du centre de H'MADNA, ainsi que leur interprétation, sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau N°1.9 Analyse de l'eau distribuée au niveau de la commune H'Madna.

Paramètres physico-chimiques	Unités	Normes	L'échantillon
Température	C°	25	24,5
pH	//	6,5 – 8,5	8,18
Conductivité	µs/cm	2800	2370
Turbidité	NTU	5	0,46
Taux de sels TDS	mg/l	1500	1210
Salinité	%	1,5	1,2
Titre alcalin complet TAC	f°	60	25,62
Dureté TH	f°	50	38,6
Bicarbonate HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	600	256,2
Calcium Ca <sup>+2</sup>	mg/l	200	75,2
Magnésium Mg <sup>+2</sup>	mg/l	150	122
Ammonium NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	0,5	0,06
Nitrate NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	50	0,17
Chlorure Cl <sup>-</sup>	mg/l	500	404,7
Matière Organique MO	mg/l	3	0,08

Source: [structure de qualité (Unité ADE Relizane)]

✚ Interprétation : Selon cette structure de qualité de l'Unité ADE de Relizane, l'Eau

analysée est de bonne qualité physico-chimique.

➤ **Qualité bactériologique de l'eau :**

L'eau desservie aux abonnés devra respecter en tout point du réseau la réglementation en vigueur. Pour assurer une bonne qualité bactériologique de l'eau sans occasionner de désagréments dus à un taux de chlore trop élevé, la concentration en chlore sera comprise dans la fourchette 0,1 à 0,5 mg/l.

**I.7.1 Sécurisation des conditions d'alimentation et de distribution**

L'exploitant a mis en place une procédure de crise permettant de réagir en cas de problèmes constatés sur le service d'alimentation en eau potable, que ce soit généralisé ou local. Il s'agit d'une procédure de prévention de crise et de gestion de crise.

**I.7.2 Identification des différentes situations de crise**

Voici la liste des différentes situations de crises identifiées :

- Rupture dans la continuité du service ;
- Dégradation de la qualité des eaux de distribution (pollution du réseau d'eau potable – pollution de la ressource) ;
- Situation spécifique en cas de catastrophe naturelle ;
- Pollution du milieu naturel.

**Déclenchement**

Continuité du service :

La procédure de prévention distingue l'alerte et la crise selon des paramètres de criticité (nombre de clients affectés, durée du manque d'eau, parution dans les médias, type de clients affectés). Lorsque l'alerte est déclenchée, des dispositions sont prises pour éviter la crise. Si la crise est déclenchée, une cellule de crise est activée selon des consignes bien définies, la collectivité, et les clients sont informés de l'évolution de la situation et le responsable de gestion assure l'enregistrement chronologique des décisions prises.

Dégradation de la ressource :

Ici aussi l'exploitant distingue l'alerte de la crise. S'il n'y a pas de risques pour la santé humaine, l'alerte est déclenchée et des actions correctives sont entre prises jusqu'au retour à la conformité. S'il y a des risques pour la santé humaine, la cellule de crise est activée selon des consignes bien définies, la distribution d'eau en bouteille est mise en place, la collectivité, la DDS et les clients sont informés de l'évolution de la situation et le responsable de gestion assure l'enregistrement chronologique des décisions prises.

Catastrophe naturelle :

En cas de tempête, d'inondation..., des consignes spécifiques sont définies

indépendamment des consignes générales dictées par les services de prévention de l'administration.

### **Cellule de crise**

La cellule se décompose de la manière suivante :

- Un coordinateur de crise
- Un responsable de terrain
- Un responsable gestion
- Un responsable de communication

### **Consignes**

Crise par manque d'eau :

- le coordinateur de crise établit une hiérarchie de crise, coordonne les réunions, alerte les services concernés et communique avec la presse.
- le responsable de terrain caractérise l'origine du dysfonctionnement sur la production, rétablit la production, évalue la durée d'interruption d'alimentation, rétablit la distribution.
- le responsable de gestion gère le fonctionnement des lieux de réunion, enregistre les décisions prises, s'assure de la sécurité et des conditions de travail du personnel.
- le responsable communication prépare les communiqués, récupère les contacts nécessaires (téléphones, fax...), alerte les clients sensibles, met en place une permanence téléphonique spécifique et alerte par les médias tous les clients.

### **I.8 Conclusion**

A travers ce chapitre nous avons essayé de présenter toutes les données de base pour l'élaboration d'un projet d'AEP du point de vue topographique, démographique et surtout hydrauliques. La collecte de toutes ces données nous permet de mener à bien le dimensionnement de notre système à projeter.

## **CHAPITRE II**

# **DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE DU SYSTEME D'AEP**



## Chapitre II

### DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE ET PHYSIQUE DU SYSTEME D'AEP

#### II.1 Introduction

Le diagnostic du système d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'El H'madna devient une étape déterminante dans un programme de renouvellement de canalisation.

Le diagnostic a pour but d'avoir une connaissance précise de l'état de l'ensemble des canalisations et de présenter l'état des lieux du service d'alimentation en eau potable et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations de l'ingénieur:

- ✓ Garantir à la population actuelle et future des solutions durables pour une alimentation en eau en qualité et en quantité suffisante et préciser des aménagements compatibles avec la défense contre l'incendie ;
- ✓ optimiser la gestion du service et des nouveaux investissements ou les renouvellements des équipements en place.

Des résultats obtenus à la suite de ce diagnostic doivent permettre aux responsables de faire un choix justifié quant aux orientations futures de la gestion de l'alimentation en eau.

L'alimentation en eau potable de la collectivité est le résultat de l'addition de composantes disparates qui concourent toutes à des échelles variables à la satisfaction de ce besoin primordial. Une étude diagnostique du système AEP devra aborder toute les composantes de ce système pouvant faire appel à plusieurs déslipés différentes.

#### II.2 Les risques de dégradation du réseau [1]

Le réseau d'adduction d'eau potable est le siège potentiel de dégradations diverses, responsables de mauvais fonctionnements et de dommages plus ou moins sérieux. Bien que ces risques de dégradation soient multiples, il est cependant nécessaire d'apporter une attention particulière :

- Aux principaux facteurs de désordres ;
- A l'âge des canalisations ;
- Aux matériaux en contact avec l'eau et à leurs principales caractéristiques.

### II.2.1 Facteurs de désordres [1]

D'origine mécanique, chimique ou biologique, les facteurs de désordre interne ou externe participent à la dégradation des canalisations, fragilisant davantage les vieilles conduites. Cependant, ces facteurs de désordre, même combinés entre eux, ne sont pas les seuls éléments à prendre en compte pour engager des opérations de renouvellement : une telle décision est entraînée par l'apparition de facteurs appelés critères de renouvellement.

L'inventaire des problèmes rencontrés sur le réseau d'eau potable, en identifiant les désordres liés à l'eau distribuée, à la canalisation elle-même et au milieu environnement sont liés aux facteurs suivants :

#### II.2.1.1 Désordres liés à l'eau distribuée [1]

- D'ordre qualitatif :
  - Eau agressive (phénomène de corrosion interne) ;
  - Eau incrustante (entartrage) ;
  - Eau turbide ;
  - Eau à forte teneur en fer ou en manganèse.
- D'ordre hydraulique :
  - Variation de pression, coups de bélier.

#### II.2.1.2 Liés à la canalisation elle-même [1]

- Mauvais choix initial du matériau ou du diamètre (surdimensionnement ou sous-dimensionnement) ;
- Mauvaise qualité du matériau : défaut du revêtement ou défaut de structure (fissuration, ovalisation, graphitisation) ;
- Joints des tuyaux défectueux ou inadaptés ;
- Défauts de pose.

#### II.2.1.3 Désordres liés au milieu environnant [1]

- Caractéristiques mécaniques médiocres des terrains (charges transmises aux canalisations) ;
- Présence de nappes phréatiques ;
- Pose ou remplacement d'autres réseaux et travaux de voirie (mouvements et déstabilisation des sols) ;
- Courants «vagabonds» générés par des installations électriques ;
- Variations de température (chocs thermiques fatiguant les conduites ; la charge supportée par la canalisation augmente lorsque le sol est gelé) ;

**II.2.2 Âge des canalisations [1]**

Le vieillissement des canalisations et de leurs accessoires est, par nature, inéluctable : les matériaux se dégradent ou se fragilisent au fil du temps, l'environnement évolue et les terrains bougent.

Cependant, le vieillissement ne dépend pas que de l'âge de la conduite mais aussi :

- De son environnement : il existe des canalisations de plus de 30 ans d'âge en très bon état et d'autres de dix ans à peine qui sont déjà hors d'usage, car situées en terrain instable ou agressif ou encore mal posées ;
- Des qualités intrinsèques des matériaux : résistance à la corrosion insuffisante, mauvais revêtement de surfaces...
- Des conditions d'exploitation et de pose du réseau : remblayages exécutés avec des matériaux inadéquats et sans précautions, coups de bélier.

**II.2.3 Matériaux en contact avec l'eau potable [2]****II.2.3.1 Normalisation**

Outre les textes réglementaires, il existe un certain nombre de normes pour les matériaux. La fonte et l'acier doivent obligatoirement être revêtus :

- Intérieurement : à base de mortier de ciment, selon la norme NF A 49-701, ou à base d'un film organique (exemple époxy), selon la norme NF A 49-709.
- Extérieurement : à base de résine époxydique, selon la norme NF A 49-706. Les ciments, mortiers et bétons doivent respecter les normes NF P 15-301, NF P 18-331 et NF P 18-303/305.

L'usage de matériaux organiques doit satisfaire aux essais de laboratoires approuvés par le conseil supérieur d'Hygiène public de France (CSHPF) et répondre aux normes XP P 41-250-1-2-3 de l'AFNOR, actuellement en cours de révision.

Les normes visées pour le PVC (polychlorure de vinyle), le PEHD (polyéthylène haute densité) et le PRV (plastique renforcé de verre) sont respectivement NF T 54-016, NF T 54-063 et NF T 57-200.

**II.2.3.2 Caractéristiques des matériaux [2]**

Il existe trois grandes familles de matériaux

- Des matériaux métalliques ;
- Des matériaux à base de ciment ;
- Des matériaux organiques.

### II.3 .Défaillances possibles et conséquences associées à la dégradation du réseau [3]

L'apparition de dégradations ponctuelles ou récurrentes témoigne d'une défaillance dans le réseau de distribution d'eau. Les répercussions sont variées et peuvent entraîner risques sanitaires ou simples désagréments auprès des abonnés, ruptures, percements, fuites...

Il est donc primordial d'avoir une connaissance de l'ensemble de ces phénomènes pour pouvoir prétendre à une identification précise sur le terrain.

#### II.3.1 Dégradation de la qualité de l'eau [3]

##### II.3.1.1 Phénomène de la corrosion

###### II.3.1.1.1 La corrosion interne

Phénomène lié à la qualité de l'eau et à ses différentes caractéristiques, la corrosion interne dépend :

- Du PH, du taux d'oxygène dissous, de l'écart par rapport à l'équilibre calcocarbonique
- De l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement avec une eau douce, acide ou désaérée. Une coloration noire de l'eau est liée à la présence de manganèse. Ce phénomène, qui génère une eau rouge et des dépôts, est fréquemment constaté sur les conduites en fonte grise et en acier non revêtues.
- Du développement d'un biofilm bactérien sur les parois affectant inévitablement tous les types de conduites.
- De plus, la corrosion des conduites et la formation de dépôts sont favorisées :
  - Par une stagnation de l'eau dans le réseau, notamment dans les conduites en antenne, les zones soumises aux variations saisonnières importantes de population et les canalisations surdimensionnées.
  - Par une turbidité et des concentrations en ions métalliques élevées.

Des risques de contamination sont à craindre lorsque le biofilm se développe ou lorsqu'une plus forte consommation de chlore est enregistrée.

Ces phénomènes de corrosion interne peuvent entraîner une diminution du diamètre intérieur de la paroi liée à l'existence de dépôts et des fuites par une fragilisation de la structure interne de la canalisation.



**Figure N° II.1** Conduite de diamètre 80mm ayant subi des dépôts ferriques de corrosion interne **Source:** [DRE Relizane]

### II.3.1.2 La corrosion externe

Elle correspond à l'échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite et peut avoir diverses origines telles que :

- Les courants vagabonds : Ils sont générés par les installations électriques alimentées en courant continu, peuvent augmenter les risques de corrosion des canalisations. Ainsi une part importante de ces cas courants peut emprunter comme chemin de retour la canalisation en tant que conducteur, ce qui provoque une corrosion au niveau des points de sortie des courants.
- L'hétérogénéité par contact : Elle a lieu au niveau des raccordements de canalisation de matériaux différents, ce qui peut entraîner une différence de potentiel importante et peut induire une pile de corrosion par contact. Pour interdire le passage du courant, il faut isoler les conduites au niveau des raccordements.
- L'hétérogénéité de surface : Est la conséquence du non respect des conditions de pose. Un choc lors de pose, peut provoquer une altération surfacique ou une discontinuité locale et création d'un phénomène de pile électrique.
- L'hétérogénéité du sol : Lorsqu'une canalisation traverse des sols différents, il peut se créer une pile géologique dans laquelle la partie de la canalisation se trouvant dans le terrain le moins aéré devient anodique et se corrode (pile d'aération différentielle)



**Figure N° II.2 :** Conduite de diamètre 80 mm ayant subi une corrosion externe localisée (courants vagabonds, hétérogénéité du sol, ...)  
source [DRE Relizane]

### II.3.1.3 Phénomène d'entartrage [3]

Le transport d'une eau incrustante peut provoquer un entartrage des conduites. La formation de ces dépôts calcaires a des répercussions internes sur la qualité de l'eau et sur son écoulement par réduction de la section utile de la conduite.

### II.3.1.4 Phénomène biologiques [3]

L'eau traitée produite dans les stations de traitement d'eau potable par le réseau jusqu'aux usagers n'est jamais stérile. On parle d'ailleurs de désinfection et non de stérilisation.

## II.3.2 Défaillance du régime hydraulique [1]

### II.3.2.1 Diminutions de la capacité de transport

La réduction du diamètre et/ou l'augmentation de la rugosité réduisent les capacités hydrauliques du réseau.

Cette défaillance est engendrée par l'entartrage calcaire sur les conduites sans revêtement interne, mais aussi par l'apparition de protubérance corrosives, responsables également de chutes de pression.

Précisons également qu'une baisse de pression peut être le résultat d'une simple augmentation de la demande, par croissance de la consommation ou par lutte contre l'incendie.

## II.3.2.2 Fuites



Figure N° II.3 Conduite ayant subi une rupture

Source: [DRE Relizane]

Les ruptures de canalisations peuvent être provoquées par :

- Une action combinée de la corrosion sur la conduite et de mouvement de sols ;
- Une augmentation de la pression interne ;
- Une action violente dans le tuyau : coup de bélier par exemple.

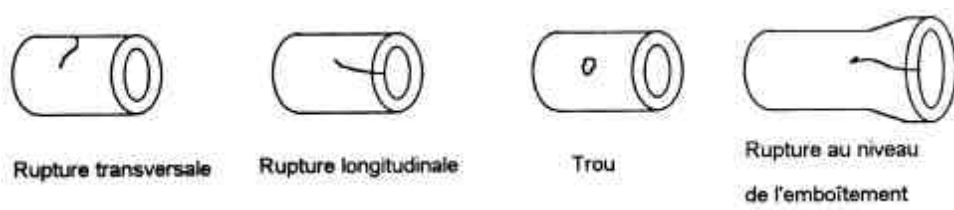


Figure N° II.4 Ruptures ou fuites apparentes

Source : [EISENBEIS Patrick – 1995]

Ces ruptures de conduites peuvent occasionner des dommages plus ou moins sévères, tels que :

- Inondations chez un particulier ou perturbation du trafic routier ;
- Coupure d'eau ;
- Déstabilisation du lit de pose ;
- Plaintes des abonnés.

Chacune des défaillances hydrauliques, évoquées précédemment, engendre inéluctablement :

- Un accroissement de la production ;
- Des pertes d'énergies par l'augmentation des temps de pompage ;
- Des interventions sur le réseau.

## II.4 Diagnostic hydraulique du système d'AEP existant

### II.4.1 Diagnostic des points de captage

#### ❖ Forage Châaba El Hamra « F1 »

Il est à signaler que le Forage « Châaba El Hamra » était à l'arrêt pour un problème technique causant un déficit dans la distribution de l'eau potable pour la population du chef lieu de la commune d'El H'madna, d'où la mobilisation de la direction des Ressources en Eau pour la réalisation d'un autre forage situé à une quinzaine de mètres du forage à l'arrêt;

Le nouveau forage « Châaba El Hamra » réalisé à proximité du premier forage a été mis en service le 26/07/2017, le débit d'exploitation est de 12 litres /seconde. IL est à noter que l'essai de pompage avait été effectué auparavant et avait donné 23 litres /seconde.

La mise en service du nouveau forage « Châaba El Hamra » a considérablement résolu les problèmes de distribution de l'eau pour les citoyens de H'MADNA en cette période d'été. Il n'en demeure pas moins que le centre de H'MADNA nécessite encore un apport en eau qui ne sera comblé que par le raccordement au projet de dessalement à partir de la station de Mostaganem.

Le forage constitue la première ressource souterraine pour l'alimentation en eau potable d'El H'madna centre.

D'après le diagnostic hydraulique, nous avons constaté que :

- ✓ Le captage de la ressource est récent ;
- ✓ Le forage se trouvant à l'air libre est en bon état (figure II.5 (A)) ;
- ✓ La conduite de refoulement à l'intérieur de l'abri de forage sont en bon état (figure II.5(B)) ;
- ✓ L'existence d'un manomètre défectueux (figure II.5 (C)) ;
- ✓ L'inexistence d'un débitmètre remplacé par un compteur (figure II.5 (D)) ;
- ✓ Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse de l'eau.
- ✓ Manque de sondes donnant le niveau d'eau dans le forage
- ✓ Manque de javellisation pour le traitement d'eau.
- ✓ La plate forme de l'abri non inondée.





A. Le forage



B. La conduite de refoulement



C. Le manomètre



D. Le compteur de débit

**Figure N° II.5** Etat hydraulique des équipements du Forages Chaaba Hamraa

#### ❖ Forage Zitoune « F2 »

D'après le diagnostic hydraulique effectué sur site, nous avons constaté que :

- ✓ Le captage de la ressource est récent ;
- ✓ La conduite de refoulement est en bon état (figure II.6 (A)) ;
- ✓ L'existence d'une ventouse sur la conduite de refoulement (figure II.6 (B)) ;
- ✓ L'absence du manomètre;
- ✓ L'inexistence d'un débitmètre remplacée par un compteur de débit (figure II.6 (C)) ;
- ✓ Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse d'eau ;
- ✓ Manque de sondes donnant le niveau d'eau dans le forage ;
- ✓ Manque de javellisation pour le traitement d'eau ;
- ✓ La plate forme de l'abri non inondé ;
- ✓ Le forage se trouvant à l'air libre est en état de génie civil dégradé (figure II.6 (D)).



A. La conduite de refoulement



B. ventouse



C. Le compteur de débit



D. Le forage

**Figure N° II.6** Etat hydraulique des équipements du Forages Zitoune

❖ **Forage Oued Djidiouia « F3 »**

D'après le diagnostic hydraulique effectué sur site, nous avons constaté que :

- ✓ Le captage de la ressource est récent ;
- ✓ La conduite de refoulement est en bon état (photo II.7 (A)) ;
- ✓ L'existence d'un manomètre défectueux (photo II.7 (B)) ;
- ✓ L'inexistence d'un débitmètre remplacée par un compteur (photo II.7 (C)) ;
- ✓ Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse d'eau.
- ✓ Manque de sondes donnant le niveau d'eau dans le forage
- ✓ Manque de javellisation pour le traitement d'eau.
- ✓ Le forage se trouvant à l'air libre est en bon état (photo II.7 (D)).





A. L'intérieur de l'abri de forage



B. manomètre



C. compteur de débit



D. le forage Oued Djidiouia

**Figure N° II.7** : Etat hydraulique des équipements du Forages Oued Djidiouia

## ❖ Forage El Malah « F4 »

D'après le diagnostic hydraulique, nous avons constaté que :

- ✓ Le captage de la ressource est récent ;
- ✓ La conduite de refoulement a la sortie du forage est en état dégradé avancé (photo II.8 (A)) ;
- ✓ Le forage se trouve à l'aire libre en état dégradé (photo II.8 (B)) ;
- ✓ L'absence du manomètre ;
- ✓ L'inexistence d'un débitmètre remplacée par un compteur (photo II.8 (C)) ;
- ✓ Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse d'eau ;
- ✓ Manque de sondes donnant le niveau d'eau dans le forage ;
- ✓ Manque de javellisation pour le traitement d'eau.



A. La conduite de refoulement a la sortie du



B. Le forage El Malah



C. La conduite de refoulement a l'intérieur de l'abri de forage

**Figure N° II.8** Etat hydraulique des équipements du Forages El Malah

**II.4.2 Diagnostic des réservoirs de stockage****❖ Le réservoir de capacité 400 m<sup>3</sup> (R1)**

Des visites répétées effectuées sur site ont révélé ce qui suit :

- ✓ Le réservoir de capacité 400 m<sup>3</sup> a été mis en service;
- ✓ Il est alimenté par les forages F1, F2, F3, F4 ;
- ✓ Manque de capteur de niveau ;
- ✓ Manque de javellisation pour la stérilisation ;
- ✓ La plate forme est complètement inondée à cause des fuites au niveau des fissurations et des conduites ;
- ✓ Un tassement au niveau du château ;
- ✓ Les accessoires de la chambre de vannes sont en mauvais état.

**A. La chambre de vanne****B. Le trop plein****Figure N° II.9** Etat hydraulique des équipements du réservoir de capacité 400m3**❖ Le réservoir de capacité 1000 m<sup>3</sup> (R2)**

De même pour ce réservoir, il a été constaté le même état de situation que le réservoir de capacité 1000 m<sup>3</sup>. Quelques figures affirment son état (figure II.10).





A. l'intérieur du réservoir



C. conduite de trop plein



D. conduite d'arrivée



D. la chambre de vanne



E. Le trop plein

**Figure N° II.10** Etat hydraulique des équipements du réservoir de capacité 1000m<sup>3</sup>

## II.5 Diagnostic physique du système d'AEP

## II.5.1 Diagnostic des points de captage

## ❖ Forage Châaba Hamra « F1 »

D'après le diagnostic physique, nous avons constaté que :

- ✓ L'extérieur de l'abri du forge est en bon état de reprise (photo II.11 (A)) ;
- ✓ Pas de clôture délimitant l'abri du forage ;
- ✓ Manque de peinture à l'intérieur de L'abri du forage (photo II.11 (B)) ;
- ✓ Pas d'éclairage à l'extérieur et l'intérieur de L'abri du forage (photo II.11 (A, B)) ;
- ✓ Les connexions des câbles sont totalement dénudées et sans aucune protection (photo II.11 (A)) ;
- ✓ L'armoire de commande pour le forage est en bon état (photo II.11 (A)).
- ✓ Début de corrosion de La conduite de refoulement et des équipements de ce forage (photo II.11 (D)).



A. L'extérieur de l'Abri de Forage



B. L'intérieur de l'abri de forage



D. La conduite de refoulement

Figure N° II.11 Etat physique des équipements du Forages Chaaba Hamra

## ❖ Forage Zitoune « F2 »

D'après le diagnostic physique, nous avons constaté que :

- ✓ L'extérieur de l'abri du forge est en bon état de reprise (photo II.12 (A)) ;
- ✓ Pas de clôture délimitant l'abri du forage ;
- ✓ Manque de peinture à l'intérieur de L'abri du forage (photo II.12 (B)) ;
- ✓ Pas d'éclairage à l'extérieur et l'intérieur de L'abri du forage (photo II.12 (A, B)) ;
- ✓ Présence des différents objets qui n'ont aucun rapport avec les appareils au niveau de l'abri de forage (photo II.12 (B)) ;
- ✓ Les connexions des câbles sont totalement dénudées et sans aucune protection (photo II.12 (B)) ;
- ✓ L'armoire de commande pour le forage est en bon état (photo II.12 (B)) ;
- ✓ Début de corrosion de La conduite de refoulement et des équipements de ce forage ;
- ✓ Le forage se trouve à l'aire libre est on état génie civil dégradé (photo II.12 (C)).



A. L'extérieur de l'abri de forage



B. l'intérieur de l'abri de forage



C. La conduite de refoulement

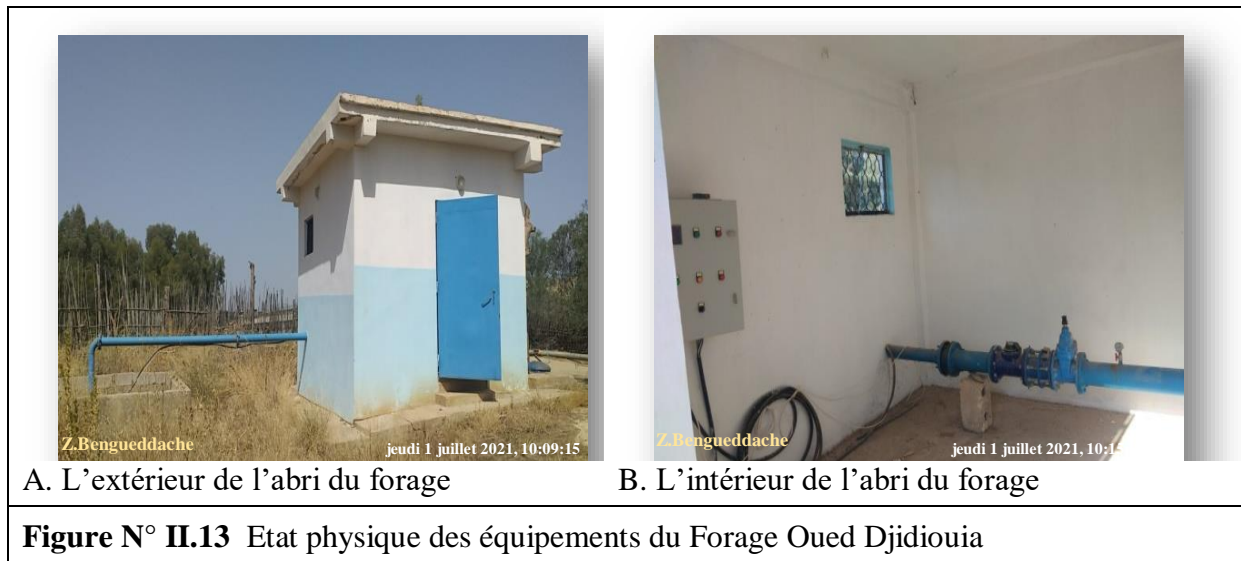
**Figure N° II.12** Etat physique des équipements du Forage Zitoune



## ❖ Forage Oued Djidiouia « F3 »

D'après le diagnostic physique, nous avons constaté que :

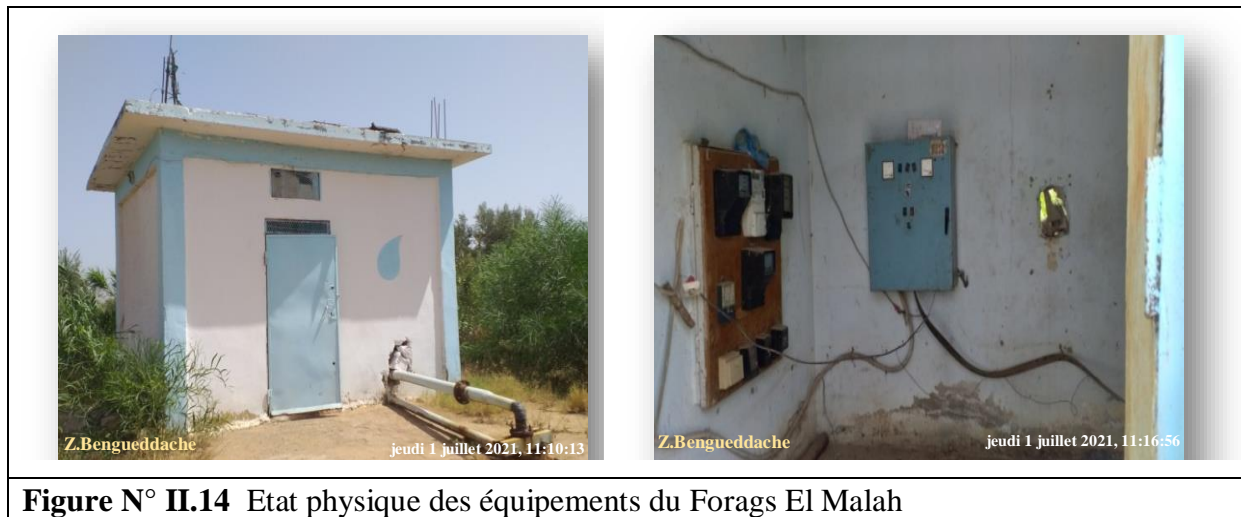
- ✓ L'extérieur et l'intérieur de l'abri du forge sont en bon état de reprise tel que l'existence de la peinture et d'éclairage (photo II.13 (A, B)) ;
- ✓ Les connexions des câbles sont protégé (photo II.13 (B)) ;
- ✓ L'armoire de commande pour le forage est en bon état (photo II.13 (B)).
- ✓ Les équipements de ce forage sont on bon état.



## ❖ Forage El Malah « F4 »

D'après le diagnostic physique, nous avons constaté que :

- ✓ L'extérieur de l'abri du forge est en bon état de reprise (photo II.14 (A)) ;
- ✓ Pas de clôture délimitant l'abri du forage ;
- ✓ Manque de peinture à l'intérieur de L'abri du forage (photo II.14 (B)) ;
- ✓ Pas d'éclairage à l'extérieur et l'intérieur de L'abri du forage (photo II.14 (A, B)) ;
- ✓ Les connexions des câbles sont totalement dénudées et sans aucune protection ;
- ✓ L'armoire de commande pour le forage est en bon état (photo II.14 (B)).
- ✓ Début de corrosion de La conduite de refoulement et des équipements de ce forage.

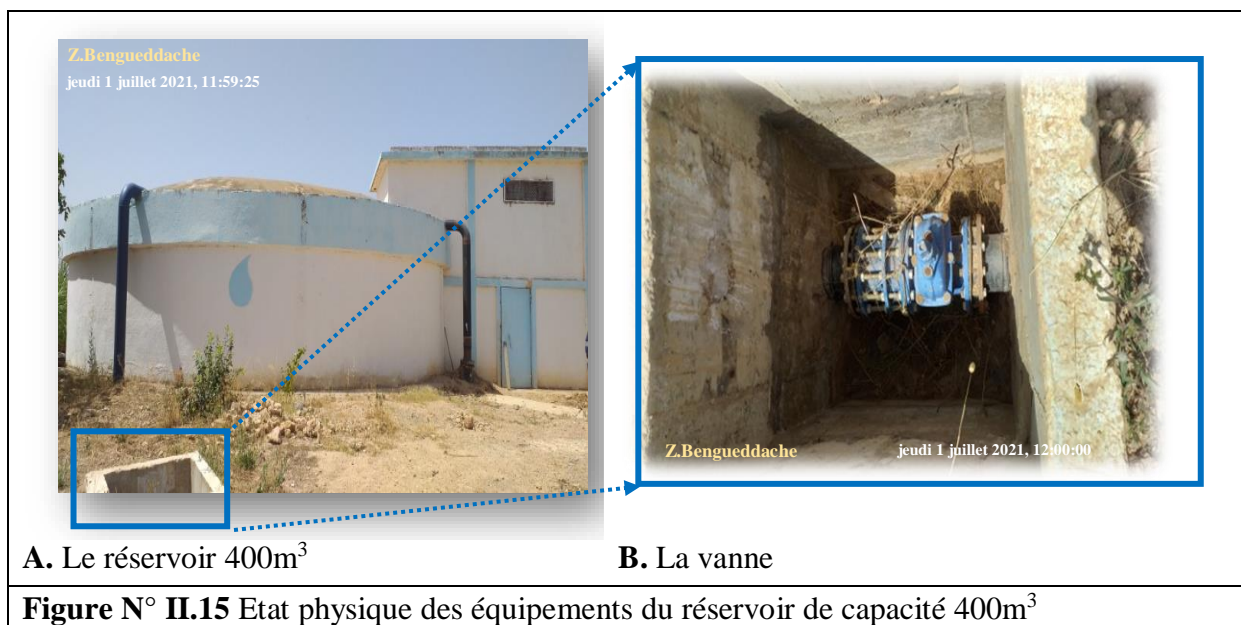


**Figure N° II.14** Etat physique des équipements du Forags El Malah

### II.5.2 Diagnostic des réservoirs de stockage

#### ❖ Réservoir 400 m<sup>3</sup>

- ✓ Pas de clôture des réservoirs ;
- ✓ L'état de génie civil est en état dégradé avancé.
- ✓ Altération de la peinture extérieure et intérieure du réservoir ;
- ✓ La conduite d'arrivé est on bon état ;
- ✓ La conduite de trop plein est on bon état ;
- ✓ La vanne non protéger et non fermé.



**A.** Le réservoir 400m<sup>3</sup>

**B.** La vanne

**Figure N° II.15** Etat physique des équipements du réservoir de capacité 400m<sup>3</sup>

❖ Le réservoir 1000 M<sup>3</sup> (R1)

De même pour ce réservoir, il a été constaté le même état de situation que le réservoir de capacité 1000 m<sup>3</sup>. Quelques figures affirment son état (figure II.16).



B. La conduite d'arrivée



C. Le trop plein

**Figure N° II.16** Etat physique des équipements du réservoir de capacité 1000m<sup>3</sup>

## II.6 Diagnostic de la station de pompage

La visite que nous avons effectuée au niveau de la station de pompage, a révélé que l'état de cette dernière se trouve dans un état défectueux (figure II.17). Le fonctionnement individuel des pompes s'avère anormal qui est dû probablement à une baisse du niveau d'eau dans les forages et parfois à des coupures répétées du courant électrique. Certaines pompes ne sont pas dotées d'un moyen anti-bélier ou bien défectueux pour d'autres pompes. Avec leurs débits limités, ces pompes sont dimensionnées avec des données que nous pouvons dire inadéquates.



A. L'intérieur de la SP



B. déversement dans la SP

**Figure N° II.17** Etat hydraulique des équipements de la station de pompage



### II.7 Diagnostic du réseau de distribution

Le chef lieu de la commune d'El H'madna est alimenté actuellement en eau potable au moyen d'un réseau d'AEP que nous jugeons anarchique. Le réseau est de type combiné composé de conduites de différents matériaux (acier, PVC, quelques conduites en amiante) avec des diamètres variant entre 60 et 100 mm. L'état du réseau a révélé que les fuites d'eau atteignent les 30 % de la consommation moyenne journalière selon le gestionnaire. Ces fuites sont dues principalement aux mauvais raccordements et aux joints défectueux (mal serrés).

Il a été constaté que :

- ✓ Les pressions de service sont faibles dans la plus part des endroits ;
- ✓ Quelques branchements illicites ont été constatés (sans compteurs) ;
- ✓ Quelques ventouses jugées non nécessaires ont été repérées néanmoins détériorées.



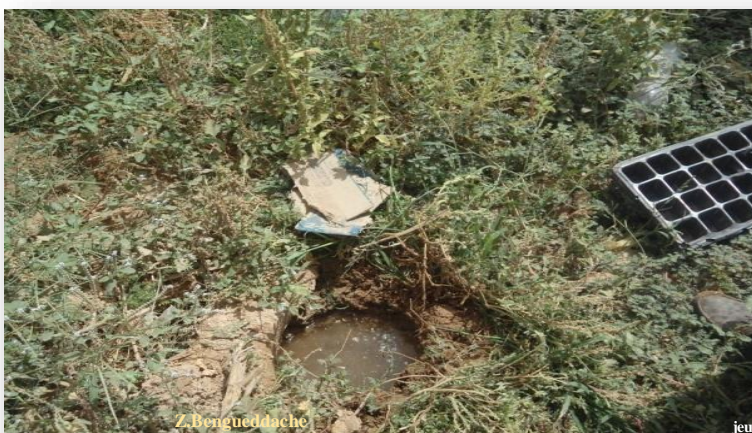
Exemple de Fuite sur le réseau d'AEP du centre d'El H'madna



Type de Vanne de Sectionnement Existante



Point d'éclatement fréquent « jonction PVC - Amianté Ciment »



Fuite d'eau : vanne sans regard à la sortie de la station de pompage

**Figure N° II.18** Etat du réseau de distribution

## II.8 Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté le diagnostic hydraulique et physique du système d'AEP de chef lieu de la commune d'El H'madna. Ce diagnostic a concerné les différents ouvrages hydrauliques formant ce système. Néanmoins, il a été constaté que ce dernier se trouve dans état globalement inadéquat hydrauliquement et physiquement pour satisfaire les besoins en eau potable dans le futur. Vu le développement démographique et l'extension de la dite commune dans le futur, et à la base de notre diagnostic, nous proposons une variante de rénovation, ensemble des changements, modifications et ajouts qu'on doit apporter aux installations de ce système d'AEP de la dite commune afin d'éviter tout danger ou rupture d'alimentation du réseau et permettra au gestionnaire une distribution équitable aux abonnés.

# **CHAPITRE III**

## **ESTIMATION DES BESOINS EN EAU FUTURS (2050)**

### Chapitre III

#### ESTIMATION DES BESOINS EN EAU FUTURS (2050)

##### III.1 Introduction

Compte tenu de l'évolution démographique de la population et de l'amélioration du niveau de vie ainsi que l'extension de l'agglomération en étude, l'estimation du nombre d'habitants ainsi que les différents besoins en eau, aux divers horizons s'avère nécessaire.

L'objet de ce chapitre est d'établir les **Besoins en eau** à l'horizon retenu pour l'étude (2050). pour vérifier le bon fonctionnement du réseau en terme de pression et de vitesse.

##### III.2 Estimation de la population

La situation démographique et les renseignements recueillis localement se basant sur le recensement général de la population (service d'alimentation en eau potable de la DRE de Relizane), évaluent la population à 10 000 habitants en 2021.

Pour évaluer la population à l'horizon future de projet, soit 29ans (à partir de l'année d'étude), on se réfère à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la relation des intérêts composés suivante (III.1) :

$$P = Pr (1 + T_{acc})^n \quad (III.1)$$

Avec :

**P** : population à l'horizon considéré.

**Pr** : population de l'année de référence(2021).

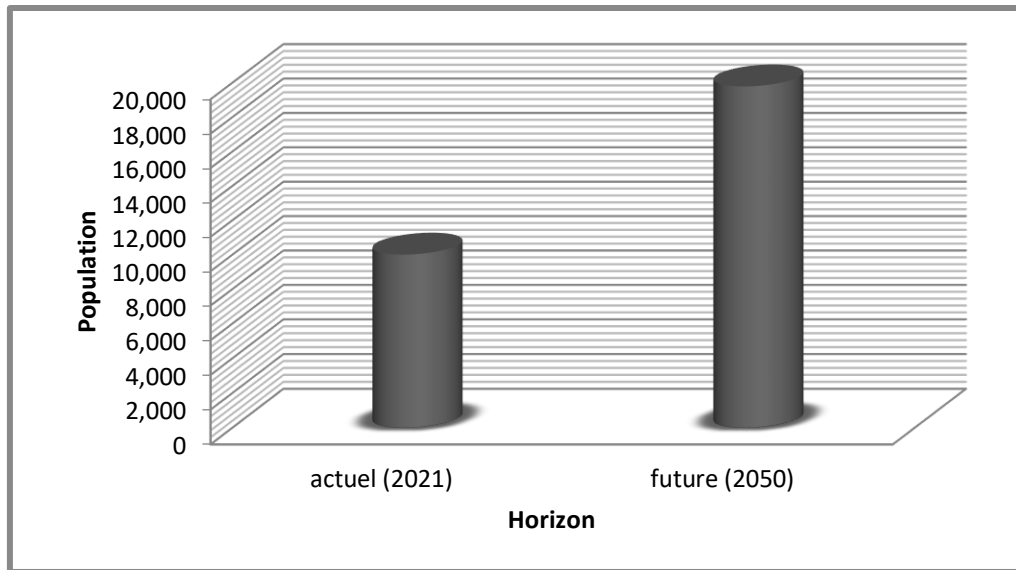
**n** : le nombre d'années séparant les deux (2) horizons considérés.

**T<sub>acc</sub>** : le taux d'accroissement pris à 2,38% (source DPAT Relizane).

Pour les différents horizons pris en compte dans notre étude, et sur la base de la loi Précédente (III.1), l'évolution de la population est présentée dans le tableau III.1 et la figure III.1 :

**Tableau N° III.1:** Estimation de la population future de l'agglomération

Localité	Horizon	Actuel (2021)	future (2050)
El H'madna centre	Population	10 000	19 781



**Figure N° III.1** Répartition de la population actuelle et future de l'agglomération

### III.3 Évaluation des besoins en eau Potable à l'état actuel (2021) [4]

L'évaluation des besoins est très variable dans le temps, Ces variations sont annuelles, saisonnières, mensuelles, hebdomadaires, journalières et horaires ; elles dépendent de plusieurs facteurs, tels que : le climat, le niveau de vie de la population, de type et degré de l'agglomération ainsi que la catégorie des consommateurs. [4]

#### III.3.1 Détermination de la consommation moyenne journalière

Afin de déterminer la consommation moyenne journalière de la commune, il faudra estimer tous les besoins existants à savoir : domestiques, administratifs, commerciaux et industriels, en utilisant la formule suivante (III.2) :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (III.2)$$

Avec :

$Q_{min,j}$  : la consommation moyenne journalière en ( $m^3/j$ ).

**Dot** : dotation moyenne journalière Propre à la catégorie ( $l/j/hab$ ).  $Q_{moy,j} =$

$$\frac{dot * N}{1000} m^3/j$$

**N** : le nombre de consommateurs formant la catégorie.

Pour le cas de notre projet, le calcul des besoins en eau potable domestiques à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de 250  $l/j/hab$ .

##### III.3.1.1 Besoins domestiques [4]

La consommation moyenne journalière caractérisant les besoins en eau de la Population actuelle de notre agglomération, est obtenue en multipliant le nombre d'habitants par la dotation allouée de consommation à ces derniers. En appliquant la relation (III.2), nous



obtenons les besoins en eau domestiques actuels (tableau N° III.2).

**Tableau N° II.2** Estimation des Besoins en eau potable domestiques pour le futur de l'agglomération

Horizon	Dotation (qi) (l/j/hab.)	Populationon (Ni)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Futur (2050)	250	19 781	4945.25

### III.3.1.2 Besoins d'équipement

Les besoins en eau potable pour les différents types d'activité d'équipement à l'horizon Futur (2050) de la zone d'étude sont indiqués dans le tableau N° III.3 suivant :

**Tableau N° III.3** Estimation des besoins en eau potable futur d'équipement de l'agglomération

Horizon	Futur (2050)			
Type d'activité équipement	Unité	Nombre d'occupants	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
<b>Besoins Scolaires</b>				
02 Écoles primaires	Élève	1 600	10	16
02 CEM	Élève	1 100	10	11
01 Lycée	Élève	1 000	10	10
01 CFPA	Élève	300	10	3
01 Crèche	Enfant	50	10	0,5
<b>Besoins Administratifs</b>				
01 Siege de l'APC	Employé	20	5	0,1
01 Antenne Algérie Poste	Employé	20	20	0,4
01Siege de la daïra	Employé	12	10	0,12
01 SUC	Employé	10	05	0,05
01 Subdivision hydraulique	Employé	15	10	0,15
01 Subdivision ADE	Employé	12	10	0,12
Gendarmerie nationale	Employé	40	10	0,4
Tribunal	Employé	30	5	0,15
<b>Besoins Sanitaires</b>				
01 Centres de santé	Lit	10	150	1,5
Salle de soins et maternité	Lit	08	150	1,2

Besoin socioculturels				
04 Station de lavage	Voiture	30	100	3
03 Douche et bain	Personne	100	400	40
04 Mosquée	Fidèle	1 500	5	30
Besoin sportifs (m <sup>3</sup> /j)				
Complexe Sportif	Vestiaire	5	25	0,125
02 Terrains de sport en plein air	Vestiaire	1	1000	1
Besoin Commerciaux				
01 Abattoir	Tête	7 bovins	200	6,4
		10 ovins	500	
Total				125,215

### III.3.1.3 Besoins d'arrosage

Les besoins en eau potable pour l'arrosage à l'horizon Futur (2050) de l'agglomération se limite à quelques jardins familiaux sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau N° III.4** Estimation des besoins en eau potable futur pour l'arrosage

Horizon	Établissements	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/m <sup>2</sup> /j/)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Futur (2050)	03 Jardins	14 400	10	144

### III.3.2 Récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières

Les différents besoins en eau de chef lieu de la commune d'El H'madna sont regroupés dans le Tableau N° III.5.

**Tableau N° III.5** consommations moyennes journalières en eau pour différentes catégories

Catégorie des besoins	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moyj</sub> (l/s)
Besoins domestiques	4945.25	57.24
Besoins d'Équipement	125,215	1,45
Besoins d'arrosage	144	1.66
Total	5 214,465	60.35

### III.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière Tenant compte des fuites

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et du réseau de la distribution s'avèrent inévitables et sont fonction du type de conduite, leur vétusté, la nature du terrain, la qualité d'entretien et d'éventuels accidents. Pour compenser ces fuites, on peut estimer une

majoration de 20%, de la consommation moyenne journalière pour un réseau neuf projeté c'est-à-dire (III.4) : [4]

$$Q_{moy,j,majoré} = Q_{moy,j} + (0,2 * Q_{moy,j}) \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(III.4)}$$

$$Q_{moyj}(\text{majorée}) = Q_{moyj} \times 1,2 = 6\,257,358 \text{ m}^3\text{/j}$$

Soit :  $Q_{moy.maj} = Q_{moy\ jour} \times 1,2 = 60,35 \times 1,2 = 72,42 \text{ l/s}$

### III.3.4 Variation de la consommation journalière

La consommation journalière de l'eau n'est pas régulière elle varie d'un jour à l'autre en fonction de plusieurs facteurs locaux, ces variations sont caractérisées par le coefficient d'irrégularité journalière, à savoir  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$ .

#### ➤ La consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ( $K_{max,j}$ ) qui nous indique de combien de fois la consommation maximale journalière dépasse la consommation moyenne journalière. Il est déterminé comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière. Elle s'obtient comme suit (III.5) :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moyj}} \quad \text{(III.5)}$$

Avec :  $K_{min,j} = (1,1-1,3)$

On prend  $K_{max,j}=1,2$ .

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier

#### ➤ La consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{min,j}$ ) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière (III.6).

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moyj}} \quad \text{(III.6)}$$

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

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le Tableau N° III.6:

**Tableau N° III.6** Calcul des consommations maximale et minimale journalières

Horizon	$Q_{moy,j}$ [m <sup>3</sup> /j]	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ [m <sup>3</sup> /j]	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ [m <sup>3</sup> /j]
Futur (2050)	6 257,358	0,8	5 005,8864	1,2	7 508,8296

**III.3.5 Variation de la consommation horaire [4]**➤ **Consommation maximale horaire**

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée par rapport à la consommation moyenne horaire. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que (III.7)

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (III.7)$$

Avec :

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

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

Tableau N° III.7 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau N° III.7**  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitant

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Donc pour notre cas on prend  $B_{max} = 1,2$ ; d'où la valeur de  $K_{max,h}$  sera :

$$K_{max,h} = 1,2 * 1,28 = 1,54$$

$$K_{max,h} = 1,54$$

➤ **Consommation minimale horaire**

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire  $K_{min,h}$  qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation (III.8):

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (III.8)$$

Avec :

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

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

Le Tableau N° III.8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau N° III.8**  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants :

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\min} = 0,4$ ; d'où la valeur de  $K_{\min.h}$  sera :

$$K_{\min.h} = 0,5 * 0,4 = 0,2$$

$$K_{\min.h} = 0,2$$

#### ➤ Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante (3.9) :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (m^3 / h) \quad \text{(III.9)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.h}}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;

$Q_{\text{max.j}}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;

✚ Donc :

La consommation moyenne horaire est :  $Q_{\text{moy.h}} = 312,8679 \text{ m}^3/h$

**Tableau N° III.9** calcul des consommations maximales et minimales horaires

Horizon	$Q_{\text{moy.h}}$ [m3/h]	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ [m3/h]	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ [m3/h]
A long terme (2050)	312,87	0,2	62,57	1,54142	482,26

Dans notre travail nous avons opté pour la détermination du débit de pointe la méthode donnant les variations en se rapportant au nombre d'habitants.

#### ➤ Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants [4]

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le Tableau N° III.10:

**Tableau N° III.10** Variations des coefficients horaires de consommation en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10 000	10 001 à 50 000	50 001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

#### Remarque

Cette variation des coefficients horaires le pourcentage de consommation horaire par rapport au débit maximal journalier demandé par l'agglomération. [4]

Pour notre cas nous avons choisi la répartition variant entre **10 001 à 50 000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'état actuelle **2021** est **10 000** hab.), dont la répartition est indiquée dans le Tableau N° III.11

Tableau N° III.11 Variation des débits horaires de notre agglomération

Heures	Consommation $Q_{\max,j}=7301,4696\text{m}^3/\text{j}$		Arrosage $Q_{\text{ar}}=207,36\text{m}^3/\text{j}$		Consommation total $Q_{\max,j}=7508,8296\text{m}^3/\text{j}$		la consommation Cumulée (intégrale)	
	Ch (%)	Qh (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)
0-1	1,50%	109,52	0,00%	0	1,46%	109,52	1,46%	109,52
1-2	1,50%	109,52	0,00%	0	1,46%	109,52	2,92%	219,04
2-3	1,50%	109,52	0,00%	0	1,46%	109,52	4,38%	328,57
3-4	1,50%	109,52	0,00%	0	1,46%	109,52	5,83%	438,09
4-5	2,50%	182,54	0,00%	0	2,43%	182,54	8,27%	620,62
5-6	3,50%	255,55	0,00%	0	3,40%	255,55	11,67%	876,18
6-7	4,50%	328,57	0,00%	0	4,38%	328,57	16,04%	1204,74
7-8	5,50%	401,58	12,50%	25,92	5,69%	427,50	21,74%	1632,24
<b>8-9</b>	6,25%	456,34	12,50%	25,92	6,42%	<b>482,26</b>	28,16%	2114,51
<b>9-10</b>	6,25%	456,34	12,50%	25,92	6,42%	<b>482,26</b>	34,58%	2596,77
<b>10-11</b>	6,25%	456,34	12,50%	25,92	6,42%	<b>482,26</b>	41,01%	3079,03
<b>11-12</b>	6,25%	456,34	12,50%	25,92	6,42%	<b>482,26</b>	47,43%	3561,29
12-13	5,00%	365,07	12,50%	25,92	5,21%	390,99	52,64%	3952,28
13-14	5,00%	365,07	12,50%	25,92	5,21%	390,99	57,84%	4343,28
14-15	5,50%	401,58	12,50%	25,92	5,69%	427,50	63,54%	4770,78
15-16	6,00%	438,09	0,00%	0	5,83%	438,09	69,37%	5208,87
16-17	6,00%	438,09	0,00%	0	5,83%	438,09	75,20%	5646,95
17-18	5,50%	401,58	0,00%	0	5,35%	401,58	80,55%	6048,54
18-19	5,00%	365,07	0,00%	0	4,86%	365,07	85,41%	6413,61
19-20	4,50%	328,57	0,00%	0	4,38%	328,57	89,79%	6742,18
20-21	4,00%	292,06	0,00%	0	3,89%	292,06	93,68%	7034,23
21-22	3,00%	219,04	0,00%	0	2,92%	219,04	96,60%	7253,28
22-23	2,00%	146,03	0,00%	0	1,94%	146,03	98,54%	7399,31
23-24	1,50%	109,52	0,00%	0	1,46%	109,52	100,00%	7508,8296
	100,00%	<b>7301,4696</b>	100,00%	<b>207,36</b>	100,00%	<b>7508,8296</b>	100,00%	

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et celui de la courbe intégrale (voir Figure N° III.2 ; III.3 ).

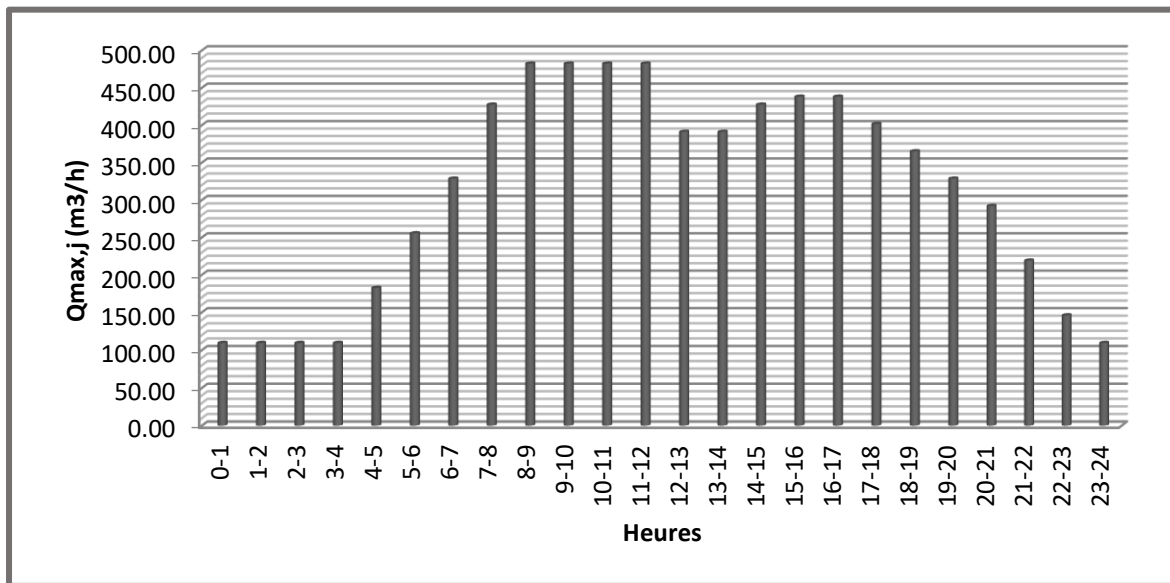


Figure N° III.2 Histogramme de la consommation futur (2050)

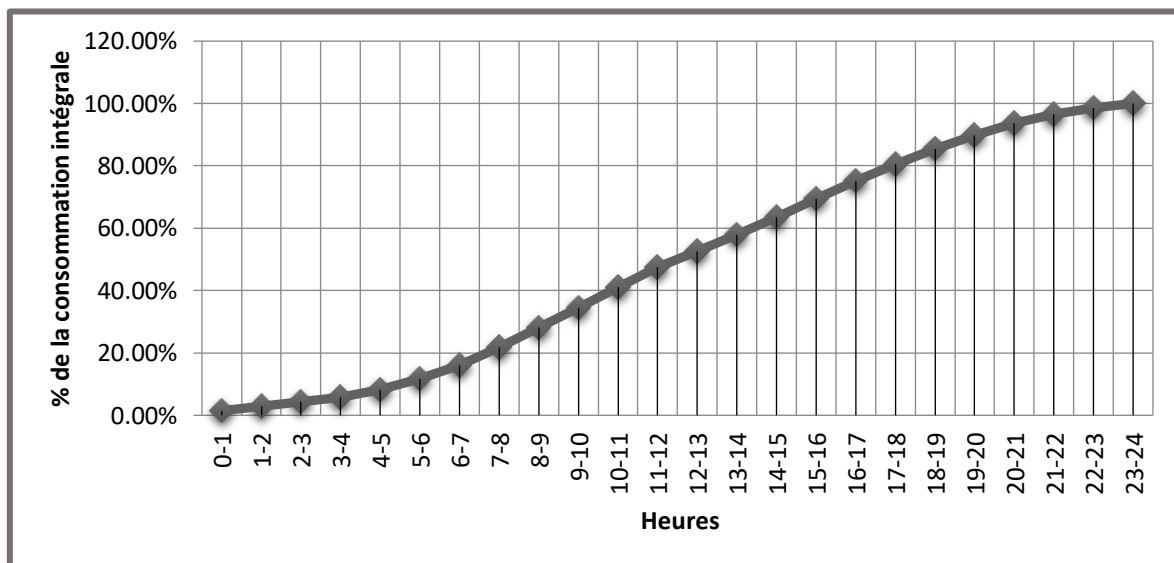


Figure N° III.3 Tracé de la courbe cumulée

A partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre 08h et 12h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 482,26 \text{ m}^3/\text{h} = 133,96 \text{ l/s}$$



### III.4 Comparaison entre les ressources actuelle (2021) et les besoins en eau potable futur (2050)

Dans le but de connaître si le débit fourni par les forages existants satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou bien un déficit du débit. (Production – besoins)

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre I), le chef lieu de la commune d'El H'madna dispose de quatre (4) forages donnant un débit actuel total de **49 l/s** qui est équivalent à **4 233,6m<sup>3</sup>/j**, et d'après le calcul effectué dans ce chapitre on a trouvé les besoins en eau potable futur de cette agglomération de **86,91 l/s** qui est équivalent a **7 508,82 m<sup>3</sup>/j**.

Donc cette agglomération connaît un déficit d'eau potable de **37,91 l/s** soit **3 275,22 m<sup>3</sup>/j** à l'horizon futur (2050).

### III.5 Conclusion

L'utilité de ce chapitre c'est de déterminer les éléments de base qui consistent à estimer les besoins en eau potable de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau de cette agglomération. Ces éléments ainsi déterminés en considérant les fuites d'eau majorées à 20 % nous permettent de dimensionner d'une façon adéquate les ouvrages composant le système que nous devons projeter pour cette agglomération.

Afin de combler ce déficit de **38 l/s**, nous sommes obligés de projeter un 5eme forage qui doit nous assurés ce déficit .la conduite sortant de ce forage et véhiculant ce débit déficitaire sera raccordé avec la conduite d'adduction principale qui sera projetée et reliée à la conduite d'adduction maitresse .

# **CHAPITRE IV**

## **ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION**

**Chapitre IV****ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION****IV.1 Introduction**

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

Ce chapitre sera consacré au dimensionnement de l'adduction et à son équipement au point de vue accessoires, reliant la source jusqu'à sa destination finale à savoir le réservoir d'alimentation.

**IV.2 Quelques notions simples sur l'adduction [5]****IV.2.1 Types d'adduction**

Selon leurs fonctionnements hydrauliques, les adductions sont classées en trois parties :

**↳ Adduction gravitaire**

Dans ce cas le transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques. On rencontre 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. Notre projet n'est pas doté de ce type d'adduction.

**↳ Adduction par refoulement**

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par des machines hydro-électriques. On rencontre 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. C'est le cas de notre projet.

**↳ Adduction mixte**

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte gravitaire-refoulement. Ce cas pourra être observé lorsque la distance entre le captage et le réservoir est important, ce qui suppose un profil accidenté.

### IV.2.2 Adduction et types d'écoulement [5]

Les écoulements se divisent en deux types :

#### ↳ Ecoulement à surface libre

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale, qui existe rarement en pratique.

Généralement, ces types de d'adductions sont utilisés pour le transport d'eaux pluviales.

#### ↳ Ecoulement en charge

L'eau remplit totalement la conduite et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

### IV.2.3 La ligne piézométrique [5]

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tube vertical connecté sur l'adduction.

### IV.2.4 L'air dans les tuyauteries [5]

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- ↳ D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ↳ De localiser les points hauts,
- ↳ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- ↳ D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement, La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative, La brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative

#### IV.2.5 Dépôts dans l'adduction [5]

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ↪ Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.
- ↪ Équiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.
- ↪ Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

#### IV.2.6 Choix du type du matériau de la tuyauterie [5]

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

- ↪ Diamètre.
- ↪ Pressions supportées.
- ↪ Les conditions d'installation.
- ↪ Le revêtement.
- ↪ La disponibilité.
- ↪ Du prix unitaire.
- ↪ Du type de sol.
- ↪ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.
- ↪ Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé ;

Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD.

**❖ PEHD (polyéthylène à haute densité)**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions ; sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à  $\Phi 300$  sont commercialisés à l'heure actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Les conduites en PEHD sont plus économique que celle en fonte et en acier, vu les avantages qu'elles présentent :

- ⊗ **Facilité de pose** : dans toutes les opérations d'installation, la propreté de mise en œuvre, la légèreté des produits, facilité de coupe, la technique d'assemblage par raccord à compression, garantissent la rapidité du branchement.
- ⊗ **Entartrage** : les qualités de surface du tube et les dilatations propres aux matériaux plastiques limitent considérablement les phénomènes d'entartrage.
- ⊗ **Corrosion** : le polyéthylène haut densité et le polypropylène utilisés pour cette installation sont particulièrement résistants à tous types de corrosion rencontrés dans les réseaux. Aucune qualité d'eau potable ne peut les dégrader
- ⊗ Pertes de charges elles sont considérablement nulles grâce à l'aspect de surface inférieur lisse.
- ⊗ **Durée de vie** : une garantie de pérennité de 50 années.
- ⊗ **Alimentarité** : les constituants de branchement sont conformes aux prescriptions concernant l'admission des matériaux pouvant entrer en contact avec les produits alimentaires.

Ces caractéristiques essentielles sont :

- Résistance à la fissuration sous tension très élevée.
- Une flexibilité facilitant l'enroulement du tube.
- Facilité de mise en œuvre.
- Très bonne résistance au rayonnement solaire.



**Figure N° IV.1** Conduite en PEHD

#### IV.2.7 Assemblage et diamètres [5]

##### ➤ **Électro soudage**

L'assemblage pour les tubes en PE se fait par trois techniques:

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieure de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.

##### ➤ **Soudage bout à bout**

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant (Miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique.

Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

##### ➤ **Raccords mécaniques**

Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique. Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN63 et existent dans des diamètres supérieurs.

Leur domaine d'emploi est essentiellement celui de branchement (eau potable).Après coupe, ébavurage et chan freinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

#### IV.2.8 Choix du tracé de l'adduction [5]

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Éviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importantes.

Dans notre cas, nous allons suivre le même tracé déjà existant. Ce n'est autre qu'un changement de conduite avec son diamètre.

#### IV.3 Étude technique [2]

L'emplacement du ou des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour le réseau. Ce dernier choisi doit :

- ↪ avoir un itinéraire aussi direct que possible,
- ↪ respecter les impératifs de profil en long avec le moins possible de sur profondeurs,
- ↪ éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles. (traversée de rivières, route, chemin de fer etc...)
- ↪ éviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- ↪ Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement ( construction de cheminée d'équilibre)
- ↪ Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- ↪ On essaye toujours à éviter les contre-pentes qui donneront des cantonnements d'air. De plus en période d'arrêt de la pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- ↪ 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 amené à ne pas suivre l'accotement des routes et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

- ↪ Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté, ou une suite de pointe hauts surgit ; des cantonnements d'air pouvant avoir lieu en ces points qui peuvent entrainer des cavitations ; dans ce cas des dispositifs anti-béliers doivent être installés.
- ↪ Certains terrains accidentés ; nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera du type mixte (refoulement- gravitation ou gravitaire -refoulement). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu,[A.Dupont].

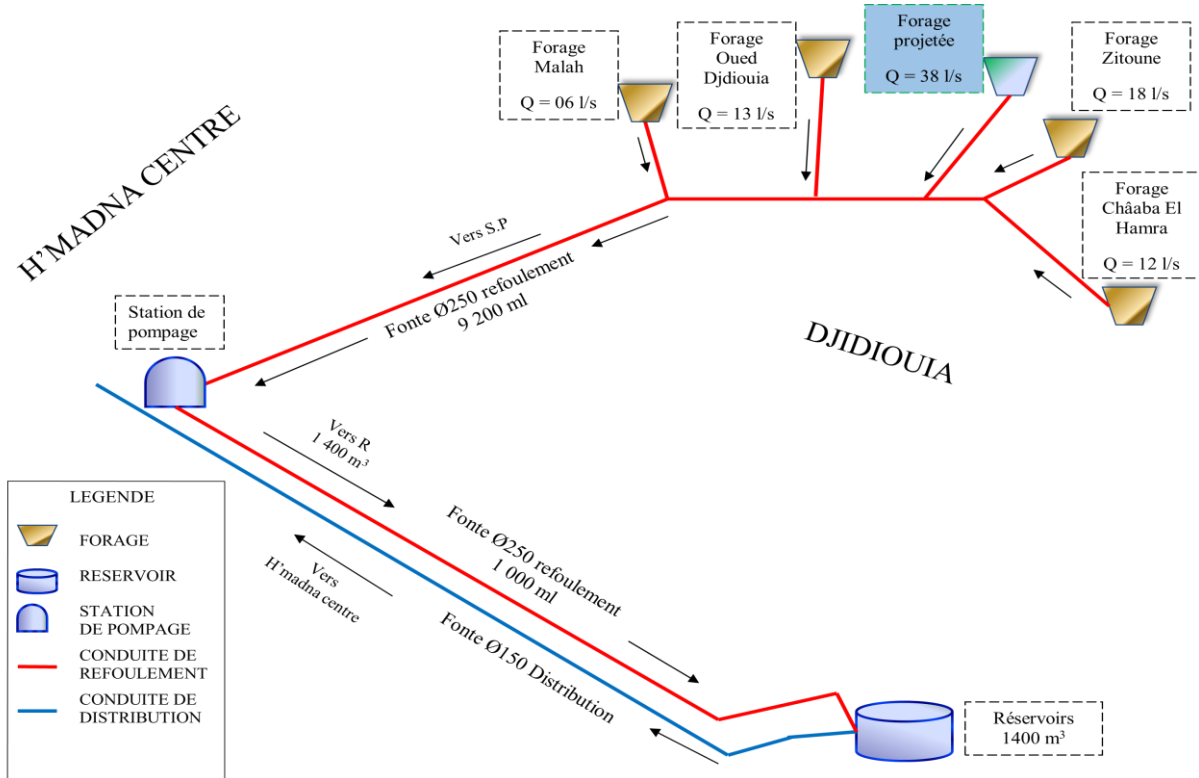
**IV.4 Condition économique [2]**

Du point de vue économique, la conduite de refoulement est dépendante c'est-à-dire que :

- ↪ Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.

**IV.5 Description et Présentation du schéma d'adduction existant :**

Toutes les conduites d'adduction font le Transfert de l'eau par refoulement.



**Figure N° IV.2** Schéma général du système d'adductions avec le forage projeté F5 (forages – stockages) pour El H' madna et les localités secondaires

### IV.6 Étude des variantes [2]

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

- Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- De plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de Bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par la suite de la dépression régnant dans la conduite une cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de la phase de surpression qui succède.

Le tracé déjà existant qui sera reconduit. Cependant nous proposons 2 variantes.

#### IV.6.1 Proposition de variantes

##### IV.6.1.1 Variante N°1

Elle Consiste à garder le même diamètre du réseau d'adduction actuelle (2021) et vérifier si ce diamètre actuel de refoulement supporte le débit horaire refoulé futur (2050) calculé avec la dotation 250 l/j/hab.

D'après le chapitre de calcul des besoins en eau de l'agglomération, une comparaison a été faite entre le débit  $Q_{\max j}$  calculé avec la dotation actuelle qui est de 180 l/j/hab et celui calculé avec la dotation supposée au futur qui est de 250 l/j/hab. Donc nous avons :

$$Q_{\max j} (180) = Q_{\text{moy}j} * k_{\max j} = 1\ 800 * 1.2 = 2\ 160 \text{ m}^3/\text{j} = 25 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\max j} (250) = 7\ 508,83 \text{ m}^3/\text{j. soit : } 86.91 \text{ l/s}$$

Donc cette agglomération connaît un déficit d'eau potable de:

$$Q_{\max j} (250) - Q_{\max j} (180) = 5\ 348,83 \text{ m}^3/\text{j} \quad , \text{ soit } 61,91 \text{ l/s à l'horizon futur (2050).}$$

## IV.6.1.1.1 Partie : forage -station de pompage :

- Caractéristiques du tronçon:
  - ✓ La longueur de l'adduction :  $L = 9\,200\text{ m}$  ;
  - ✓ Type : fonte  $\text{Ø}250$  ;
  - ✓ Cote trop plein: CTP (la bêche) =  $81,65\text{ m}$  ;
  - ✓ Cote du forage: CR (forage) =  $72\text{ m}$  ;
  - ✓ Niveau dynamique :  $N_D = 22\text{ m}$  ;
  - ✓ Hauteur géométrique :  $H_g = 59,65\text{ m}$  ;
  - ✓ Débit :
- Dans la situation actuelle, il s'agit d'un captage souterrain où le nombre d'heures de pompage est de 20 heures avec un débit refoulé de :

$$Q_h = \frac{Q_{\max j}}{20} \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit : } Q_h = \frac{7\,508,83}{20} = 375,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

ou bien  $0,104 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Pour une vitesse de  $V_0 = 2,12\text{ m/s}$  à travers un diamètre de  $250\text{ mm}$  déjà existant .La HMT engendrée sous ces paramètres est de :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H = 39,1 + \frac{KLQ^{\uparrow\beta'}}{D^m} = 39,1 + \frac{0,00179 \times 9\,200 \times 0,104^2}{0,25^{5,3}} = 39,1 + 276,46$$

$$= 315,56\text{ m}$$

Pour toutes ces données relatives à la situation actuelle, en tenant compte du coup de bélier et de la pression maximale de fonctionnement (PMF), la pression maximale de service (PMS) est de :

$$PMS = \frac{C V_0}{g} + PMF$$

$$PMS = \frac{434,03 \times 2,12}{9,81} + 315,56 = 409,35\text{ m}$$

Dans notre cas, la PMF représente la Hmt engendrée par la pompe avec "c" la célérité d'onde de coup de bélier égale à  $434,03\text{ m/s}$  donnée par la relation suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * D}{E * e}}} \quad \text{m/s}$$

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

E : Module d'Young de la conduite : acier= $2.10^{11}$  Pa ; PVC= $3.10^3$  MPa.

e : Épaisseur de la conduite (m) ;  $e = 4\text{ mm}$ .

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

D : Diamètre de la conduite (m).

#### IV.6.1.1.2 Partie station de pompage -Réservoir d'Alimentation

- Caractéristiques du tronçon
- ✓ La longueur :  $L = 1\,000\text{ m}$  ;
- ✓ Type : fonte  $\text{Ø}250$  ;
- ✓ Cote trop plein: CTP (réservoir) =  $135,38\text{ m}$  ;
- ✓ Cote trop plein: CTP (bâche) =  $81,65\text{ m}$  ;
- ✓ Hauteur géométrique :  $H_g = 53,73\text{ m}$  ;
- ✓ Débit refoulé :
  - Dans la situation actuelle, il s'agit d'une station de pompage où le nombre d'heures de pompage est de 20 heures avec un débit refoulé de :

$$Q_h = \frac{Q_{\max j}}{20} \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit : } Q_h = \frac{7\,508,83}{20} = 375,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

ou bien  $0,104 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Pour une vitesse de  $V_0 = 2,12\text{ m/s}$  à travers un diamètre de  $250\text{ mm}$  déjà existant .La HMT engendrée sous ces paramètres est de :

$$H_{\text{mt}} = H_g + \Delta H = 41,28 + \frac{KLQ^{\beta'}}{D^m} = 41,28 + \frac{0,00179 \times 1\,000 \times 0,104^2}{0,25^{5,3}} = 41,28 + 30,05$$

$$= 71,33\text{ m}$$

Pour toutes ces données relatives à la situation actuelle, en tenant compte du coup de bélier et de la pression maximale de fonctionnement (PMF), la pression maximale de service (PMS) est de : $Q_h$

$$PMS = \frac{C V_0}{g} + PMF$$

$$PMS = \frac{434,03 \times 2,12}{9,81} + 71,33 = 165,13\text{ m}$$

Donc dans cette variante, il a été constaté que la pression maximale de service est trop élevée du fait de la vitesse élevée en refoulement .Afin de diminuer cette PMS, une conduite secondaire en parallèle peut être considérée comme solution qui doit véhiculer le déficit qui est de  $5\,348,83 \text{ m}^3/\text{j}$ , soit  $61,91 \text{ l/s}$  qui donne selon la formule de Bonin un diamètre  $D=0,272\text{m}$ . Nous assistons donc à deux conduites parallèles en refoulement: ce qui est fiable mais non économique.

**IV.6.1.2 Variante N°2**

Dans cette variante, nous proposons une autre adduction en conservant le même tracé qui sera dimensionnée tenant compte des données futures (2050) avec  $Q_{\max j}=7\,508,83\text{ m}^3/\text{j}$ .

**IV.6.1.2.1 Calcul des diamètres économiques**

**Pour les conduites de refoulement**, ce diamètre est déterminé par la Formule (IV.1) de BONNIN :

$$D = \sqrt[4]{Q} \quad (\text{IV.1})$$

Le choix final de La valeur de diamètre économique se portera sur le diamètre pour lequel le cout sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5** et **1.5** m/s.

↳ **Calcul de la vitesse**

La vitesse de l'écoulement se calcul à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4.Q}{\pi.D^2} \text{ m/s} \quad (\text{IV.2})$$

Avec

- **V** : vitesse d'écoulement (m/s).
- **Q** : débit dans la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).
- **D** : diamètre de conduite (m).

↳ **Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours. On distingue :

**Les pertes de charge linéaires** qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction. Données par la formule (IV.3) :

$$\Delta H_L = J * Lg \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.3})$$

Telle que :  $J = \frac{\lambda.V^2}{2.g.D} \quad (\text{m/ml})$

**J** : gradient de perte de charge linéaire (m/ml).

**g** : accélération de pesanteur : ( $9.81\text{ m/s}^2$ ).

**Lg** : Longueur géométrique de la conduite (m).

**D** : Diamètre de la conduite (m).

**$\lambda$**  : Coefficient de **Darcy**, (dans notre cas est calculé par la formule de **Colebrook**).

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

➤ Il est donné par la formule (IV.4) de Nikuradzé

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln(\frac{\epsilon}{D}))^{-2} \quad (\text{IV.4})$$

➤ Il est donné par la formule (IV.5) de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left[ \left( \frac{K}{3,75 \cdot D} \right) + \left( \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right] \quad (\text{IV.5})$$

$K$  = Rugosité absolue (m).

$D > 200$ ,  $K = 0.02$  mm.

$D < 200$ ,  $K = 0.01$  mm, pour les conduite en PEHD.

**Re** : Nombre de Reynolds (sans dimension), donné par la formule (IV.6)

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- **V** : la vitesse d'écoulement (m/s).
- **D** : diamètre de la conduite (m).
- $\nu$  : viscosité cinématique de l'eau  $\nu = 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

**Les pertes de charge singulières** correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne, etc. elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m). Elles sont estimées à **15 %** des pertes de charges linéaire.

$$\Delta H_s = 0.15 \cdot \Delta H_L \quad (\text{IV.7})$$

Avec

- $\Delta H_s$  : pertes de charge singulière (m).
- $\Delta H_L$  : pertes de charge linéaire (m).

**Les pertes de charge totales :**

$$\Delta H_t = 0.15 \cdot \Delta H_L + \Delta H_L = 1.15 \cdot \Delta H_L \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.8})$$

↪ **Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT**

Elle est donnée par la relation (IV.9) suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \quad (\text{m}) \quad (\text{IV.9})$$

Avec

- **HMT** : hauteur manométrique totale (m).
- **H<sub>g</sub>** : hauteur géométrique (m).
- $\Delta H_t$  : pertes de charge totale (m).

↪ **Puissance absorbée par la pompe**

Elle est exprimée par la formule (IV.10) suivante :

$$P = g \cdot Q \cdot \text{HMT} / \eta \quad [\text{kw}] \quad (\text{IV.10})$$

Ou

- **Q** : débit transité (m<sup>3</sup>/s).
- **η** : rendement de la pompe (%) (Généralement on prend 75%).
- **g** : accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>).

↳ **Énergie annuelle consommée par la pompe**

Elle est donnée par la relation (IV.11) suivante :

$$E = P \times T \times 365 \text{ (kw.h)} \quad (\text{IV.11})$$

Avec

- **E** : énergie consommée par la pompe (kw.h).
- **T** : nombre d'heures de pompage (T=20h).
- **P** : puissance absorbée par la pompe (KW).

↳ **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E \times e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.12})$$

Ou :

- **e** : prix pour un KW.h (e=4.67DA/KW.h).
- **E** : énergie annuelle consommée (KW.h).

↳ **Frais d'amortissement**

Le frais d'amortissement se calcul par la formule (IV.13) suivante :

$$F_{\text{amo}} = P_u \times L \times A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- **P<sub>u</sub>** : prix unitaire de la conduite (DA/ml).
- **L** : longueur de la conduite (m).
- **A** : amortissement annuelle donnée par :

$$A = [i / ((i+1)^n - 1)] + i \quad (\text{IV.14})$$

Avec

- **n** : nombre d'année d'amortissement la conduite (n=29 ans).
- **i** : taux d'annuité ou d'actualisation (8%).

$$A = (0.08 / ((0.08+1)^{29} - 1)) + 0.08 ; \quad A = 0.0896 = 8.96\%$$

$$A = 0.0896.$$

↳ **Calcul du bilan**

Le bilan sera calculé par la formule (IV.15) suivante :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{amo}} \text{ (DA)} \quad (\text{IV.15})$$

Avec

$B_L$  : bilan (DA).

$F_{exp}$  : frais d'exploitation (DA).

$F_{amort}$  : frais d'amortissement (DA).

#### ↳ Prix des conduites

Le prix des conduites est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire. Prix de revient des conduites en PEHD (PN10, PN16) (Annexe1)

#### IV.6.1.2.2 Partie : forage -station de pompage

- Caractéristiques du tronçon

- ✓ La longueur :  $L = 9\,200$  m ;
- ✓ Cote trop plein: CTP (la bêche) = 81,65 m ;
- ✓ Cote du forage: CR (forage) = 72 m ;
- ✓ Niveau dynamique :  $N_D = 22$  m ;
- ✓ Hauteur géométrique :  $H_g = 59,65$  m ;
- ✓ Débit refoulé :

$$Q_h = \frac{Q_{maxj}}{20} \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit : } Q_h = \frac{7\,508,83}{20} = 375,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

ou bien  $0,104 \text{ m}^3/\text{s}$ .

D'après :

✓ **BONIN : D = 0.322 m**

Afin de cerner le diamètre économique réel, nous considérons une gamme de diamètres normalisés qui est de : 250, 315, 400, 500 mm avec une pression nominale de **16 bars (PN16)** dont nous calculons la Hmt

#### ↳ Calcul de la HMT

Tableau N°IV.1 Calcul de HMT (F1-SP)

DN (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	$Re \cdot 10^5$	$\Lambda$	J (m/ml)	$L_g$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
0,25	0,25	2,12	5.29	0,0202	0,0185	9200	195,78	255,43
0,315	0,315	1,34	4.20	0,0191	0,0055	9200	58,29	117,94
0,4	0,4	0,83	3.31	0,018	0,0016	9200	16,64	76,29
0,5	0,5	0,53	2.64	0,0171	0,0005	9200	5,18	64,83

#### ↳ Calcule des frais d'exploitation $F_{exp}$ (Da)



**Tableau N°IV.2** Calcul des frais d'exploitations (F1-SP)

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	P (KW)	E*10 <sup>5</sup> (KWh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,25	0,25	347,46	2536492,44	11845419,7
0,315	0,315	160,44	1171184,59	5469432,04
0,4	0,4	103,78	757559,941	3537804,92
0,5	0,5	88,19	643775,435	3006431,28

↪ **Calcul des frais d'amortissement F<sub>am</sub>(Da)**

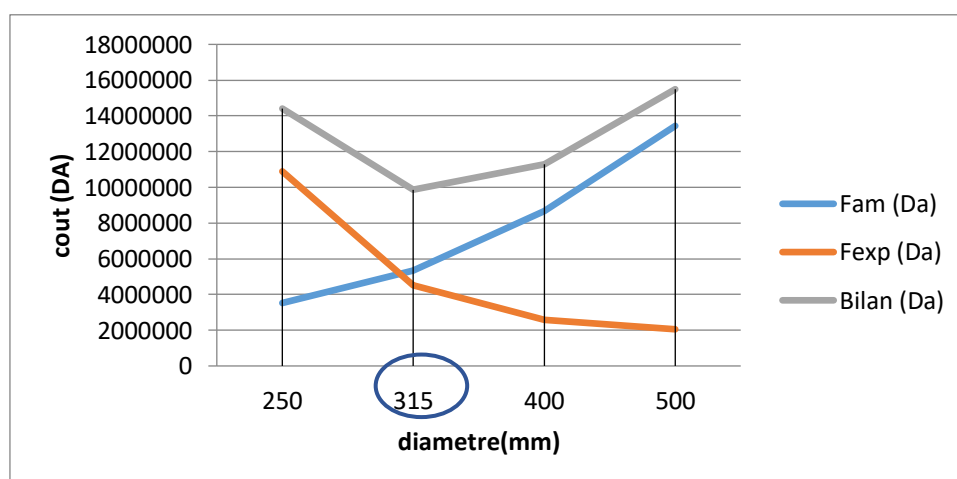
**Tableau N°IV.3** Calcul des frais d'amortissement (F1-SP)

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F <sub>am</sub> (Da)
0,25	0,25	4323,02	9200	3523780,06
0,315	0,315	6565,32	9200	5351523,64
0,4	0,4	10661,29	9200	8690230,7
0,5	0,5	16486,28	9200	13438296,6

↪ **Calcul du bilan (Da)**

**Tableau N°IV.4** Calcul du bilan (F1-SP)

D (mm)	250	315	400	500
F <sub>am</sub> (Da)	3523780,06	5351523,64	8690230,7	13438296,6
F <sub>exp</sub> (Da)	11845419,7	5469432,04	3537804,92	3006431,28
Bilan (Da)	15369199,7	10820955,7	12228035,6	16444727,8



**Figure N° IV.3** Bilan (F<sub>exp</sub>-F<sub>am</sub>) Partie : forage -station de pompage

✚ Le diamètre le plus économique est **315 mm (PN16)** avec une vitesse acceptable de **1.34 m/s** et une **HMT de 117,94 m**

**IV.6.1.2.3 Partie : station de pompage - réservoir d'alimentation**

- Caractéristiques du tronçon :

- ✓ La longueur :  $L = 1000 \text{ m}$  ;
- ✓ Cote trop plein: CTP (réservoir) = 135,38 m ;
- ✓ Cote trop plein: CTP (bâche) = 81,65 m ;
- ✓ Hauteur géométrique :  $H_g = 53,73 \text{ m}$  ;
- ✓ Débit refoulé :

Il s'agit d'une station de pompage où le nombre d'heures de pompage choisi est de 20 heures avec un débit refoulé de :

$$Q_h = \frac{Q_{\max j}}{20} \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit : } Q_h = \frac{7\,508,83}{20} = 375,44 \text{ m}^3/\text{h}$$

ou bien  $0,104 \text{ m}^3/\text{s}$ .

D'après BONIN :  $D = 0.322 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315, 400, 500, 630 mm avec une pression nominale de **16 bars(PN16)**.

↪ **Calcul de la HMT**

**Tableau N°IV.5** Calcule de **HMT (SP-Rés)**

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	V (m/s)	Re*10 <sup>5</sup>	Λ	J (m/ml)	L <sub>g</sub> (m)	ΔHt (m)	HMT (m)
0,2	0,1636	3,31	6.62	0,0213	0,0595	1000	68,48	122,21
0,25	0,2046	2,12	5.29	0,0202	0,0185	1000	21,28	75,01
0,315	0,2578	1,34	4.20	0,0191	0,0055	1000	6,34	60,07
0,4	0,3274	0,83	3.31	0,018	0,0016	1000	1,81	55,54
0,5	0,4092	0,53	2.64	0,0171	0,0005	1000	0,56	54,29
0,63	0,5156	0,33	2.10	0,0163	0,0001	1000	0,17	53,90

↪ **Calcul des frais d'exploitation**

**Tableau N°IV.6** Calcul des frais d'exploitations (**SP-Rés**)

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	P (KW)	E*10 <sup>5</sup> (KWh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,2	0,1636	166,24	1213574,0	5667390,4
0,25	0,2046	102,04	744877,4	3478577,3
0,315	0,2578	81,71	596474,3	2785535,2
0,4	0,3274	75,55	551515,1	2575575,7
0,5	0,4092	73,86	539147,3	2517817,7
0,63	0,5156	73,32	535234,9	2499546,9

↩ Calcul des frais d'amortissement :

Tableau N°IV.7 Calcul des frais d'amortissement (SP-Rés) :

DN (m)	D <sub>int</sub> (m)	Prix ml (Da)	L (m)	Fam (Da)
0,2	0,1636	2794,15	1000	247561,7
0,25	0,2046	4323,02	1000	383019,6
0,315	0,2578	6565,32	1000	581687,4
0,4	0,3274	10661,29	1000	944590,3
0,5	0,4092	16486,28	1000	1460684,4
0,63	0,5156	25408,31	1000	2251176,3

↩ Calcul du bilan

Tableau N°IV.8 Calcul du bilan (SP-Rés) :

D (mm)	200	250	315	400	500	630
F <sub>am</sub> (Da)	247561,7	383019,6	581687,4	944590,3	1460684,4	2251176,3
F <sub>exp</sub> (Da)	5667390,4	3478577,3	2785535,2	2575575,7	2517817,7	2499546,9
Bilan (Da)	5914952,1	3861596,9	3367222,6	3520166,0	3978502,1	4750723,2

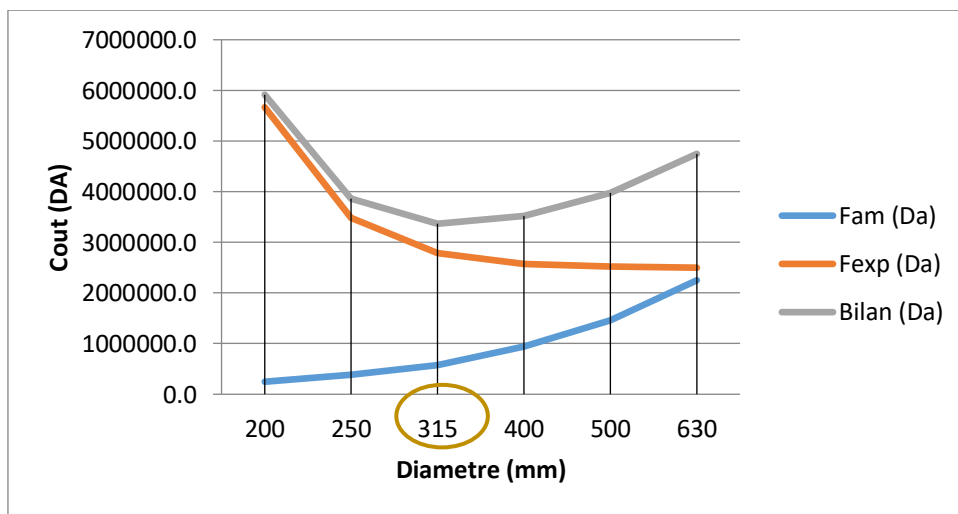


Figure N° IV.4 Bilan (F<sub>exp</sub>-F<sub>am</sub>) Partie : station de pompage-réservoir d'alimentation

✚ Le diamètre le plus économique est 315 mm (PN16) avec une vitesse acceptable de 1,34 m/s et une HMT de 60,07 m

↳ Voici le tableau récapitulatif qui regroupe les résultats

**Tableau N°IV.9** Récapitulatif des résultats

	Conduites d'adduction par refoulement					
Tronçons	Q (l/s)	L (m)	V (m/s)	Hmt (m)	Hg (m)	D <sub>ec</sub> (mm)
F1-SP	104	9 200	1,34	117,94	59.65	315
SP-Rés	104	1 000	1,34	60,07	53.73	315

#### IV.7 Équipement hydraulique des conduites d'adduction [5]

La conduite d'adduction reliant la prise d'eau au réservoir de stockage est une conduite d'un gros diamètre car elle est destinée à transporter un débit très important. Pour faire face aux contraintes imposées par le terrain et le relief, on doit accompagner la conduite d'adduction par divers équipements hydrauliques permettant d'assurer un bon écoulement des eaux :

- ↳ Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation d'air ;
- ↳ Vannes de vidange aux points bas du tracé.

##### ❖ Vanne de sectionnement

Ce sont des accessoires qui sont placés généralement tous les 200 à 300 m selon le profil en long de la canalisation. ils permettent l'isolement des conduites en cas de réparation et aussi la vidange d'un tronçon à part. Parmi ces vannes on cite les vannes papillon appelées également vannes à survitesse, qui sont aussi des accessoires de réglage de débit placés à la sortie des réservoirs.

##### ❖ Robinets de décharge« vidange »

Ce sont des robinets placés aux points bas du tracé pour en permettre la vidange en cas de réparation ou de remplacement ; l'eau est dirigée vers l'égout le plus voisin.

##### ❖ Clapets

Ils ont pour fonction d'empêcher le retour d'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. Ils doivent obligatoirement équiper la canalisation de refoulement à la sortie de la pompe.

##### ❖ Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration ou à l'extrémité de la conduite de départ à l'intérieur du réservoir, pour empêcher l'introduction des corps étrangers ou du sable dans celles-ci.

##### ❖ Ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau, on dispose des ventouses à boule flottante.

En absence d'air la boule est plaquée à l'orifice par la pression d'eau, elle descend si de l'air est présent et permet ainsi à celui-ci de s'échapper. Ces appareils permettent aussi l'admission de l'air dans la conduite lors de sa vidange. On placera des ventouses à un seul corps pour des diamètres inférieurs à 200 mm et des ventouses à deux corps pour des diamètres supérieurs à 200 mm.

❖ **Vanne d'isolement et de décharge [5]**

On utilise des robinets vannes pour isoler une conduite d'amenée, En particulier pour une éventuelle répartition, et des robinets, placés aux points bas, pour la vidange.



Ventouse automatique



Vanne à papillon



Clapet anti-retour



clapet crépine d'une conduite d'aspiration

**Figure N° IV.5** Quelques accessoires d'un réseau A.E.P

**IV.7.1 Profil en long d'une adduction [5]**

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé topographique de terrain.

**Tableau N°IV.10** Récapitulatif des ventouses et des vidanges.

Tronçon	Ventouse	Vidange	Vanne de sectionnement
Forage F1-Station de pompage	31	31	62
Station de pompage-réservoir d'alimentation	4	4	8

#### IV.8 Conclusion

Afin de combler le déficit en eau potable que connaît l'agglomération en question , le présent chapitre nous a permis de dimensionner et de projeter une adduction en PEHD en se basant sur deux variantes .Notre choix s'est orienté vers la deuxième variante qui est techniquement la plus économique .Cette adduction de diamètre convenablement dimensionné du coté économique.

Afin d'assurer le bon fonctionnement de cette adduction en refoulement, nous avons jugé nécessaire d'équiper cette adduction en matière d'accessoires à savoir des ventouses à un seul corps aux points hauts des robinets de sectionnement aux points bas.

# **CHAPITRE V**

## **ETUDE ET CHOIX DES POMPES**

## Chapitre V

### ETUDE ET CHOIX DES POMPES

#### V.1 Introduction

Ce chapitre a pour but, le choix et le dimensionnement des pompes destinées à l'extraction et au refoulement du débit nécessaire à l'alimentation en eau potable de notre agglomération en se basant sur le catalogue CAPRARI

#### V.2 Définition [6]

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique. Elles sont construites pour assurer un débit  $Q$  à élever à une hauteur  $H$ . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

#### V.3 Type de pompes rencontrées [6]

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons trois

(03) grandes familles de pompes :

##### • Les pompes centrifuges

Dans ce qui suit on parlera des pompes centrifuges, les plus employées dans le domaine de l'hydraulique, qui présentent les avantages suivants :

- Accouplées aux moteurs électriques ;
- C'est des groupes légers, peu encombrant (environ 8 fois moindre que ceux des pompes volumétriques), et d'un grand rendement, et surtout peu coûteux relativement aux autres types de pompes.

##### • Les pompes volumétriques

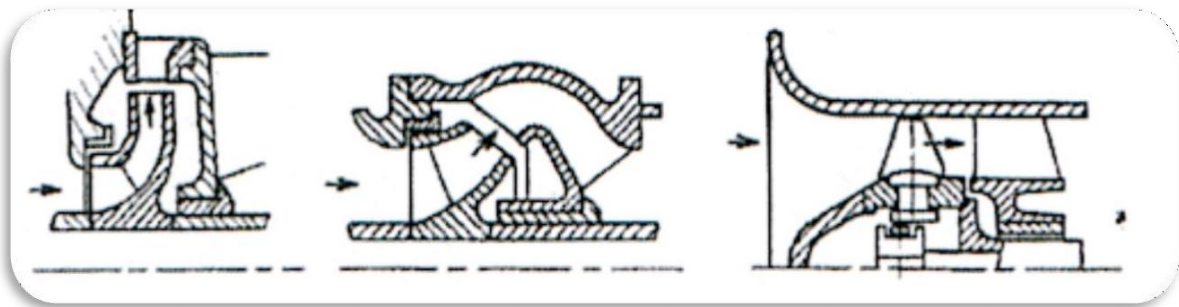
Elles utilisent la variation de volume pour déplacer le fluide. Le rendement volumétrique est le rapport entre le volume réellement aspiré et le volume engendré.



### • Les turbopompes

Selon la forme de la roue et la trajectoire du filet d'eau, Il existe trois classes de turbopompes :

- ↪ Les pompes centrifuges, à écoulement radial ; utilisées le plus souvent pour des hauteurs d'élevation importantes ;
- ↪ Les pompes hélices, à écoulement axial ;
- ↪ Les pompes hélico centrifuges, à écoulement mixte, utilisées le plus souvent pour des grands débits.



- Pompe centrifuge

-Pompe hélico centrifuge

-Pompe hélice

**Figure N° V.1** Type de pompes dynamiques.

**Tableau N° V.1** Hauteurs admissibles selon le type de roue des pompes dynamiques

Type de la roué	Hauteur par roué
Centrifuge	25 à 120 m
Helicocentrifuge	8 à 35 m
Hélice	2 à 10 m

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- ↪ Un bon rendement.
- ↪ La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- ↪ Un Coût réduit.
- ↪ Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- ↪ Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

#### V.4 Les pompes centrifuges [6]

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes. Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur. Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration.

Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

Le fluide arrivant par l'ouïe est dirigé vers la roue en rotation qui sous l'effet de la force centrifuge lui communique de l'énergie cinétique. Cette énergie cinétique est transformée en énergie de pression dans la volute.

Un diffuseur à la périphérie de la roue permet d'optimiser le flux sortant est ainsi de limiter les pertes d'énergie.

#### V.5 Disposition et installation d'une pompe centrifuge [6]

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des Caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

#### V.6 Pompe installée en charge [6]

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.

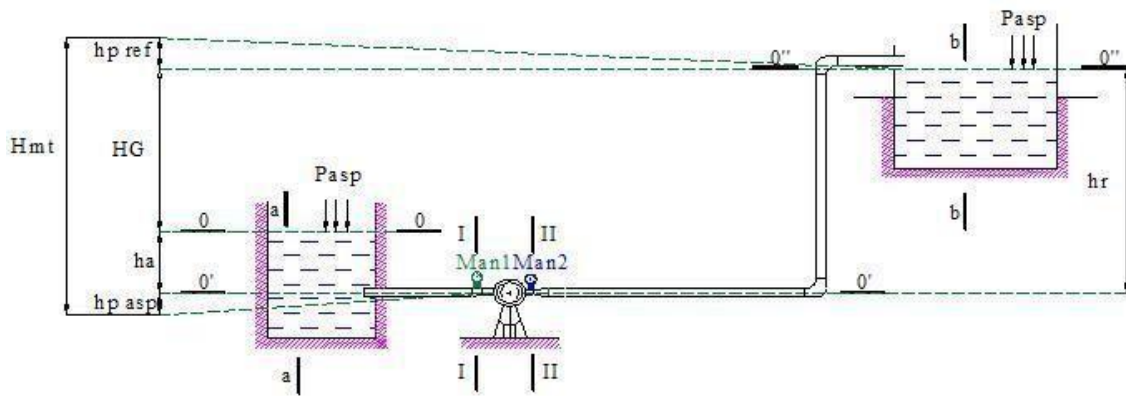


Figure N° V.2 Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge.

### V.7 Pompe installée en aspiration [6]

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr. Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.

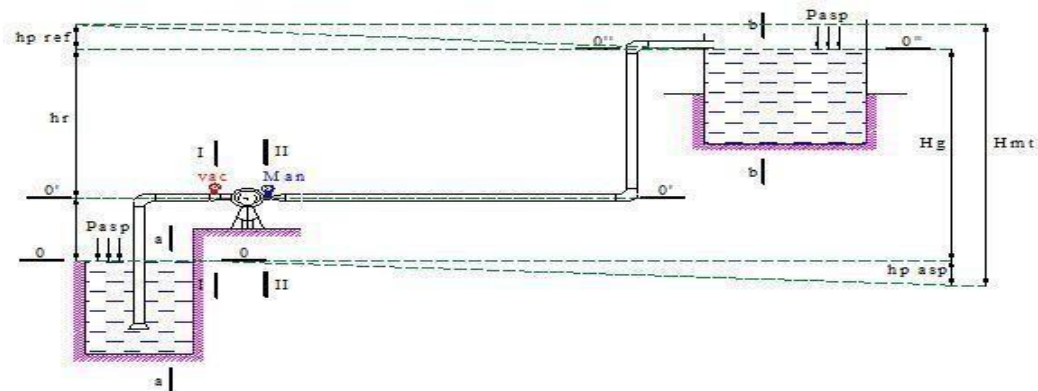


Figure N° V.3 Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration.

### V.8 Choix du type de pompe [6]

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ↳ Assurer le débit appelé ( $Q_{app}$ ) et la hauteur manométrique totale appelée ;
- ↳ Meilleur rendement ;
- ↳ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ↳ Anti cavitation elle ;
- ↳ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ↳ Puissance absorbée minimale ;
- ↳ Etre fabriquée en série ;
- ↳ Doit reprendre à la construction du bâtiment la plus économique.

### V.9 Choix du nombre de pompes [6]

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- ↳ Nombre de pompes  $n$  minimal ;
- ↳ Meilleur rendement ;
- ↳ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- ↳ Nombre d'étage minimal ;
- ↳ Puissance absorbée minimale.

✚ Pour le choix du type et nombre de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé CAPRARI, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

### V.10 Couplage des pompes [6]

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, nous ferons appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.

### V.11 Couplage en parallèle [6]

- ↳ Chaque conduite de refoulement abouti à un collecteur général commun.
- ↳ Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- ↳ Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

Lorsqu'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée.

Dans la pratique, il est déconseillé de coupler des pompes différentes.

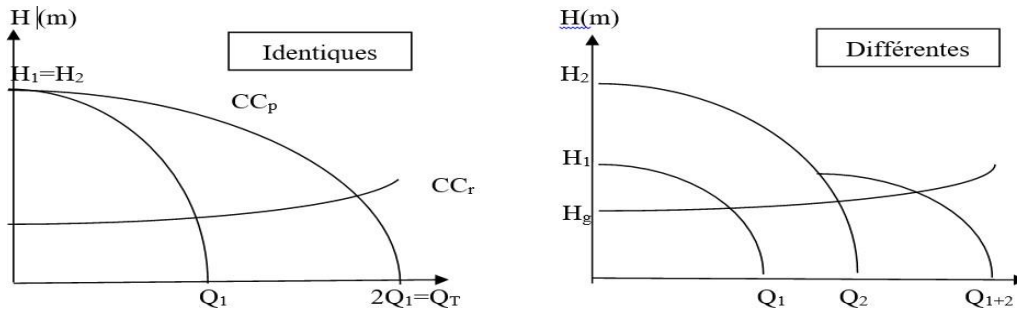


Figure N° V.4 Association de deux pompes en parallèle.

### V.11.1 Couplage en série

- ↳ Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- ↳ Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- ↳ Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

Les pompes sont couplées hydrauliquement en série, les débits qui les traversent sont les mêmes. La caractéristique résultante s'obtient en ajoutant la hauteur de refoulement pour chaque valeur du débit. Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

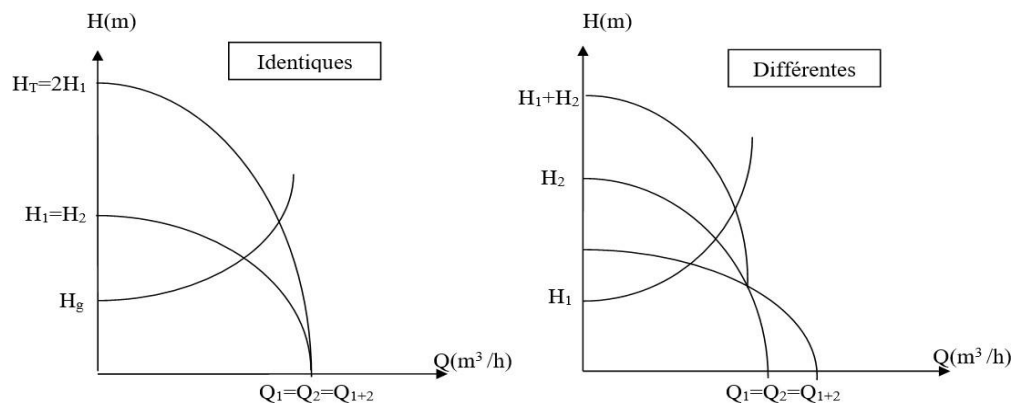


Figure N° V.5 Association de deux pompes en série.

### V.12 Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes :

#### ➤ La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »

Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

➤ **La courbe rendement-débit «  $\eta=f(Q)$  »**

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

➤ **La courbe de la puissance absorbée «  $P=f(Q)$  »**

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe.

Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure (V.6) ci-dessous :

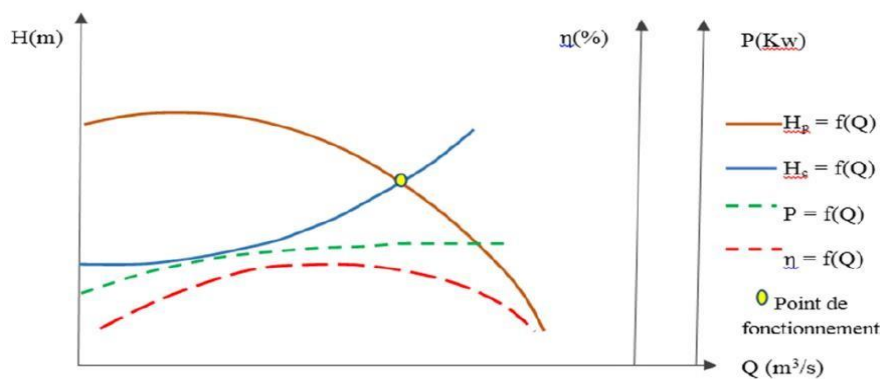


Figure N° V.6. Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.

### V.13 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement [6]

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre  $D$  et de longueur  $L$ , les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + R \times Q^2 \quad (\text{V.1})$$

Avec :

$H_g$  : La hauteur géométrique (m) ;

$R$  : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad (\text{V.2})$$

Avec

$D$  : Le diamètre de la conduite (m) ;

$L$  : La longueur de la conduite (m) ;

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

$\lambda$  : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

### V.14 Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

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

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitation-elle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

### V.15 Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement

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

#### ❖ Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé

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

↳ **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entrainera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe. On cherche alors la vitesse N', donc on trace une parabole d'équation  $H=a \times Q^2$  passant par l'origine et par le point P1 (Q1, H1) et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q3, H3).

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{V.3})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H_1 \cdot Q_1}{\eta} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;

N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;

$\eta$  : Le rendement (%) ;

Pa : La puissance absorbée par la pompe ;

Q1 : Le débit au point de fonctionnement désiré ;

Q3 : Le débit au point homologue de P1.

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

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

$$\eta_{inst}[ap, van] = \eta_{inst}[Av, van] * \frac{H_{app}}{H_{app}+h_v} \quad (V.5)$$

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

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

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

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

$$h_v = H' - HMT \quad (V.6)$$

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

↳ Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes) ;

↳ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$T' = \frac{Q_{app} \cdot T}{Q_{pf}} \quad (V.7)$$

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

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

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

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

↳ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V.8)$$

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

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé (l/s).

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



$$d = \phi \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V.9)$$

$Q_{M1}$  : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite derognage ;

$\phi$  : Diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm);

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

\*Rendement de rognage :  $R = (1-m) \cdot 100$

$R$  : rendement de rognage (%) ;

$m$  : coefficient de rognage ;

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (V.10)$$

#### ✚ Remarque :

Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace pour l'adaptation de la pompe.

#### ✚ Inconvénient :

Il est très difficile de réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

#### ❖ Débit disponible < Débit appelée

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- ↳ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- ↳ **Couplage des pompes** : En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissanceabsorbée la plus faible.
- ↳ Changement de type de pompe.

### V.16 Dimensionnement des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous avons utilisé le logiciel PUMP TUTOR « CAPRARI » (d'une entreprise italienne spécialisée dans le domaine des pompes) au lieu des catalogues car il est plus pratique et plus précis. Il suffit d'introduire les caractéristiques requise de la pompe pour obtenir tous ce qu'est disponible : les caractéristiques de la pompe, les caractéristiques du moteur et le point de fonctionnement.

#### V.16.1 Adduction : champ de captage-station de pompage

Nous avons conservé les mêmes forages avec leurs débits et nous avons dimensionné de nouvelle pompe avec leur débit. Les caractéristiques des forages existant sont présentées dans le Tableau N°V.2

**Tableau N° V.2** Caractéristique des forages existant.

Forage	F1	F2	F3	F4
Q (l/s)	12	18	13	06
HMT (m)	64,8	73.2	67,7	57,9
Cote (m)	72	67	63	67
Hg (m)	59,65	61,65	61,65	56.65
Type de pompe	Pompe Centrifuge à axe vertical immergée			
Fréquence de pompage (h)	20			
Q <sub>refoulé</sub> (m <sup>3</sup> /h)	51,84	77,76	56,16	25,92
Q <sub>refoulé</sub> (l/s)	14,4	21,6	15,6	7,2
Niveau dynamique (m)	22	20	20	25
Niveau statique (m)	16	16	16	20

Étant donnée que nous avons projeté un autre forage F5 qui va combler le déficit d'eau potable de 38 l/s soit 3283,2 m<sup>3</sup>/j pour l'horizon futur (2050), ce qui nécessite de faire l'étude et le choix des pompe de ce dernier.

Pompe	Nombre de pompe	Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
Forage F5	1	E12S50	50.2	78	78.8	2 900	48.7	5.67
Station de reprise	4	MEC-A3/80E	34.6	58.7	77.6	2920	26.6	4.05

### V.16.2 Choix des pompes pour le forage F5 projeté

Le forage F5 projeté se situe prêt du forage F1 sur une longueur de 8 900m de la station de pompage avec un diamètre économique calculé dans le chapitre (04) de  $D_{ec} = 315\text{mm}$ . Ce forage est caractérisé par un débit de  $Q(F5) = 38 \text{ l/s}$  soit  $3283,2 \text{ m}^3/\text{j}$ , supposons que le nombre d'heures de pompage est de 20 heures ce qui donne un débit refoulé de :

$$Qh = \frac{Q(F5)}{20} \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{soit : } Qh = \frac{3283,2}{20} = 164,16 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{ou bien } 0,046 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Pour une vitesse de  $V_0 = 0.59 \text{ m/s}$  à travers un diamètre de 315 mm. La HMT engendrée sous ces paramètres est de :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H = 59,65 + \frac{KLQ^{\uparrow\beta'}}{D_m} = 59,65 + \frac{0,00179 \times 8\,900 \times 0,046^2}{0,315^{5,3}} = 59,65 + 15,1$$

$$H_{mt} = 74,8 \text{ m}$$

**Tableau N° V.3** Caractéristiques des pompes pour le forage F5 donné par CAPRARI

Type de Pompe	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Q (l/s)	HMT (m)	$\eta$ (%)	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) r (m)
E12S50	45,6	74,8	50,2	78	78,8	2 900	48,7	5,67
E10S55			47,4	76	78,4	2 900	45	6,68
P12C			45,8	75	78,1	1 450	43,8	3,84
P9C			44,7	74,1	77,7	2 900	45,2	5,8
E10S50			46	75	77,6	2 900	43,5	6,25
P10C			44,8	74,3	75,5	2 900	45	5,68
E12S55			45,4	74,7	72,6	2 900	45,9	6,01
P14C			52,1	79,4	72,1	1 450	60,2	2,13
P8C			46,2	75,1	65,6	2 900	51,9	9,88
P16C			47,6	76,1	59,6	1 450	59,1	7,4

Pour ce forage F5 nous allons prendre la pompe de type E12S50 parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le rendement, le NPSHr ainsi que la puissance. Les caractéristiques techniques de cette pompe sont montrées dans l'Annexe 2.

### V.16.2.1 Description de la pompe

#### Pompe E12S50/3C + MC870

- ⊗ Pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal Pompe submersible du type à flux mixte.
- ⊗ -Boîtiers d'aspiration, de refoulement et intermédiaires : en fonte.
- ⊗ -Roues : en fonte, bloquées sur l'arbre par des pinces en acier inoxydable
- ⊗ - Arbre : en acier inoxydable, soutenu aux extrémités et relié à chaque diffuseur par des roulements protégés contre les infiltrations de sable.
- ⊗ - Accouplement, visserie, crépine et protège-câble : en acier inoxydable.
- ⊗ - Clapet anti-retour : intégré, avec orifice à bride, complet avec contre-bride.
- ⊗ -Peinture : approuvée pour une utilisation avec de l'eau potable.

#### Moteur électrique

- ⊗ -Asynchrone, triphasé, lubrifié par l'eau de remplissage.
- ⊗ -Construction de rotor de court-circuit.
- ⊗ -Stator : du type rebobinable, en fil de cuivre revêtu d'une gaine étanche à haut degré d'isolation et apte à fonctionner dans des conditions humides.
- ⊗ -Coque de stator : en acier inoxydable.
- ⊗ -Équerres supérieures et inférieures : en fonte.
- ⊗ -Arbre : en acier inoxydable, soutenu par des paliers en bronze.
- ⊗ - Butées : type Michell avec patins basculants.
- ⊗ -Membrane d'expansion pour équilibrer la pression interne et externe.
- ⊗ -Écrous et boulons : en acier inoxydable.
- ⊗ -Peinture : approuvée pour une utilisation avec de l'eau potable.

#### Données techniques / Caractéristiques

- ⊗ **Q** : 50,23 l/s
- ⊗ **H** : 78 m
- ⊗ **pôles** : 2
- ⊗ **Fréquence** : 50 Hz
- ⊗ **Monophasé / Triphasé** : 3~
- ⊗ **Puissance nominale P2**: 51 kW
- ⊗ **Tension nominale** : 400 V
- ⊗ **Diamètre refoulement** : DN150
- ⊗ **Max. diamètre**: 264

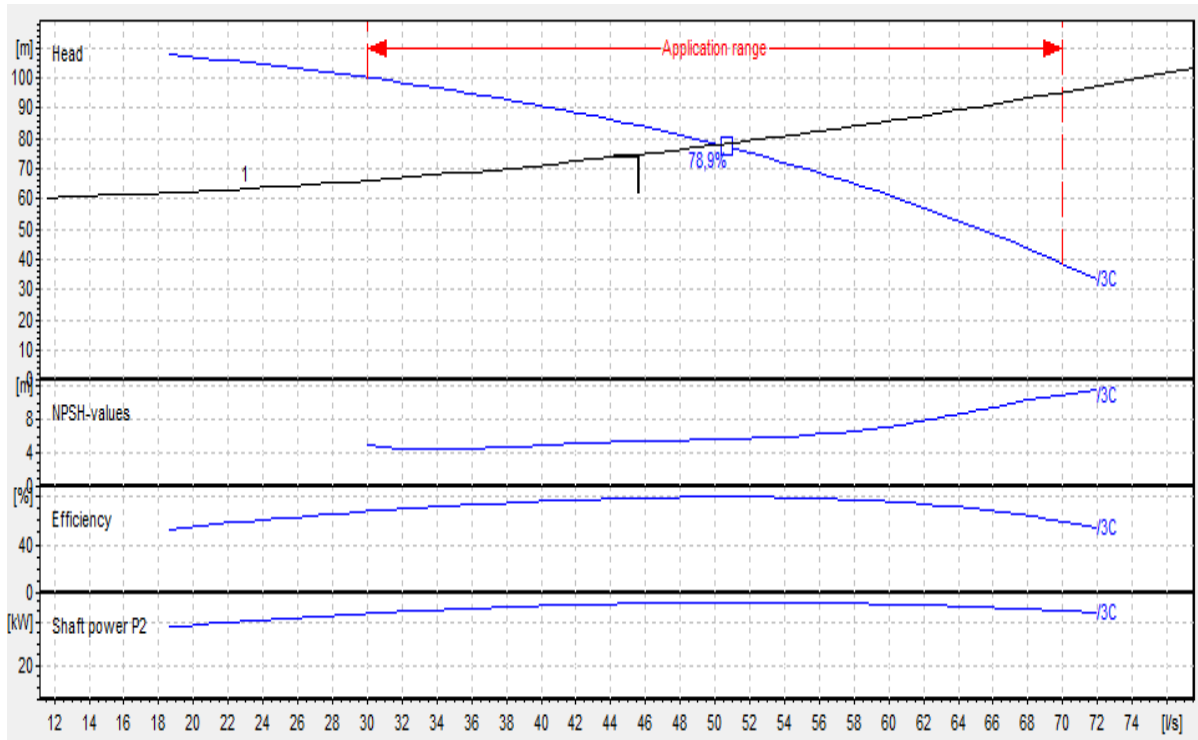


Figure N° V.7 Les courbes caractéristiques de la pompe (F5) de type E12S50 donné par le logiciel CAPRARI

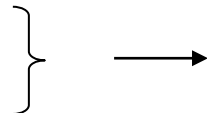
**V.16.2.2 Point de fonctionnement pour le F5**

⊗ **La courbe caractéristique de la pompe F5 (Hp)**

Spécification des deux points de la courbe **Hp= aQ<sup>2</sup>+b**

H= 100 m; Q=31 l/s

H= 74, 8 m; Q= 45, 6 l/s



Donc Les paramètres de la courbe :

a= -22532,9947

b=121,65

**Tableau N° V.4** Courbe caractéristique de la pompe (F5)

Q (l/s)	30,6	35,6	40,6	45,6	50,6	55,6	61	66
H (m)	100,0	92,5	83,8	74,8	63,0	51,0	37,8	23,5

⊗ **La courbe caractéristique de la conduite (Hc)**

Calcul de la résistance de la conduite R

On a ;

- ✓ D<sub>ec</sub>= 0,315 m; Q<sub>app</sub>= 0.0456 m<sup>3</sup>/s
- ✓ La longueur de l'adduction= 8 900 m
- ✓ La hauteur géométrique = 59,65 m.

**Tableau N° V.5** Calcul de la résistance de la conduite

D (m)	V (m/s)	Re*10 <sup>5</sup>	Λ	J (m/ml)	R
0,315	0.59	1,84	0,0355	0,00236	10 121

Tableau N° V.6 Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (l/s)	30,6	35,6	40,6	45,6	50,6	55,6	61	66
H <sub>c</sub> (m)	69,1	72,5	76,3	80,7	85,6	90,9	96,8	103,2

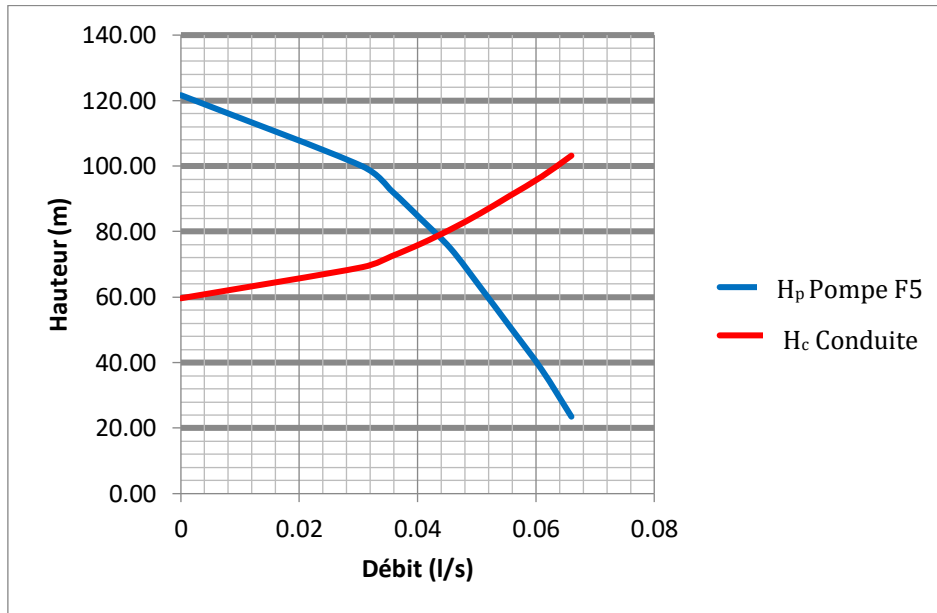


Figure N° V.8 Point de fonctionnement de la pompe pour (F5)

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant

au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 44L/s < Q_{app} = 45.6L/s \\ H_{Pf} = 78.9m > H_{app} = 74.8m \end{cases}$$

Donc on propose un **réglage qualitatif** : modification de la vitesse de rotation

⊗ **Réglage qualitatif**

Donc dans ce mode on propose une augmentation de nombre de tour

$$\frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 k^2 = k^2 \quad \text{ET} \quad \frac{Q}{Q_{app}} = \lambda^3 k = k$$

Donc :  $\frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{Q}{Q_{app}}\right)^2$  d'où  $H = \left(\frac{H_{app}}{Q^2_{app}}\right)Q^2$

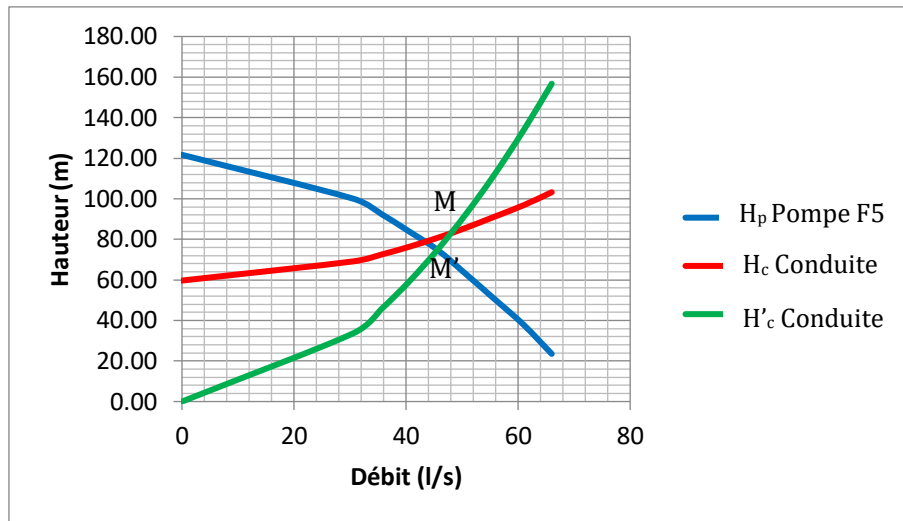
**H=αQ<sup>2</sup> équation de la courbe de proportionnalité**

⊗ **Calcul de la droite de proportionnalité**

**Tableau N° V.7 :** calcul de la courbe de proportionnalité  $H=\alpha Q^2$

Q (l/s)	30,6	35,6	40,6	45,6	50,6	55,6	61	66
H <sub>c</sub> (m)	33,7	45,6	59,3	74,8	92,1	111,2	133,9	33,7

La courbe de proportionnalité est représentée dans la figure



**Figure N° V.9** Courbe proportionnel (F5)

M' (Q, H) homologue au point M (Q<sub>app</sub>, H<sub>app</sub>)

D'après la figure IV-8 en tire :

M' (43 L/S, 78 m) ET M (45, 6 l/s, 74, 8 m)

Avec : N=2900tr/min

$$N' = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} * N$$

$$N' = \sqrt{\frac{45.6}{43}} * 2900 = 2986,39tr / min \quad ; N'=2942 tr/min$$

### V.16.3 Adduction : station de pompage-réservoir d'alimentation en eau potable

#### V.16.3.1 Choix des pompes pour la station de pompage

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau N°5.4.

**Tableau N° V.8** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Q appelé (m³/h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	Q (l/s)	HMT (m)	η (%)		P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	104	60.1	-	-	-	-	-	-	-
2	52	60.1	MEC-A3/100	51.9	58.7	72.9	1460	40.6	1.78
3	35	60.1	MEC-A3/80E	34.6	58.7	77.6	2920	26.6	4.05

Pour cette station de pompage nous allons prendre la variante de trois (03) pompes parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le rendement le NPSHr

ainsi que la puissance.

Donc on opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **MEC-A 3/80E**. Les caractéristiques techniques de cette pompe sont montrées dans l'Annexe 3.

#### **Description de la pompe pour la SP**

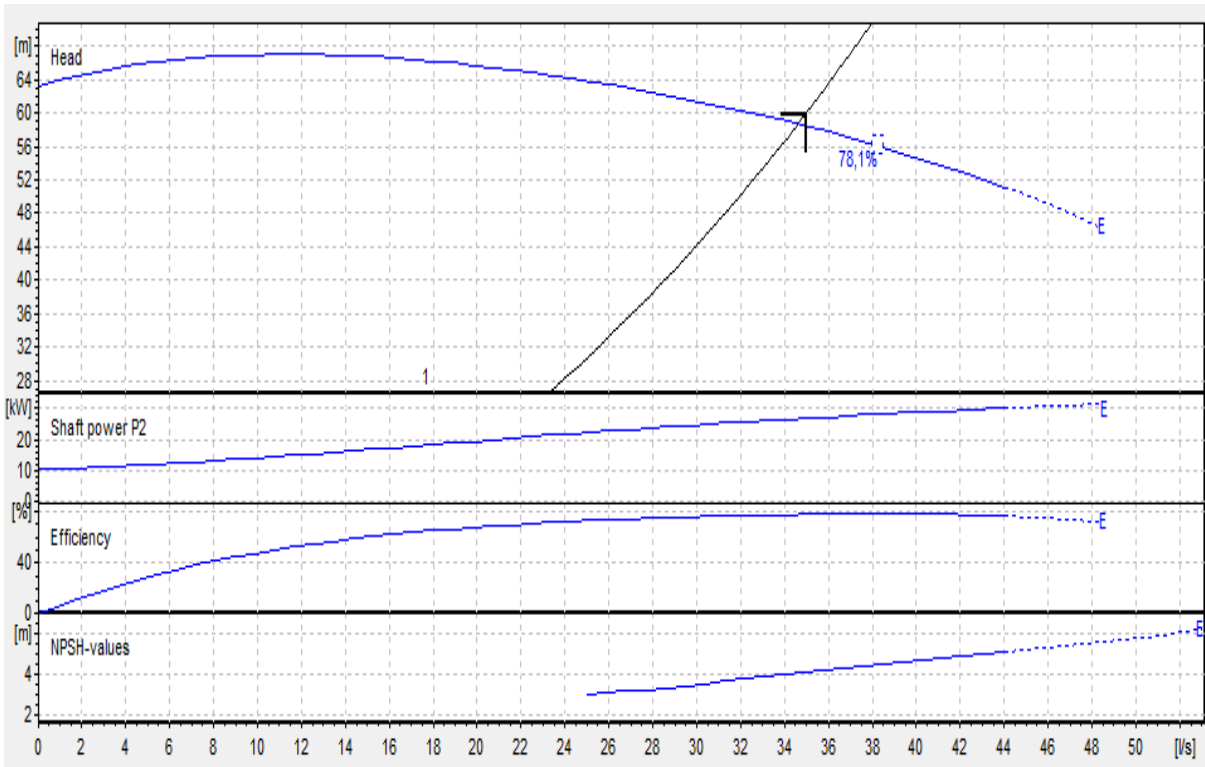
##### **Type MEC-A 3/80E**

- ⊗ Pompe Centrifuge multicellulaire à axe horizontal
- ⊗ Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- ⊗ Roues : en fonte
- ⊗ Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau du joint, par une douille chromée interchangeable
- ⊗ Joint : avec presse-étoupe, réglable, à faible coefficient de frottement
- ⊗ Palier de base avec roulements à bain d'huile

##### **Données techniques / Caractéristiques**

- ⊗ **Q** : 35 l/s
- ⊗ **H** : 60.1 m
- ⊗ **pôles** : 2
- ⊗ **Fréquence** : 50 Hz
- ⊗ **Monophasé / Triphasé** : 3~
- ⊗ **Puissance moteurP2** : 30 kW
- ⊗ **Tension** : 400 V
- ⊗ **Diamètre refoulement** : DN80 16
- ⊗ **Raccord d'aspiration** : DN100 16





**Figure N° V.10** Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type MEC-A2/80 donné par le logiciel CAPRARI

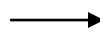
**V.16.3.2 Point de fonctionnement**

⊗ **La courbe caractéristique de la pompe (Hp)**

Spécification des deux points de la courbe  $H_p = aQ^2 + b$

$H = 80 \text{ m}; Q = 25 \text{ l/s}$

$H = 60.1 \text{ m}; Q = 35 \text{ l/s}$



Donc Les paramètres de la courbe :

$a = -33166,6667$

$b = 100,73$

**Tableau N° V.9** Courbe caractéristique de la conduite.

Q (l/s)	20	25	30	35	40	45	50	55
H (m)	87,46	80	70,88	60,1	47,66	33,57	17,81	0,4

⊗ **La courbe caractéristique de la conduite (Hc)**

Calcul de la résistance de la conduite R

On a ;

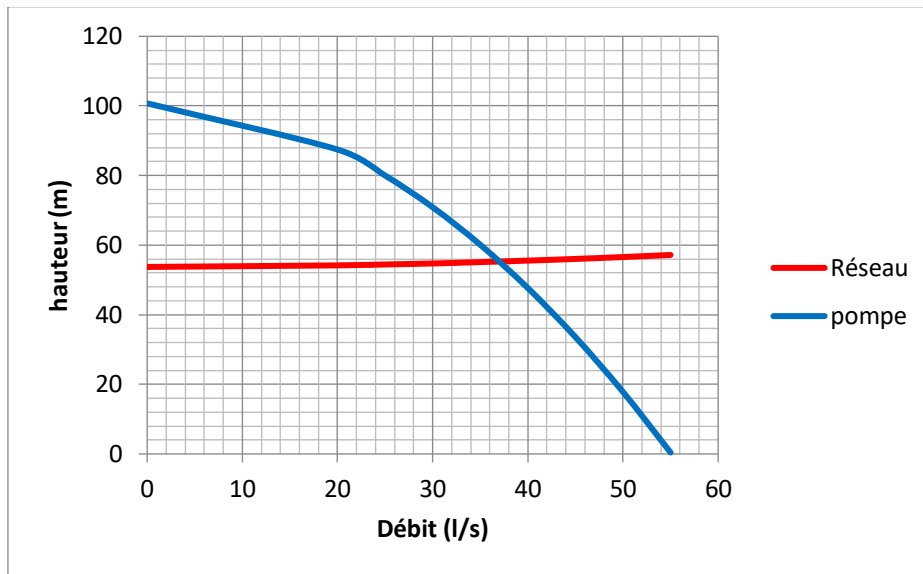
- ✓  $D_{ec} = 0,315 \text{ m}; Q_{app} = 0.035 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ La longueur de l'adduction = 1000 m
- ✓ La hauteur géométrique = 53,73 m.

**Tableau N° V.10** Calcul de la résistance de la conduite.

D (m)	V (m/s)	Re*10 <sup>5</sup>	Λ	J (m/ml)	R
0,315	0.45	1,41	0,0355	0,00139	1137,19

**Tableau N° V.11** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Q (l/s)	20	25	30	35	40	45	50	55
H <sub>c</sub> (m)	54,18	54,44	54,75	55,12	55,85	56,03	56,57	57,17



**Figure N° V.11** Point de fonctionnement des pompes pour (SP)

D'après la figure précédente : Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant

au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 34L/s \leq Q_{app} = 35L/s \\ H_{Pf} = 55m < H_{app} = 60.1m \end{cases}$$

Donc on propose un **réglage qualitatif** : modification de la vitesse de rotation

⊗ **Réglage qualitatif**

Dans ce mode on propose une augmentation de nombre de tour

$$\frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 k^2 = k^2 \quad \text{ET} \quad \frac{Q}{Q_{app}} = \lambda^3 k = k$$

Donc :  $\frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{Q}{Q_{app}}\right)^2$  d'où  $H = \left(\frac{H_{app}}{Q^2_{app}}\right)Q^2$

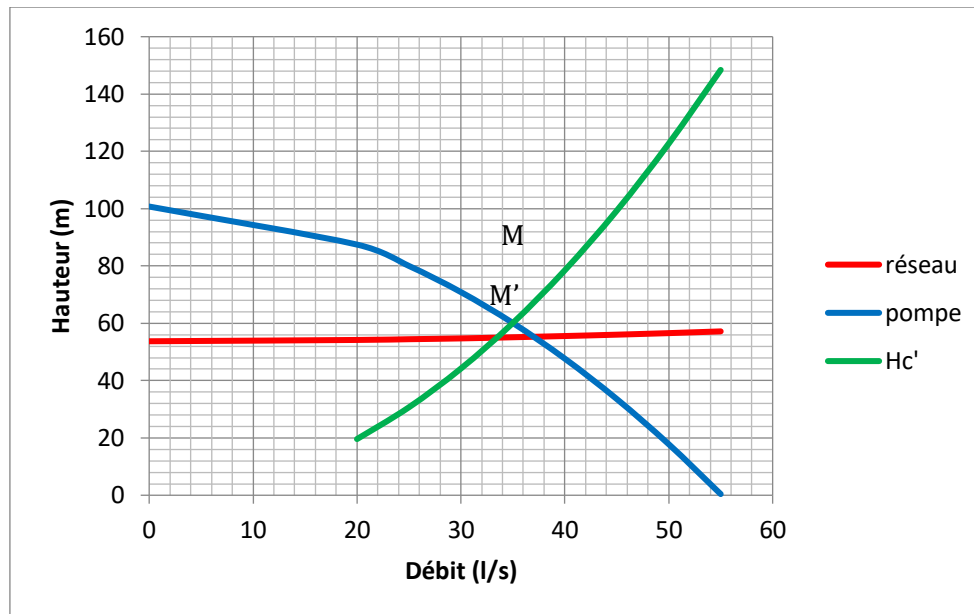
**H=αQ<sup>2</sup> équation de la courbe de proportionnalité**

### § Calcul de la droite de proportionnalité

**Tableau N°V.12** Calcul de la courbe de proportionnalité  $H=\alpha Q^2$

Q (l/s)	20	25	30	35	40	45	50	55
H <sub>c</sub> (m)	19,6	30,7	44,2	60,1	78,5	99,3	122,7	148,4

La courbe de proportionnalité est représentée dans la figure V.12 :



**Figure N° V.12** Courbe proportionnel pour (SP)

M (Q, H) homologue, le point M' (Q<sub>app</sub>, H)

D'après la figure IV-8 en tire :

M' (35 L/S, 60.1m) ET M (34 l/s, 55 m)

Avec : N=2900tr/min

$$N' = \sqrt{\frac{Qd}{Q}} * N$$

$$N' = \sqrt{\frac{35}{34}} * 2900 = 2942tr / \text{min}$$

$$N'=2942 \text{ tr/min}$$

### V.17 Équipements auxiliaire

- ↳ Un système de levage et de ventilation
- ↳ Un système de commande automatique et de contrôle.
- ↳ Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage
- ↳ Un système anti-incendie.

**a) Système de levage**

Le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 2805.6 kg

**b) Système de commande automatique et de contrôle**

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance.

Système de ventilation :

Son rôle est d'évacuer la chaleur due au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

**c) Système alimentation électrique**

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continu de la station en cas de coupure.

**d) Système de drainage**

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyages.

**V.18 Équipements d'aspiration****a) Crépine**

La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides dans les conduites d'aspiration, elle est placée sur le haut de cette dernière. Elle est constituée par un cylindre perforé qui élimine le passage des objets solides. La crépine doit être complètement immergée afin d'éviter l'entrée d'air, elle doit être encore éloignée de 0.15 à 0.20 m au minimum du fond du puisard d'aspiration.

**b) Clapet anti-retour**

Le clapet anti-retour est placé sur la canalisation d'aspiration. Son rôle est d'empêcher le retour de l'eau vers le puisard d'aspiration en cas d'arrêt de la pompe afin de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe, évitant ainsi l'amorçage de cette dernière. Le clapet anti-retour est ménagé dans les stations de pompage où les pompes travaillent en dépression.

**c) Vanne**

Une vanne est installée sur la conduite d'aspiration dont le rôle est d'isoler la pompe en cas de besoin, cette vanne doit être placée dans les stations de pompage où les pompes travaillent en charge.

### V.19 Équipements de refoulement

#### a) Joint de raccordement

La conduite de refoulement est raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

#### b) Clapet de refoulement

Son rôle est d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Les clapets les plus utilisés sont ceux à battant ; ils sont installés sur les conduites horizontales.

#### c) Vanne de refoulement

La vanne de refoulement placée après la pompe permet d'isoler celle-ci lors des entretiens et des démontages ; lors de la mise en charge et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges.

### V.20 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'étude des pompes installées au niveau des forages, fonctionnant en parallèle pendant 20 heures pour assurer le débit maximum journalier demandé par notre agglomération. Les pompes sont installées à environ 1m au dessous du niveau dynamique pour empêcher la pénétration de l'air entraînant la cavitation. Cette étude a été menée en se basant sur le logiciel CAPRARI.

## **CHAPITRE VI**

# **PROTECTION DES CONDUITES DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER**

## Chapitre VI

### PROTECTION DES CONDUITES DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

#### VI.1 Introduction

Le coup de bélier est une étape de régime transitoire à paramètres hydrauliques prépondérants (pression, vitesse) sont rapidement variables dans le temps et dans l'espace.

Il se produit un phénomène oscillatoire d'onde de pression qui se propage sur toute la longueur de la conduite en s'amortissant progressivement, il a pour conséquences un déboitement des conduites et détérioration de robinetterie ou appareils de comptage, il peut entraîner des dégâts considérables sur les appareils de pompes.

Donc elle est importante de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de ce phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression).

#### VI.2 Causes du coup de Bélier [6]

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

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

#### VI.3 Risques dus aux coups de Bélier [6]

- ⊗ **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.

- ⊗ **Pression négatives** : apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe. Quand la pression devient inférieure à 10m.c.e, cela peut entraîner une implosion de la conduite, une cavitation, une aspiration des joints et un décollement de l'enduit interne de protection.
- ⊗ **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

#### VI.4 Conséquences du coup de bélier [6]

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

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

##### a. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à -10mce, une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

##### b. Fatigue de la canalisation

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

#### VI.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier [6]

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur L, qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées :

**1<sup>re</sup> phase** : Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une **dépression** (l'eau se déprime). Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse c. Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à " $L/c$ " au



bout duquel **la conduite est en dépression** sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

**2<sup>e</sup> phase** : Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps  $L/c$  (soit  $2L/c$  à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

**3<sup>e</sup> phase** : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps  $L/c$  (soit  $3L/c$  à partir du début du phénomène) toute **la conduite sera dilatée** avec une eau **surprise** et immobile.

**4<sup>e</sup> phase** : Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps  $L/c$  (soit  $4L/c$  à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de " $T = 4L/c$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite. Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une **dépression**, puis par une **surpression**.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une **fermeture rapide** d'une vanne située l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une **surpression** puis une **dépression** (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e).

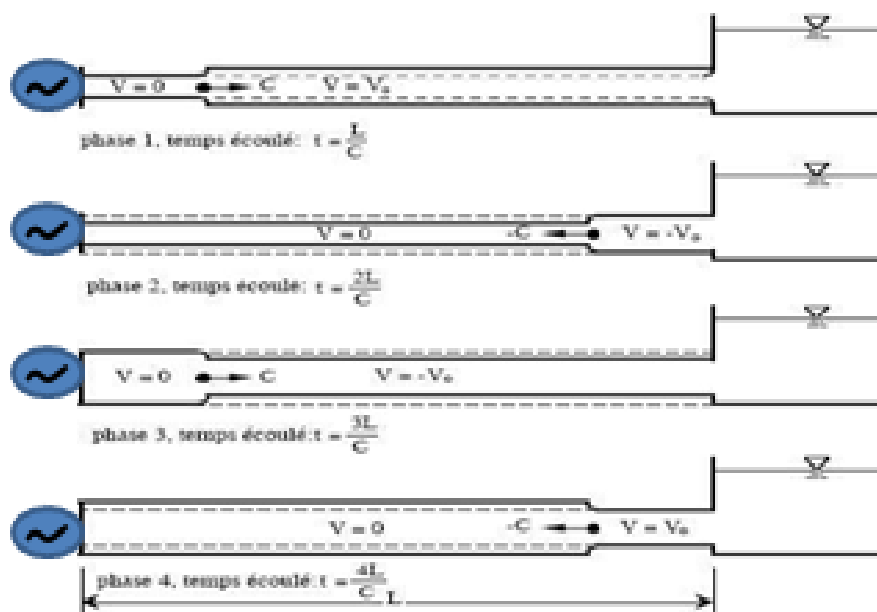


Figure N° VI.1 Schéma des quatre phases du coup de bélier

### VI.6 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [6]

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

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation habituelle donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre interne de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

K: module d'élasticité de l'eau (Pa)

E: Module de Young du matériau de la conduite (Pa)

### VI.7 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

#### a. volant d'inertie

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

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

Dans la pratique, les points suivants doivent être considérés:

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

#### b. Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que

ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes. En AEP, généralement cet ouvrage est à déconseiller.

### c. Soupape de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée. Cet accessoire est utilisé dans les réseaux d'irrigation.

### d. Réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions

- e. les ventouses : Une entrée d'air est possible dans les cas de dépression pour la minimiser à 1/10.
  - f. utilisation de robinet vanne à fermeture lente ( $t > 2l/a$ , le temps d'aller retour de l'onde, qui ne repart pas avec la même intensité).
  - g. pompe fonctionnant en turbine après l'arrêt.
- ✚ Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

## VI.7.1 Principe de fonctionnement du réservoir d'air [6]

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au

travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Étant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

**VI.7.2 Calcul des réservoirs d'air [6]**

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme.

Parmi Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air nous avons opté à la méthode de Vibert vu sa simplicité :

✓ **Méthode de Vibert**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations. Elle se base sur la méthode graphique.

**VI.7.2.1 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT [6]**

Quand la conduite de longueur L et de section constante S est à caractéristique unique (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air  $U_0$  nécessaire pour le fonctionnement normal est donné par la formule simple :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \tag{VI.2}$$

Avec :

LS : volume de la conduite à protéger, (L: longueur de la canalisation, S: section transversale de la conduite)

$Z_0 = Hg + 10$  pression absolue au refoulement, exprimée en mce,

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

$V_0$  : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

Et on pose :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \tag{VI.3}$$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \tag{VI.4}$$

Mais, dans le cas de coup de bélier :

$$Z = Z_{\max} = Hg + 10 + \frac{CV_0}{g} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule améliorée par **SALAH. B** pour les conduites enterrées (cas réel).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{m/s}) \quad (\text{VI.6})$$

**K** : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  (Pa).

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

**E<sub>m</sub>** : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 3 * 10^9$  (Pa) pour le PEHD.

**E<sub>s</sub>** : module de Young du sol ;  $E_s = 2 * 10^8$  (Pa) pour le PEHD.

**ν<sub>m</sub>** : coefficient de poisson du matériau ;  $\nu_m = 0,46$  (PEHD).

**ν<sub>s</sub>** : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$  (PEHD).

**e<sub>m</sub>** : Épaisseur de la conduite (m).

**a** : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe})$$

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.7})$$

$U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

### ❖ Application

#### ✓ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau N° VI.1** Les caractéristiques de la conduite d'adduction de refoulement:

Tronçons	Type de matériau	D (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
F1-SP	PEHD	315	257,8	0.052	1.34	9200	59.65
SP-Rés	PEHD	315	257,8	0.052	1.34	1000	53.73

✓ **Calcul de la célérité d'onde C**

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

**Tableau N° VI.2** Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement:

Tronçons	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	P (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	v <sub>m</sub>	v <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
F1-SP	2.07	1000	0.1289	0.46	0.33	2	3	0.009	498.26
SP-Rés									

✓ **Calcul du volume du réservoir d'air anti bélier :**

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

**Tableau N° VI.3** Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction de refoulement:

Tronçons	$\frac{Z_{man}}{Z_0}$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$*10^{-3} \frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Volume normalisé (Litre)
F1-SP	1,98	0,0013	8.5	0.55	4.07	7,39	8 000
SP-Rés	1,91	0,0014	9.5	0.59	0.49	0,84	900

✓ **Caractéristiques finales du réservoir d'air**

D'après la figure N°VI.3 les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau N° VI.4** Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement

Volume normalisé (Litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
8 000	1 500	4 970	2 070	3 200	150	1 200	158	400

**VI.7.3 Encombrement du réservoir d'air [6]**

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure N°VI.2

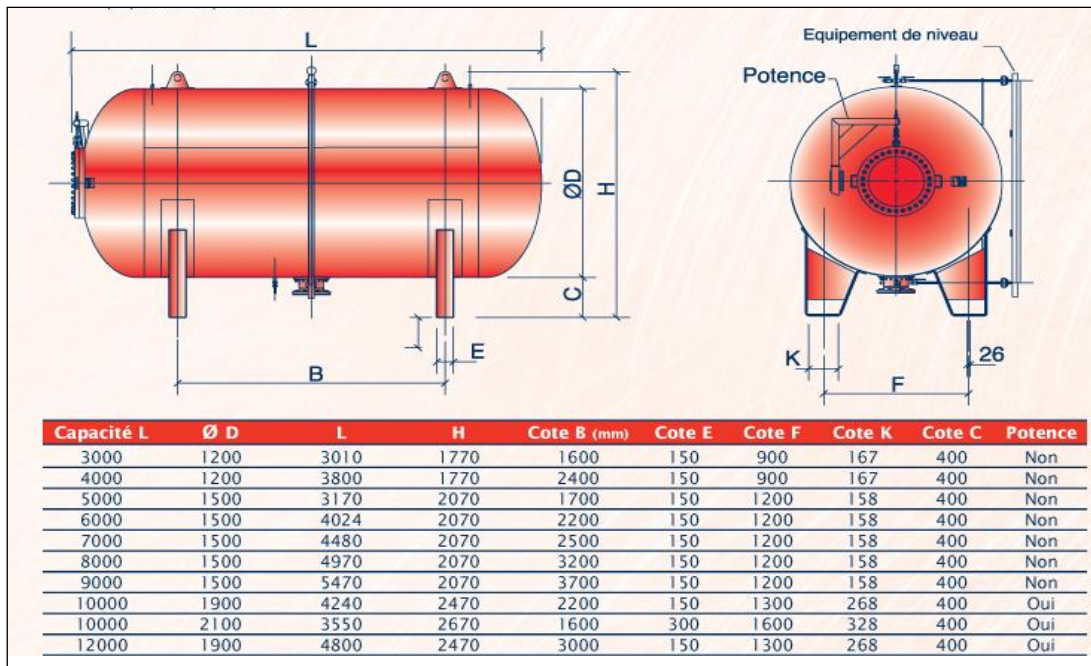


Figure N° VI.2 Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

VI.7.4 Installation du réservoir d'air [6]

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

Le schéma d'installation est représenté par la figure N°VI.3

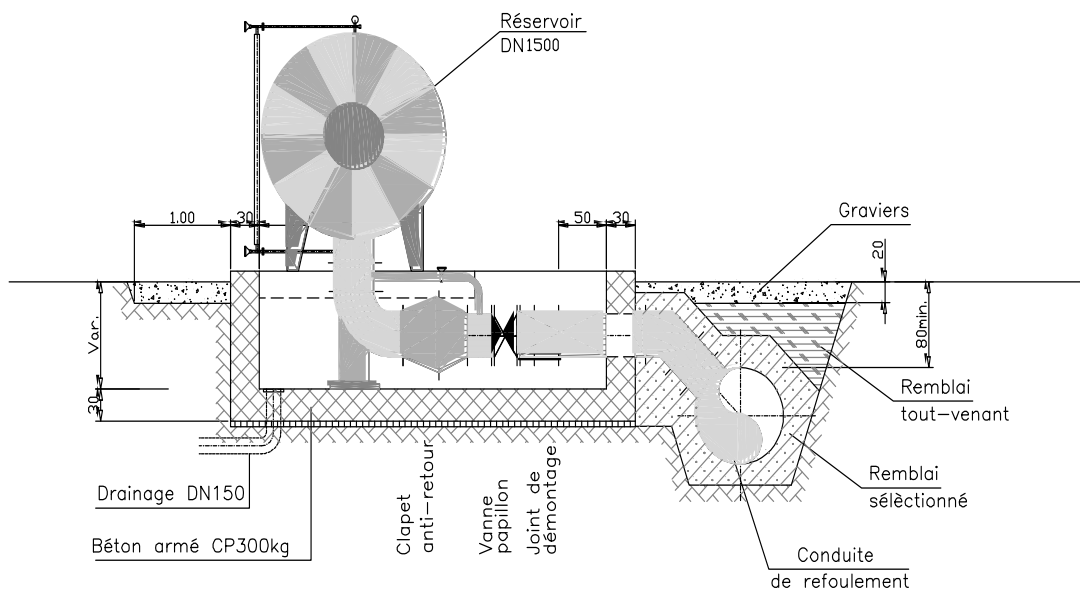


Figure N° VI.3 Schéma d'installation du réservoir d'air

**VI.8 Conclusion**

A travers ce chapitre, nous nous sommes étendue sur le mode de calcul du réservoir d'air, où notre choix de protection s'est porté sur ce dernier vu sa large utilisation, peu encombrant, il trouve facilement sa place à l'usine d'élévation où il est surveillé régulièrement.



# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE DE STOCKAGE**

## Chapitre VII

### ETUDE DE STOCKAGE

#### VII.14 Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

La présente note de calcul concerne l'étude des réservoirs d'eau (1 000+400) m<sup>3</sup> qui donne un volume de 1 400 de type semi enterré de l'agglomération d'El H'madna dans la wilaya de Relizane.

#### VII.15 Rôle des réservoirs [7]

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique :

##### VII.15.1 Fonction technique [7]

- ↪ Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation ;
- ↪ Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie) ;
- ↪ Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau ;
- ↪ Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou la réparation de certaines installations ;
- ↪ Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

##### VII.15.2 Fonction économique [7]

- ↪ Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de

distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre) ;

- ↳ Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût d'énergie ;

### VII.16 Emplacement du réservoir [7]

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe. En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ↳ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon ;
- ↳ L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité ;
- ↳ Le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- ↳ Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation ;
- ↳ L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante ;
- ↳ La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau.

### VII.17 Principe de fonctionnement [7]

La régularisation des débits (demande et apport) est posée sur les points suivants :

- ↳ Les installations et accessoires d'adduction permettent d'amener l'eau avec une régularisation importante ;
- ↳ Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution). Cependant, lors des heures de consommation maximum (heure de pointe), le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution

### VII.18 Prescriptions sanitaires [7]

Hormis leurs rôles précédemment cités, 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'امتet 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 ;
- ↪ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches ;
- ↪ 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).

### VII.19 Classification des réservoirs [7]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

#### **D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :**

- ↪ Les réservoirs en maçonnerie ;
- ↪ Les réservoirs en béton armé ou ordinaire ;
- ↪ Les réservoirs en acier pour de petites capacités.

#### **D'après la situation des lieux, ils peuvent être :**

- ↪ Enterrées ;
- ↪ Semi-enterrés ;
- ↪ Surélève.

**D'après leurs formes :**

- ↪ Circulaires ;
- ↪ Rectangulaires ;
- ↪ Carrés.

**Selon l'usage :**

- ↪ Réservoir principal d'accumulation et de stockage (Réservoir d'eau traité) ;
- ↪ Réservoir terminal ;
- ↪ Réservoir d'équilibre ;
- ↪ Réservoir tampon ;
- ↪ Bâche de reprise ;
- ↪ Brise charge.

Dans notre étude on a deux réservoirs de stockage de capacité (1000+400m<sup>3</sup>) de type circulaire semi enterré en béton armé, destiné a l'alimentation en eau potable de l'agglomération d'El H'madna.



**Figure N° VII.1.** Réservoir 1000m<sup>3</sup>



**Figure N° VII.2.** Réservoir 400m<sup>3</sup>

**VII.20 Choix du réservoir [7]**

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant, à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré. Le choix du réservoir dépend des :

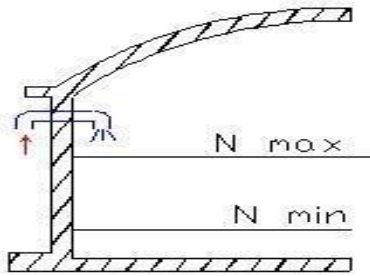
- ↪ Conditions topographiques ;
- ↪ Conditions géotechniques ;
- ↪ Conditions hydrauliques ;
- ↪ Conditions économiques ;

### VII.21 Équipements du réservoir [7]

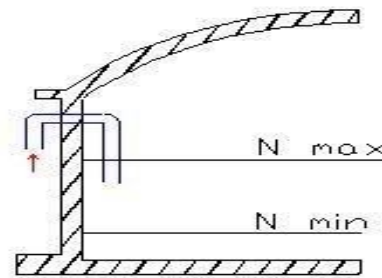
#### Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

- 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 suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

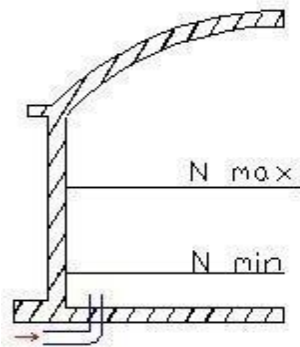


**Figure N° VII.3** Arrivée par surverse  
(Chute libre)

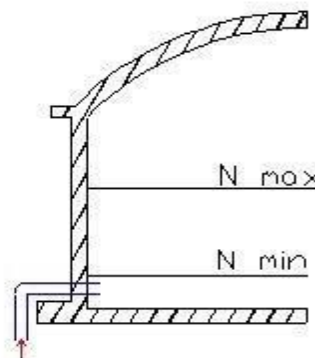


**Figure N° VII.4** Arrivée par surverse  
(Noyée)

- a- Par dessous :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.



**Figure N° VII.5** Arrivée par-dessous  
(Par le fond)



**Figure N° VII.6** Arrivée par dessous  
(Par le bas)

\*Pour notre réservoir le choix est l'arrivée par-dessous par le bas.

### ❖ Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter. 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.

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

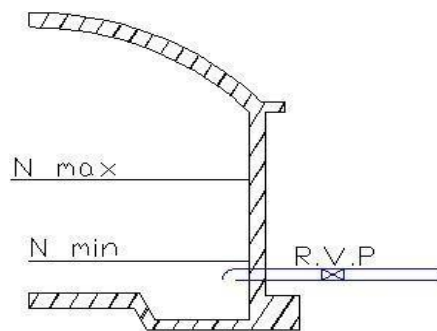


Figure N° VII.7 Conduite de départ

### ❖ Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit  $Q$  arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance  $h$  au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve. La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir. De ce fait, un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintienne de l'eau doit être installé à cet exutoire.

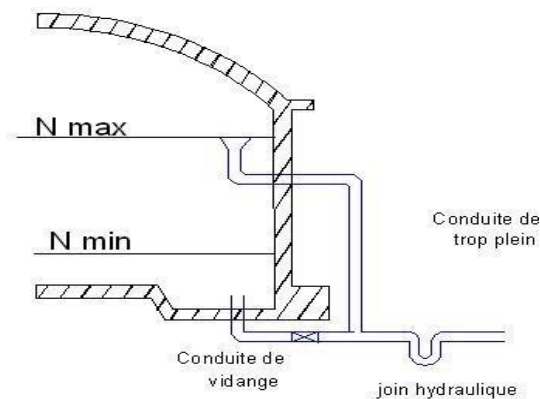
Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

### ❖ Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un

robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

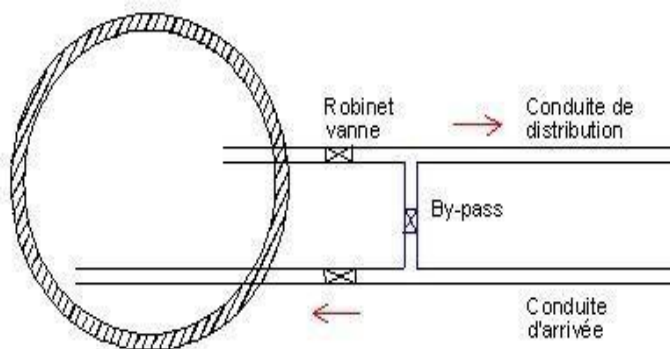
Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination. Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.



**Figure N° VII.8** Conduite de vidange et de trop plein

#### ❖ Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.



**Figure N° VII.9** Conduite by-pass



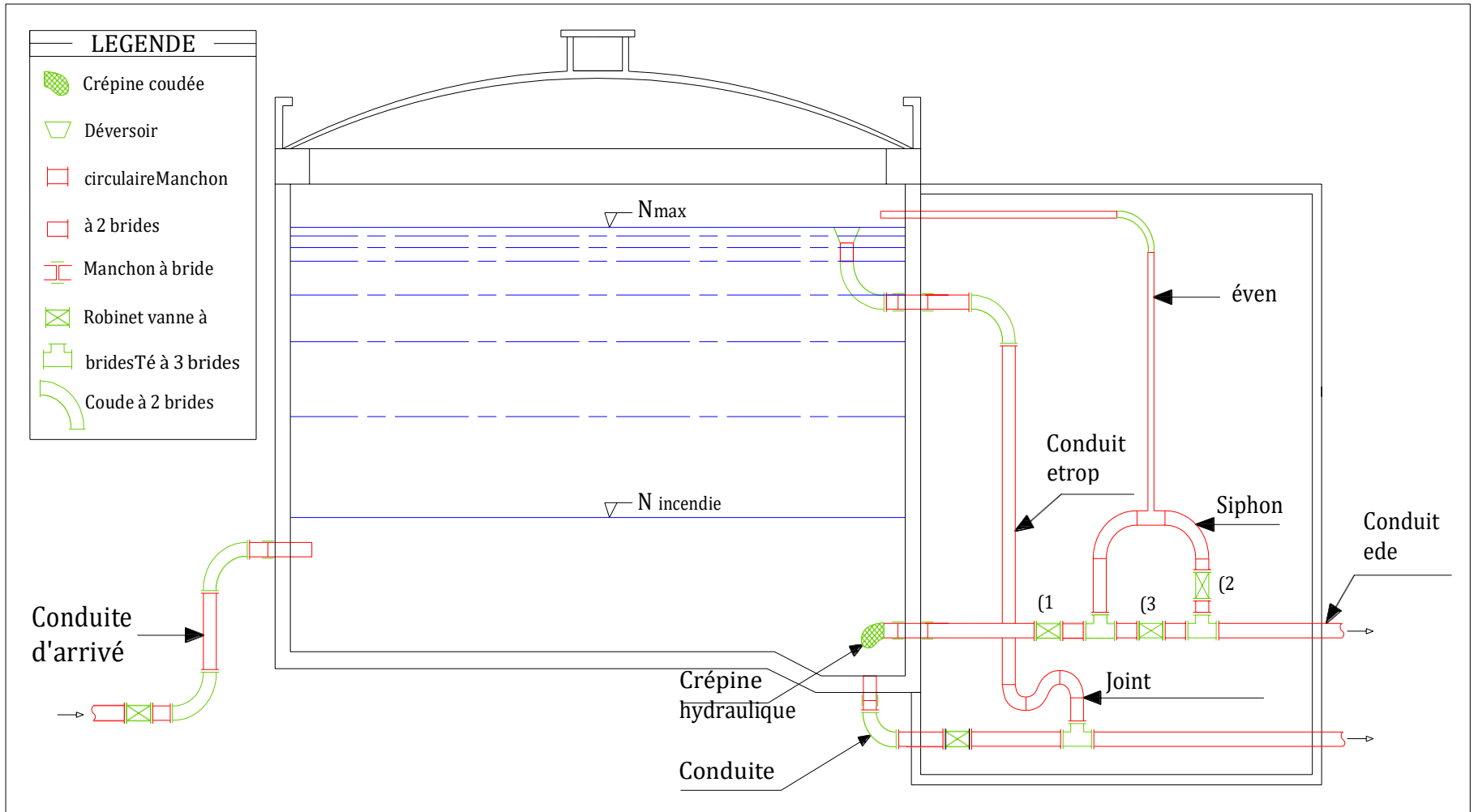


Figure N° VII.10 Équipements des réservoirs

### VII.22 Traversée des conduites dans les parois du réservoir [7]

La traversée des conduites dans les parois des 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.

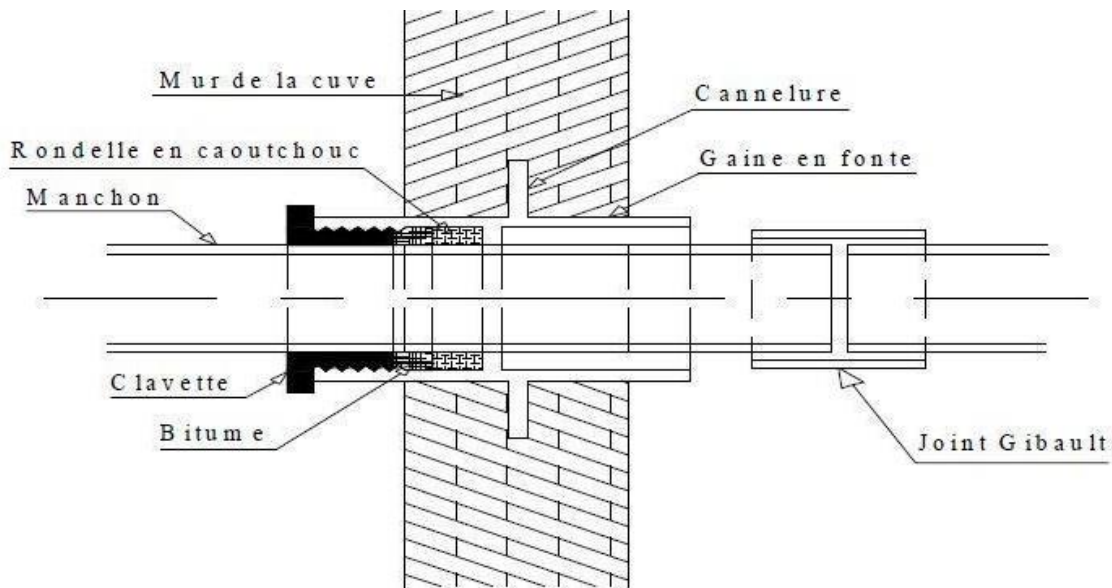


Figure N° VII.11. Traversée des conduites (Gaine en fonte)

### VII.23 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation [7]

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique ;
- La méthode graphique.

Cette méthode consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir, ce qui nous permettra ensuite de calculer le volume de régulation et le volume total.

Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{p\% \times Q_{\max j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

$V_{\max}$  : volume maximal que peut contenir le réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$Q_{\max j}$  : débit maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).  $Q_{\max j}$

$P(\%)$  : résidu maximal dans le réservoir.

Avec :

$$P(\%) = |R^+| + |R^-| \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

$R^+$  : valeur maximale dans le réservoir (%).

$R^-$  : valeur minimale dans le réservoir (%).

- **Méthode graphique**

Cette méthode est basée sur la représentation graphique des courbes d'apport et de consommation.

Dans cette méthode, on portera sur une courbe de régime de fonctionnement d'un réservoir est on note :

- ∅ Le zéro indique le niveau initial du réservoir.
- ∅ Le volume max positif indique le niveau maximal du réservoir.
- ∅ Le volume max négatif indique le niveau minimal du réservoir.

$$R_{\max} = V^+ + V^- (\%) \quad (\text{VII.3})$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante:

$$V_r = \frac{R_{\max} Q_{\max}}{100} \quad (\text{VII.4})$$

Dont le volume total sera:  $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$  (VII.5)

Pour notre projet et nous avons utilisé la méthode analytique pour déterminer la capacité du réservoir.

**VII.24 Détermination du volume total d'un réservoir**

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du coefficient de variation horaire ( $K_{\max,h}$ ). Le débit de pompage est réparti sur 20 heures le long de la journée. On détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, par suite on aura un déficit ou bien un surplus, ainsi la somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvée sera le volume maximal de stockage. Le volume total de réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_{inc} + V_{max}$$

Avec :

$V_t$  : volume totale du réservoir.

$V_{inc}$  : volume d'incendie.

$V_{max}$  : volume maximal de stockage.

Ou :  $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

Il représente le volume nécessaire pour l'extinction d'incendie en un temps de deux heures ( $60 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

**VII.24.1 Réservoir de stockage de l'agglomération d'El H'madna**

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir. L'estimation de la capacité totale du réservoir se fait par la méthode analytique présentée dans le Tableau N° VII.1 ci-dessus :

**Tableau N° VII.1:** Détermination de la capacité du stockage à l'horizon futur (2050).

Heures	Consommation de l'eau en %	Refolement de l'eau en %	Surplus %	Déficit %	Reste d'eau dans le réservoir %	
0-1	1,46%	0,00	-	-1,46	2,08	9,09
1-2	1,46%	0,00	-	-1,46	0,62	7,64
2-3	1,46%	0,00	-	-1,46	-0,83	6,18
3-4	1,46%	0,00	-	-1,46	-2,29	4,72
4-5	2,43%	5,00	2,57	-	0,28	7,29
5-6	3,40%	5,00	1,60	-	1,87	8,88
6-7	4,38%	5,00	0,62	-	2,50	9,51
7-8	5,69%	5,00	-	-0,69	1,80	8,81
8-9	6,42%	5,00	-	-1,42	0,38	7,39
9-10	6,42%	5,00	-	-1,42	-1,04	5,97
10-11	6,42%	5,00	-	-1,42	-2,46	4,55
11-12	6,42%	5,00	-	-1,42	-3,89	3,12
12-13	5,21%	5,00	-	-0,21	-4,09	2,92
13-14	5,21%	5,00	-	-0,21	-4,30	2,71
14-15	5,69%	5,00	-	-0,69	-4,99	2,02
15-16	5,83%	5,00	-	-0,83	-5,83	1,18
16-17	5,83%	5,00	-	-0,83	-6,66	0,35
17-18	5,35%	5,00	-	-0,35	-7,01	0,00
18-19	4,86%	5,00	0,14	-	-6,87	0,14
19-20	4,38%	5,00	0,62	-	-6,25	0,76
20-21	3,89%	5,00	1,11	-	-5,14	1,87
21-22	2,92%	5,00	2,08	-	-3,06	3,96
22-23	1,94%	5,00	3,06	-	0,00	7,01
23-24	1,46%	5,00	3,54	-	3,54	10,55
Totale	100,00%	100,00%	15,34%	-15,34%		/

**Tableau N° VII.2:** Résultat du calcul du volume total du stockage à l'horizon futur (2021).

Paramètres	$Q_{\max, j}$ (m <sup>3</sup> /j)	p (%)	$V_{\max}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{inc}$ (m <sup>3</sup> )	$V_t$ (m <sup>3</sup> )
Résultats	7 508,8296	10,55	823,52	2*120	<b>1 063,52</b>

✚ Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité du stockage nécessaire actuellement est de **1 100 m<sup>3</sup>**.

### VII.25 Bilan du stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans le chef lieu de la commune d'El H'madna et celle du stockage nécessaire a l'horizon futur (2050).

La capacité des deux réservoirs est de  $(1000+400)$  m<sup>3</sup>, ce qui donne une capacité totale de 1400 m<sup>3</sup>, alors que le volume total d'après les calculs est estimé à 1 100 m<sup>3</sup>.

Donc la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération à l'horizon futur (2050).

### VII.26 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de faire l'étude des réservoirs de stockage et d'alimentation qui sont déjà existants et semi enterrés au niveau du chef lieu de la commune d'El H'madna. Il a été constaté qu'après vérification des volumes ces réservoirs existants sont largement suffisants pour assurer les besoins futur en eau de la dite agglomération, Ainsi que les pressions de service.

Néanmoins quelques modifications concernant les conduites peuvent être apportées notamment en ce qui concerne la conduite d'arrivée qui doit être de préférence noyée.

Il a été remarqué que le système d'incendie doit être rénové.

# **CHAPITRE VIII**

## **SIMULATION HYDRAULIQUE DU RESEAU EXISTANT A L'ETAT ACTUEL (2021)**

**Chapitre VIII****SIMULATION HYDRAULIQUE DU RESEAU EXISTANT A L'ETAT ACTUEL  
(2021)****VIII.6 Introduction**

Après avoir reconstitué les plans de chef lieu de la commune d'El H'madna ainsi que son réseau d'adduction et de distribution, nous entamons ci-dessous le diagnostic hydraulique de ce réseau. Ceci nécessite une simulation de fonctionnement du réseau dans le présent pour arriver à donner des orientations et des recommandations nécessaires à une gestion optimale du réseau d'A.E.P de cette agglomération dans le futur.

Cette simulation du réseau nous permet d'étudier son comportement hydraulique du point de vue pression, vitesse d'écoulement, en cherchant les facteurs qui peuvent influencer négativement sur ces paramètres.

**VIII.7 Calcul hydraulique du réseau existant**

Le réseau d'AEP existant dans le chef lieu de la commune d'El H'madna comme s'est présenté dans le chapitre 1 est de type combiné (ramifié principalement) constitué d'un réseau de distribution avec deux réservoirs de tête situés dans la même enceinte, donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution se fera pour les cas les plus usuel qui est le cas de pointe.

Avant d'entamer l'étude du réseau ramifié, il est utile de rappeler les différentes fonctions que peut assurer une conduite :

- une conduite peut véhiculer un débit constant d'une de ses extrémités à l'autre : c'est une conduite qui assure un débit d'extrémité
- une conduite peut distribuer de l'eau le long de sa longueur :c'est une conduite qui assure un débit en route ; le régime est non uniforme.
- Une conduite peut assurer à la fois les deux fonctions suscitées : c'est une conduite qui assure un service mixte

Un réseau ramifié est un réseau qui est constitué par la conduite principale et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent. Il n'assure aucune distribution de retour. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population d'aval sera privée d'eau. Les conduites secondaires sont généralement en impasse et, peuvent occasionner une stagnation d'eau et par conséquent une corrosion et une contamination. Afin de remédier à ce problème il est souvent utile d'installer des robinets de



prise aux extrémités aval de ces conduites pour des vidanges temporaires.

### VIII.8 Modélisation du réseau

Dans le cas de l'étude du réseau d'eau potable du centre d'El H'madna, le comportement du réseau de distribution primaire existant du centre d'El H'madna a été étudié au cours de la journée.

Les résultats qui sont exploités dans cette partie sont :

- La pression aux nœuds du modèle
- La vitesse de l'eau dans les conduites
- Le débit dans les conduites (distribution)
- Les pertes de charge.

L'objectif est de faire apparaître les secteurs où la pression est insuffisante et ceux où elle est trop importante et de vérifier les capacités de transit afin de faire apparaître les zones critiques du réseau. Ces résultats sont donnés en fonctionnement de pointe avec la ressource disponible.

On considère le calcul seulement pour la ligne principale (la plus longue) du réseau ramifié.

### VIII.9 Vérification hydraulique du réseau d'AEP actuel

Pour le réseau ramifié, le raisonnement se fait de l'aval vers l'amont. Pour vérifier le comportement hydraulique de notre réseau actuel, à l'horizon futur, nous menons un calcul hydraulique à la base d'une dotation considérée à l'horizon futur de calcul qui est 250 l/j/hab. Celle-ci nous permet de déterminer les paramètres hydrauliques tels que les débits en route, débits nodaux et débits de tronçon, énumérés dans le tableau 01 et analyser par la suite le comportement de ce réseau pour assurer ou non les besoins en eau potable de l'agglomération à cet horizon ?

Cette vérification se fait en deux parties :

- **La détermination des débits nodaux et des tronçons**

Se fait à la base d'un débit spécifique de :

$$q_{sp} = \frac{Q_{maxh}}{\sum l_i} \text{ L/s/ml} \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

$Q_{maxh}$  : débit maximum horaire (l/s).

$\sum l_i$  : Somme des longueurs de la conduite principale jusqu'au point défavorable

supposée assurer un débit route

$$\text{AN : } q_{\text{sp}} = \frac{133,96}{2197} = 0,06097406 \text{ l/s/ml}$$

➤ **La détermination des paramètres hydrauliques du réseau :  $Q_r = q_{\text{sp}} \cdot l_i$  (l/s)**

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

$$\Delta H_t = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D^m} \quad (\text{VIII.2})$$

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (\text{VIII.3})$$

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

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

$D$  : Diamètre calculé de la conduite (m) ;

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

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

Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  (Annexe 4).

Tableau N°VIII.1. Calcul des débits de tronçon.

N° des nœuds (1)	N° des tronçons	Longueurs «L <sub>gi</sub> » (m)	Débit en route Q <sub>r</sub> (l/s)	Débit nodaux (l/s)	Débit du tronçon (l/s)
1	1-2	962	58,66	29,33	107,56
2	1-2			37,90	
3	2-3	281	17,13	15,55	67,59
	3-3a				
3a	3-3a	229	13,96	8,02	51,89
	3a-4				
4	3a-4	34	2,07	5,37	43,27
	4-4a				
4a	4-4a	142	8,66	7,29	38,24
	4a-5				
5	4a-5	97	5,91	7,32	30,81
	5-5a				
5a	5-5a	143	8,72	6,13	23,64
	5a-5b				
5b	5a-5b	58	3,54	4,51	17,25
	5b-6				
6	5b-6	90	5,49	7,65	12,84
	6-7				
7	6-7	161	9,82	4,91	5,4
Somme		2197	133,96	133,96	/

Tableau N°VIII.2. Calcul des paramètres hydrauliques du réseau existant

N° des tronçons	Débits de dim (l/s)	Diamètre normalisés existants (mm)	Nature	Vitesses (m/s)	Pertes de charge $\Delta H_r$ (m)	Cotes de terrain C <sub>t</sub> (m)	Cotes piézométrique (m)	Pressions au sol H <sub>s</sub> (m)
1-2	107,56	160	Acier	5,35	378,61	131.88 ; 91.69	132.88 ; -245,73	-337,42
2-3	67,59	90	PVC	10,63	283,63	91.69 ; 82.49	-571,91	-654,40
3-3a	51,89	90		8,16	144,77	82.49 ; 79.87	-738,40	-818,27
3a-4	43,27	90		6,81	15,58	79.87 ; 79.7	-756,32	-836,02
4-4a	38,24	90		6,01	52,30	79.7 ;	-816,47	-895,73

						79.26		
4a-5	30,81	90		4,85	24,37	79.26 ; 79.22	-844,50	-923,72
5-5a	23,64	90		3,72	22,48	79.22 ; 77.80	-870,35	-948,15
5a-5b	17,25	90		2,71	5,22	77.80 ; 77.76	-876,36	-954,12
5b-6	12,84	90		2,02	4,80	77.76 ; 75.60	-881,88	-957,48
6-7	5,4	90		0,85	1,85	75.60 ; 74.44	-884,01	-958,45

### VIII.10 Conclusion

Pour avoir une plus ample vérification de la capacité du réseau existant, nous avons supposé que ce dernier satisfasse les besoins en eau potable de notre agglomération à l'horizon de calcul qui est 2050. Ces besoins ont été calculés à la base d'une dotation de 250l/j/hab. Après calcul des débits de dimensionnement, il a été constaté qu'avec les diamètres de ce réseau existant, certaines anomalies ont été constatées à savoir :

- ✚ Certains tronçons, en l'occurrence le tronçon sortant du réservoir, reconnaissent des vitesses qui dépassent la norme (plus de 10 m/s) : ce qui est néfaste pour la paroi interne de la conduite.
- ✚ les débits ne sont pas compatibles avec les diamètres existants
- ✚ Les pertes de charge sont importantes par rapport à la longueur pour certains tronçons .Ce qui a entraîné des cotes piézométriques négatives dès le premier tronçon. D'autres cotes piézométriques vont reconnaître le même sort.
- ✚ En plus selon les constatations pratiques, ce réseau reconnaît d'autres anomalies telles que les fuites au niveau des joints de raccordement malgré les interventions des gestionnaires.

En conclusion le réseau actuel est dans l'incapacité de satisfaire les besoins futurs et sera par conséquent renouvelé.

## **CHAPITRE IX**

# **RENOVATION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP DE L'AGGLOMERATION**

## Chapitre IX

### RENOVATION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'AEP DE L'AGGLOMERATION

#### **IX.9 Introduction**

Il a été constaté que pour l'horizon de calcul, notre agglomération reconnaitra une extension de son tissu urbain et une démographie remarquable. Par ailleurs, nous avons déduit qu'à l'horizon futur, le réseau de distribution s'avère insuffisant au point de vue en plus de sa dégradation physique. Nous avons jugé utile de faire face à une rénovation de ce dernier de façon à assurer un fonctionnement hydraulique adéquat en matière de débit et de pression.

#### **IX.10 Les motifs de rénovation [9]**

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites ne présentent pas les seuls éléments à prendre pour décider la réalisation des travaux de rénovation. La prise de décision dans un processus de rénovation tient compte aussi des facteurs déclenchant appelés motifs de rénovation.

Les différents motifs évoqués par les gestionnaires du réseau sont :

- ↪ Dégradation de la qualité de l'eau.
- ↪ Augmentation de nombre des fuites enregistrées.
- ↪ Baisse de capacité du réseau et l'évolution de la demande.
- ↪ Plaintes des abonnés pour insuffisance de pression ou mauvaise qualité d'eau.
- ↪ Risques de dommages liés à d'éventuelles fuites.
- ↪ Dégradation visible de la conduite.
- ↪ Pose d'un autre réseau à proximité.
- ↪ Travaux de voiries.

#### **IX.11 Choix du système de distribution [9]**

Dans notre cas on a choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

### **IX.12 Choix de type du réseau**

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, Ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de sa durée de vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans telles situations se comporte de façon satisfaisante.

Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé et ceci en tenant compte de l'extension de l'agglomération prévue dans le plan d'aménagement de la ville à long terme (2050).

#### **IX.12.1 Définition du réseau maillé [9]**

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermés en suivant le tracé. Contrairement au réseau ramifié, un réseau maillé assure une alimentation en retour en cas de panne d'un tronçon. Il est bien étendu, plus coûteux à l'installation et présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon. Il est utilisé en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

#### **IX.12.2 Principe du tracé d'un réseau maillé [9]**

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- ↪ Repérer les gros consommateurs d'eau potable (entreprise, fabrique, ...)
- ↪ Repérer les quartiers de fortes densités d'habitations.
- ↪ Choisir les itinéraires vers ces gros consommateurs.
- ↪ En fonction de ces itinéraires choisir les tracés les plus courts.
- ↪ En fonction de ces tracés, on prévoit les conduites principales.
- ↪ Pour alimenter la partie entre deux conduites principales en parallèles, on doit relier ces derniers avec des conduites secondaires pour obtenir des mailles.

### **IX.13 Choix du matériau des conduites [9]**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

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

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

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

#### **IX.14 Calcul hydraulique du réseau [9]**

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

- ↪ Cas de pointe.
- ↪ Cas de pointe + incendie.

##### **IX.14.1 Détermination des débits**

###### **A) Cas de pointe**

D'après les résultats du Tableau (N° IX.12) donnant la consommation horaire de notre agglomération, nous constatons que l'heure de pointe est entre 08h et 12h avec un débit horaire de pointe égale à :  $Q_{\max, h} = 482,26\text{m}^3/\text{h} = 133,96 \text{ l/s}$

- Débit spécifique( $Q_{sp}$ ) :

Il est donné par la relation :  $Q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L}$

Avec :  $\sum L_i = 4\,734,5 \text{ ml}$ . Donc nous avons :  $Q_{sp} = \frac{133,96}{4734,5} = 0,02829443 \text{ l/s/ml}$

- Débit en route ( $Q_r$ ) de consommation pour chaque tronçon :

Pour calculer ce débit nous avons utilisé l'expression suivante :  $Q_r = Q_{spi} \times li$

- débits aux nœuds ( $Q_n$ ):

La formule utilisée est la suivante :  $Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_r + \sum Q_{conc}$

On note que la somme des débits concentrés aux différents nœuds du réseau de



distribution est nulle ( $\Sigma Q_{\text{conc}}=0$ ).

Les résultats du calcul des débits aux nœuds en cas de pointe sont représentés dans le tableau (N° IX.1).

**Tableau N° IX.1.** Calcul des débits nodaux (cas de pointe).

C	N°Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	0,5×Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
N01	P-1	326,7	0,0282944	9,24	4,62	11,04
	P-4	453,6		12,83	6,42	
N02	P-1	326,7		9,24	4,62	15,01
	P-2	430,8		12,19	6,09	
	P-13	303,5		8,59	4,29	
N03	P-2	430,8		12,19	6,09	18,95
	P-3	367,6		10,40	5,20	
	P-7	248,7		7,04	3,52	
	P-10	292,6		8,28	4,14	
N04	P-3	367,6		10,40	5,20	15,23
	P-4	453,6		12,83	6,42	
	P-5	255,2		7,22	3,61	
N05	P-5	255,2		7,22	3,61	8,48
	P-6	344		9,73	4,87	
N06	P-6	344		9,73	4,87	12,85
	P-7	248,7		7,04	3,52	
	P-8	315,6		8,93	4,46	
N07	P-8	315,6		8,93	4,46	8,59
	P-9	291,7		8,25	4,13	
N08	P-9	291,7		8,25	4,13	18,60
	P-10	292,6	8,28	4,14		
	P-11	730,6	20,67	10,34		
N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	
	P-12	373,9	10,58	5,29		
N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	
	P-13	303,5	8,59	4,29		
						133,96

### B) Cas de pointe + incendie

Selon le service d'inspection des secours publics contre l'incendie, la demande en eau pour lutter contre l'incendie est variable selon le type de district ou de zonage.

Dans le cas de pointe+incendie, le débit sortant du réservoir est  $Q_{p+inc}=133,96+17=150,96$  l/s et le calcul se fait de la même manière que le cas de pointe mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie (17 l/s) est considéré dans ce cas comme débit concentré se trouve au point le

plus défavorable qui est véhiculé du réservoir vers le nœud 07 a travers les conduites.

Avec :  $Q_{n07} = 8,59 + 17 = 25,59$  l/s

Les résultats du calcul des débits aux nœuds en cas de pointe+incendie sont représentés dans le tableau (N° IX.2).

**Tableau N° IX.2.** Calcul des débits nodaux (cas de pointe+incendie).

C	N°Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	0,5×Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)																																																																																																																							
N01	P-1	326,7	0,0282944	9,24	4,62	11,04																																																																																																																							
	P-4	453,6		12,83	6,42		N02	P-1	326,7	9,24	4,62	15,01	P-2	430,8	12,19	6,09	P-13	303,5	8,59	4,29	N03	P-2	430,8	12,19	6,09	18,95	P-3	367,6	10,40	5,20	P-7	248,7	7,04	3,52	P-10	292,6	8,28	4,14	N04	P-3	367,6	10,40	5,20	15,23	P-4	453,6	12,83	6,42	P-5	255,2	7,22	3,61	N05	P-5	255,2	7,22	3,61	8,48	P-6	344	9,73	4,87	N06	P-6	344	9,73	4,87	12,85	P-7	248,7	7,04	3,52	P-8	315,6	8,93	4,46	N07	P-8	315,6	8,93	4,46	25,59	P-9	291,7	8,25	4,13	N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6	8,28	4,14	P-11	730,6	20,67	10,34	N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29					
N02	P-1	326,7		9,24	4,62	15,01																																																																																																																							
	P-2	430,8		12,19	6,09																																																																																																																								
	P-13	303,5		8,59	4,29		N03	P-2	430,8	12,19	6,09	18,95	P-3	367,6	10,40	5,20	P-7	248,7	7,04	3,52		P-10	292,6	8,28	4,14		N04	P-3	367,6	10,40	5,20	15,23	P-4	453,6	12,83	6,42	P-5	255,2	7,22	3,61	N05	P-5	255,2	7,22	3,61	8,48	P-6	344	9,73	4,87	N06	P-6	344	9,73	4,87	12,85	P-7	248,7	7,04	3,52	P-8	315,6	8,93	4,46	N07	P-8	315,6	8,93	4,46	25,59	P-9	291,7	8,25	4,13	N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6	8,28	4,14	P-11	730,6	20,67	10,34	N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96										
N03	P-2	430,8		12,19	6,09	18,95																																																																																																																							
	P-3	367,6		10,40	5,20																																																																																																																								
	P-7	248,7		7,04	3,52																																																																																																																								
	P-10	292,6		8,28	4,14		N04	P-3	367,6	10,40	5,20	15,23	P-4	453,6	12,83	6,42	P-5	255,2	7,22	3,61	N05	P-5	255,2	7,22	3,61	8,48	P-6	344	9,73	4,87	N06	P-6	344	9,73	4,87	12,85	P-7	248,7	7,04	3,52	P-8	315,6	8,93	4,46	N07	P-8	315,6	8,93	4,46	25,59	P-9	291,7	8,25	4,13	N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6	8,28	4,14	P-11	730,6	20,67	10,34	N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																														
N04	P-3	367,6		10,40	5,20	15,23																																																																																																																							
	P-4	453,6		12,83	6,42																																																																																																																								
	P-5	255,2		7,22	3,61		N05	P-5	255,2	7,22	3,61	8,48	P-6	344	9,73	4,87	N06	P-6	344	9,73	4,87	12,85	P-7	248,7	7,04	3,52	P-8	315,6	8,93	4,46	N07	P-8	315,6	8,93	4,46	25,59	P-9	291,7	8,25	4,13	N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6	8,28	4,14	P-11	730,6	20,67	10,34	N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																																												
N05	P-5	255,2		7,22	3,61	8,48																																																																																																																							
	P-6	344		9,73	4,87		N06	P-6	344	9,73	4,87	12,85	P-7	248,7	7,04	3,52		P-8	315,6	8,93	4,46		N07	P-8	315,6	8,93	4,46	25,59	P-9	291,7	8,25	4,13	N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6		8,28	4,14	P-11	730,6		20,67	10,34	N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																																																		
N06	P-6	344		9,73	4,87	12,85																																																																																																																							
	P-7	248,7		7,04	3,52																																																																																																																								
	P-8	315,6		8,93	4,46		N07	P-8	315,6	8,93	4,46	25,59	P-9	291,7	8,25	4,13	N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6	8,28	4,14	P-11	730,6	20,67	10,34	N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																																																																				
N07	P-8	315,6		8,93	4,46	25,59																																																																																																																							
	P-9	291,7		8,25	4,13		N08	P-9	291,7	8,25	4,13	18,60	P-10	292,6	8,28	4,14		P-11	730,6	20,67	10,34		N09	P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																																																																												
N08	P-9	291,7		8,25	4,13	18,60																																																																																																																							
	P-10	292,6	8,28	4,14																																																																																																																									
	P-11	730,6	20,67	10,34	N09		P-11	730,6	20,67	10,34	15,63	P-12	373,9	10,58	5,29	N10	P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																																																																																													
N09	P-11	730,6	20,67	10,34		15,63																																																																																																																							
	P-12	373,9	10,58	5,29	N10		P-12	373,9	10,58	5,29	9,58	P-13	303,5	8,59	4,29							150,96																																																																																																							
N10	P-12	373,9	10,58	5,29		9,58																																																																																																																							
	P-13	303,5	8,59	4,29								150,96																																																																																																																	
						150,96																																																																																																																							

**IX.14.2 Détermination des diamètres avantageux :**

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement selon la méthode de HARDY-CROSS, on peut choisir leurs diamètres intérieurs en fonction du débit correspondant. On utilisera un programme Excel en première approche, puis on procédera au fur et à mesure à des ajustements à l'aide du logiciel EPANET 2.0 v Anglaise, en respectant les conditions de vitesse (0.5 à 1.5 m/s) .Les résultats sont donnés dans le tableau N° IX.4.

**Tableau N° IX.4. Détermination des diamètres intérieurs.**

N° du tronçon	Tronçon	Q <sub>pointe</sub>	Q <sub>pointe+in</sub>	Q <sub>max</sub>	Diamètre intérieur	DN	Vitesse	
		l/s	l/s	l/s	Mm	Mm	Incendie m/s	Pointe m/s
R-1	R-1	133,96	150,96	150,96	352,6	400	1,37	1,55
P-1	1-2	62,62	70,24	70,24	277,6	315	1,05	1,17
P-2	2-3	20,21	27,23	27,23	176,2	200	0,83	1,12
P-3	3-4	20,07	21,25	21,25	176,2	200	0,82	0,87
P-4	4-1	60,3	69,68	69,68	277,6	315	1,00	1,15
P-5	4-5	25	33,2	33,2	176,2	200	1,03	1,36
P-6	5-6	16,52	24,72	24,72	176,2	200	0,68	1,01
P-7	6-3	1,17	7,57	7,57	66	110	0,34	2,21
P-8	6-7	2,5	4,3	4,3	96,8	110	0,34	0,58
P-9	7-8	6,09	21,29	21,29	141	200	0,39	1,36
P-10	8-3	22,5	37,1	37,1	141	200	1,44	2,38
P-11	8-9	2,19	2,79	2,79	66	110	0,64	0,82
P-12	9-10	17,82	18,42	18,42	176,2	200	0,73	0,76
P-13	10-2	27,4	28	28	176,2	200	1,12	1,15

**IX.14.3 Modélisation hydraulique du réseau projeté [9]**

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des baches.

**IX.14.3.1 Présentation du logiciel de calcul EPANET [9]**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, baches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les

réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par l'EPANET suivant la formule de DARCY-WEISBACH est :  $\varepsilon = 0,01$  mm.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- ↳ formule de Hazen-Williams
- ↳ formule de Darcy-Weisbach
- ↳ formule de Chezy-Manning

**La formule de Hazen-Williams** est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.

**La formule de Chezy-Manning** est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

Par contre, **la formule de Darcy-Weisbach** est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour **la formule de Darcy-Weisbach**, EPANET utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction (f) selon le régime d'écoulement:

- La formule de Hagen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement Laminaire ( $Re < 2000$ ).
- L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ( $Re > 4000$ ).
- L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ( $2000 < Re < 4000$ ).

Vue les avantages qu'il procure, nous allons simulés notre réseau de distribution avec comme formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

**Tableau N° IX.5.** Formules de perte de charge totale (la perte de charge est exprimée en m.c.e. et le débit en  $m^3/s$ )

Formule	Perte de charge totale
---------	------------------------

Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{-4.871} L$
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$

Source : (manuel d'aide d'EPANET)

Avec :

- C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams
- $\epsilon$  = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m)
- f = facteur de friction (dépend de  $\epsilon$ , d, et q)
- n = coefficient de rugosité de Manning
- d = diamètre du tuyau (m)
- L = longueur du tuyau (m)
- q = débit (m<sup>3</sup>/s)

#### IX.14.3.2 Étapes d'utilisation d'Epanet

Les étapes de l'utilisation d'Epanet pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivant :

- Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons).
- Lancer une simulation hydraulique.
- visualiser les résultats de la simulation (sous forme de tableaux ou de schémas).

La perte de charge peut être calculée en utilisant la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H = \frac{\lambda L V^2}{2gD}$$

Avec

$\Delta H$  : perte de charge.

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

g : accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : diamètre (m) .

$\lambda$  : Coefficient de Darcy.

$$\lambda = f(\epsilon, D, Q).$$

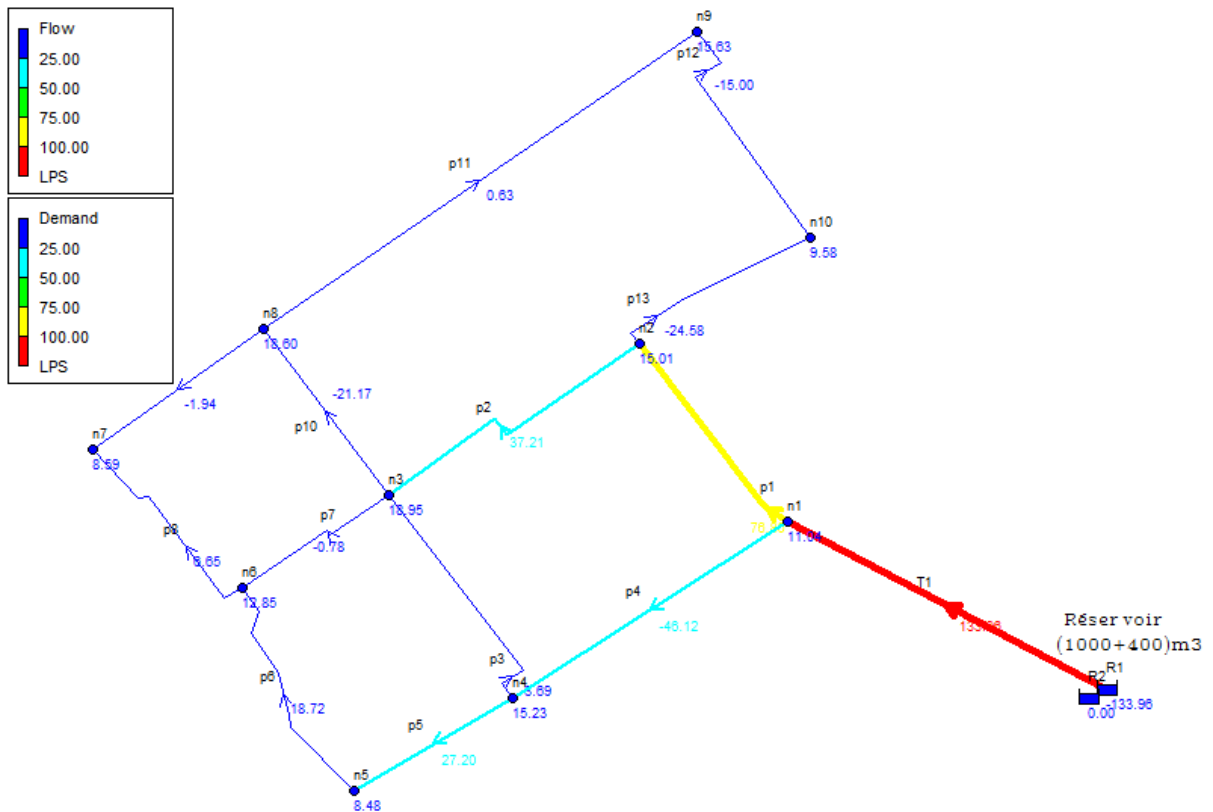
$\epsilon$  : rugosité absolue (mm) de la conduite.

**IX.14.4 Fichiers des résultats de simulation du réseau projeté :**

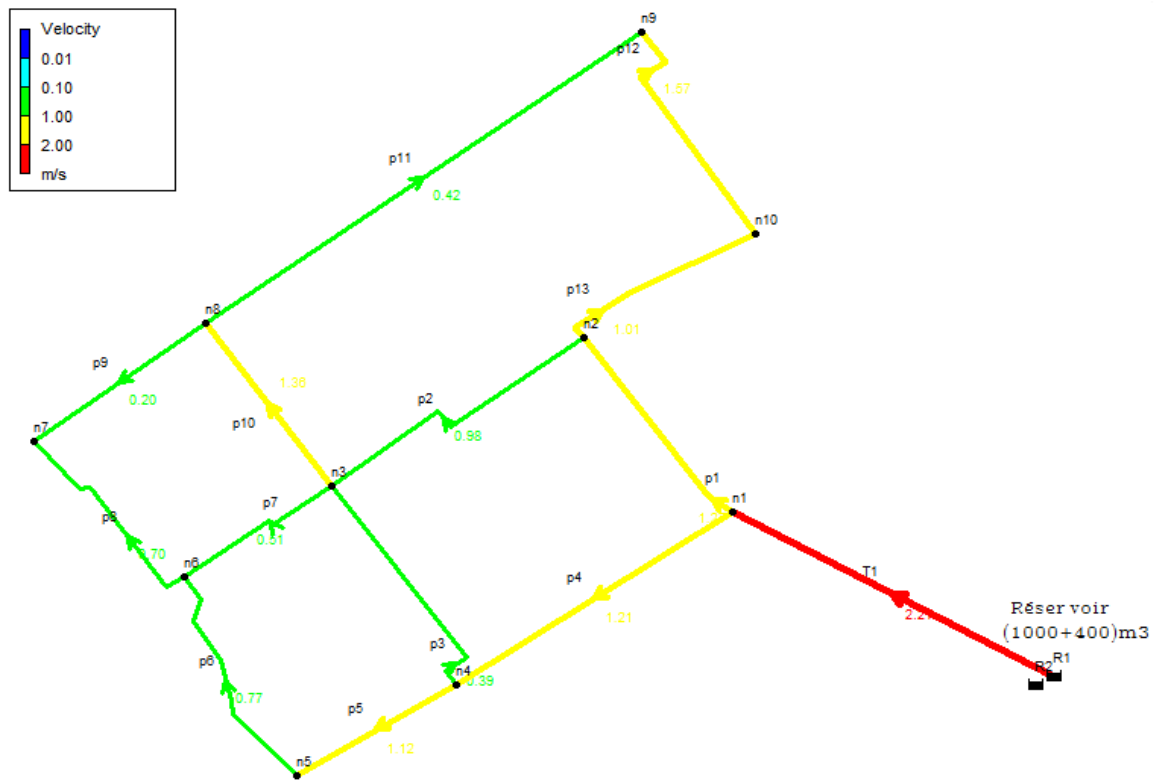
**A) Cas de pointe**

**Tableau N° IX.6.** Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (cas de pointe).

N° des tuyaux	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	Facteur de Friction (f)
P-1	326,7	277,6	315	0,01	76.80	1.27	4.27	0.014
P-2	430,8	220,4	250		37.21	0.98	3.47	0.016
P-3	367,6	110,2	125		-3.69	0.39	1.52	0.022
P-4	453.6	220,4	250		-46.12	1.21	5.15	0.015
P-5	255,2	176,2	200		27.20	1.12	5.81	0.016
P-6	344	176,2	200		18.72	0.77	2.94	0.017
P-7	248,7	44	50		-0.78	0.51	7.79	0.026
P-8	315,6	110,2	125		6.65	0.70	4.37	0.019
P-9	291,7	110,2	125		-1.94	0.20	0.49	0.025
P-10	292,6	141	160		-21.17	1.36	10.85	0.016
P-11	730,6	44	50		0.63	0.42	5.42	0.027
P-12	373,9	110,2	125		-15.00	1.57	19.16	0.017
P-13	303,5	176,2	200		-24.58	1.01	4.83	0.016
T-1	900	277,6	315		133.96	2.21	11.94	0.013



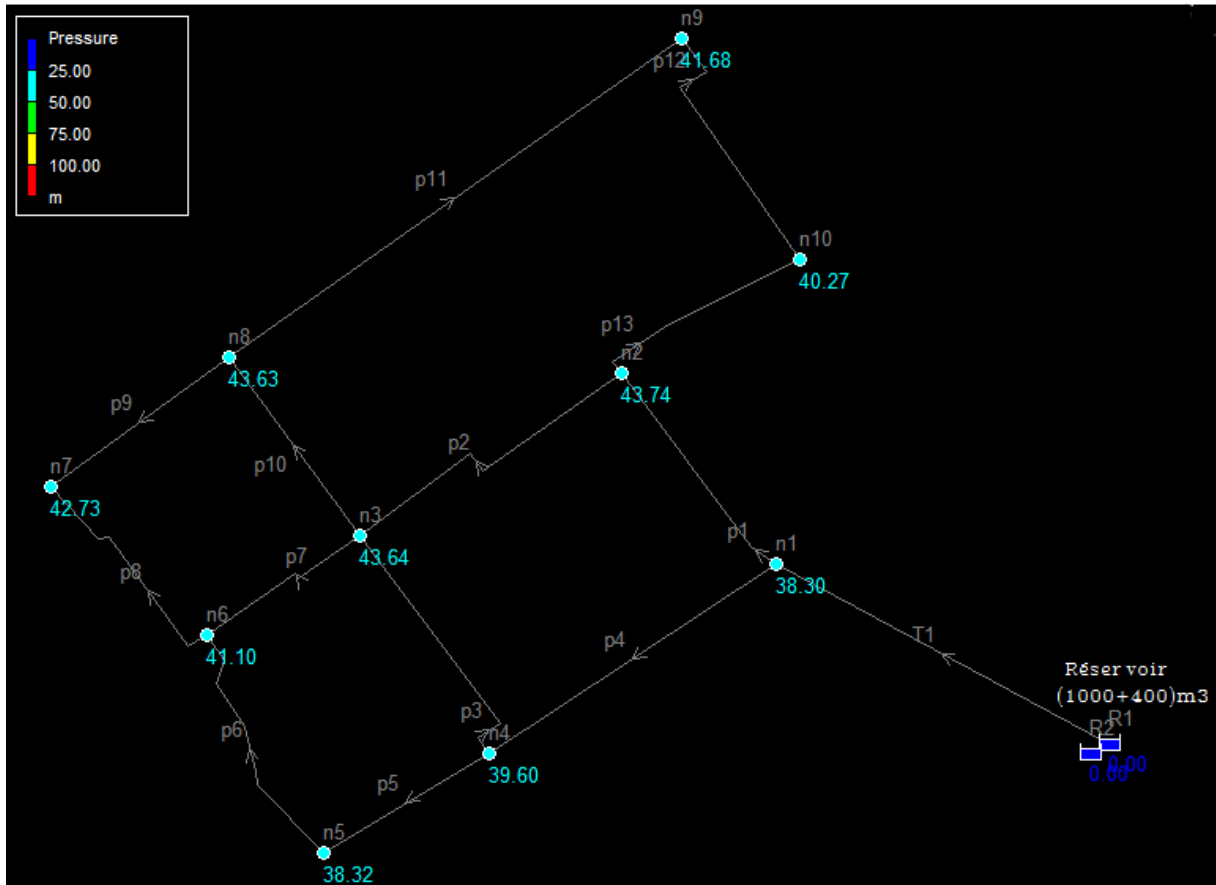
**Figure N° IX.1.** Schéma de la Répartition réelle des débits (cas de pointe)



**Figure N° IX.2.** Schéma de la Répartition réelle des vitesses (cas de pointe)

**Tableau N° IX.7.** Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-1	82.83	11.04	121.13	38.30	Bonne
J-2	76	15.01	119.74	43.74	Bonne
J-3	74.6	18.95	118.24	43.64	Bonne
J-4	79.2	15.23	118.80	39.60	Bonne
J-5	79	8.48	117.32	38.32	Bonne
J-6	75.2	12.85	116.30	41.10	Bonne
J-7	72.20	8.59	114.93	42.73	Bonne
J-8	71.44	18.6	115.07	43.63	Bonne
J-9	69.43	15.63	111.11	41.68	Bonne
J-10	78	9.58	118.27	40.27	Bonne
J-R	131.88	-133.96	131.88	/	/



**Figure N° IX.3.** Schéma de la Répartition réelle des pressions (cas de pointe)



**B) Cas de pointe + incendie:**

**Tableau N° IX.8.** Débits et vitesses dans les tronçons du réseau (pointe+incendie).

N° des tuyaux	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	Facteur de Friction (f)
P-1	326,7	277,6	315	0,01	85.61	1.41	5.22	0.014
P-2	430,8	220,4	250		45.65	1.20	5.05	0.015
P-3	367,6	110,2	125		-4.29	0.45	1.98	0.021
P-4	453.6	220,4	250		-54.31	1.42	6.95	0.015
P-5	255,2	176,2	200		34.79	1.43	9.12	0.015
P-6	344	176,2	200		26.31	1.08	5.47	0.016
P-7	248,7	44	50		-1.08	0.71	13.98	0.024
P-8	315,6	110,2	125		14.54	1.52	18.10	0.017
P-9	291,7	110,2	125		-11.05	1.16	10.96	0.018
P-10	292,6	141	160		-29.91	1.92	20.48	0.015
P-11	730,6	44	50		0.26	0.17	1.14	0.034
P-12	373,9	110,2	125		-15.37	1.61	20.04	0.017
P-13	303,5	176,2	200		-24.95	1.02	4.96	0.016
T-1	900	277,6	315		-150.96	2.49	14.91	0.013

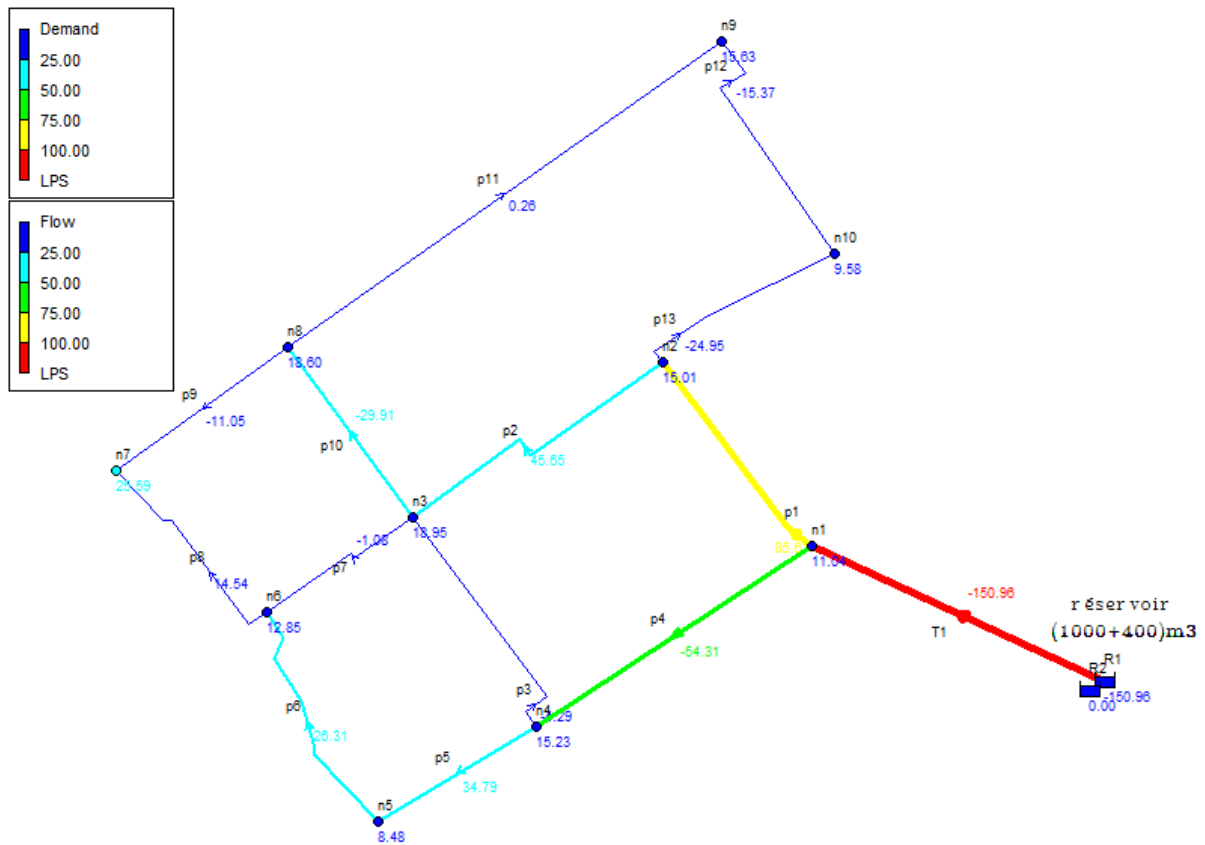


Figure N° IX.4. Schéma de la Répartition réelle des débits (cas de pointe+incendie)

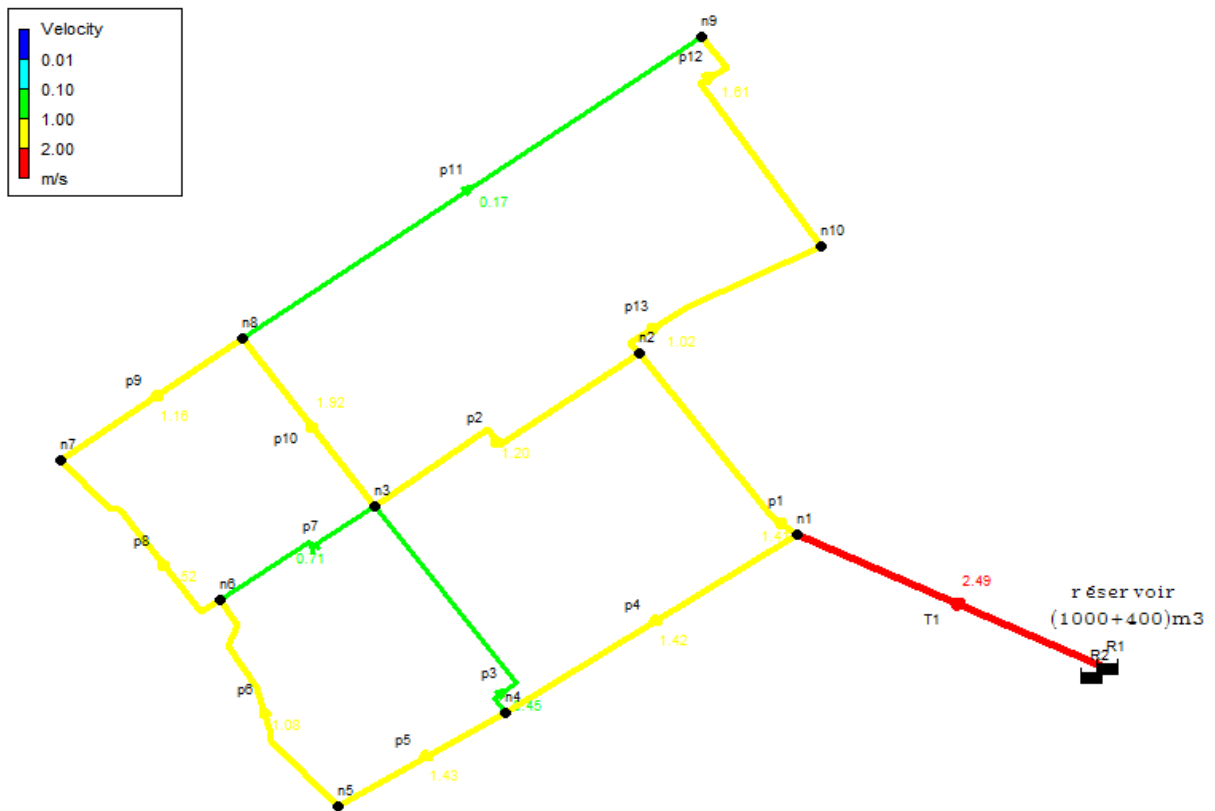
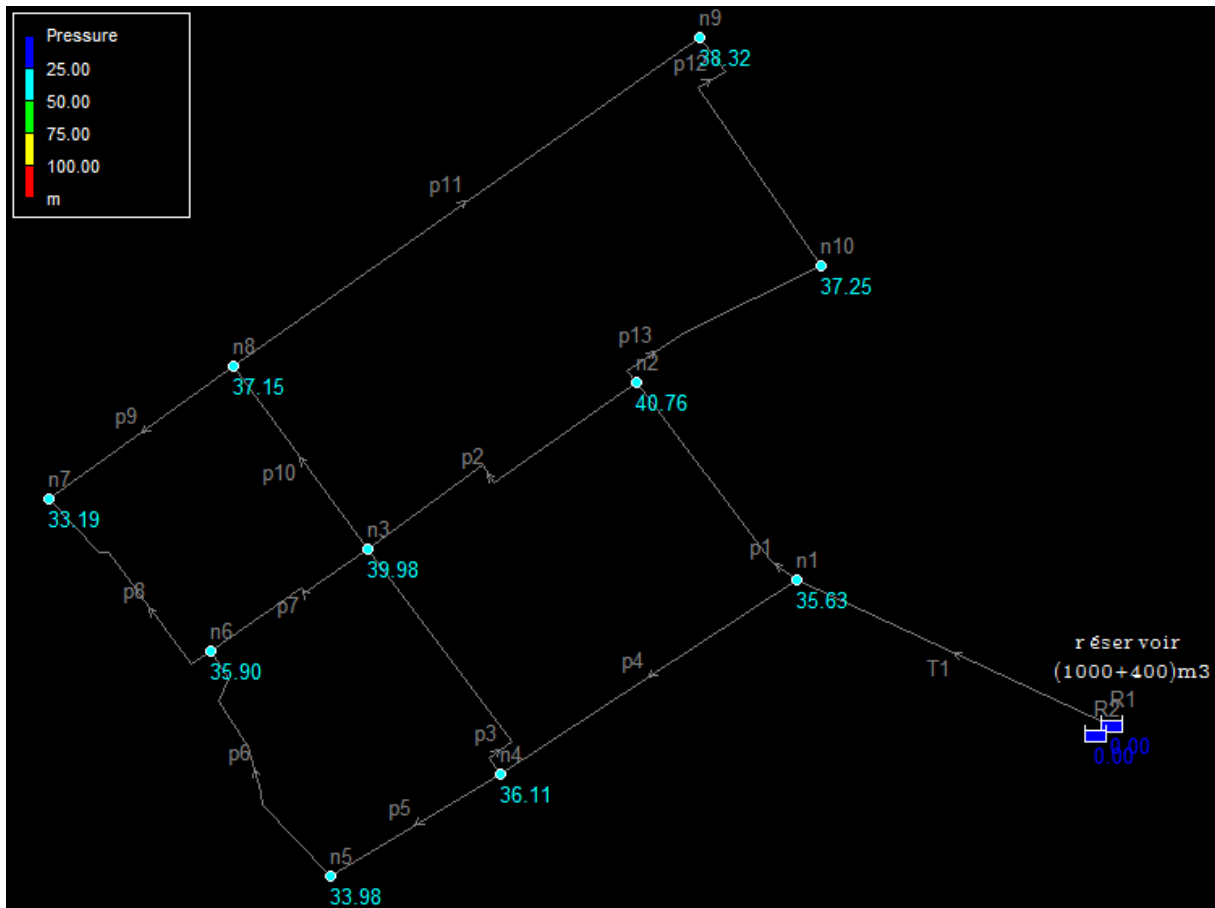


Figure N° IX.5. Schéma de la Répartition réelle des vitesses (cas de pointe+incendie)

**Tableau N° IX.9.** Détermination des pressions aux Nœuds (cas de pointe+incendie).

Nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	pression (m.c.e)	Observation
J-1	85.8	11.04	118.46	35.63	Bonne
J-2	83.12	15.01	116.76	40.76	Bonne
J-3	79.62	18.95	114.58	39.98	Bonne
J-4	82.26	15.23	115.31	36.11	Bonne
J-5	81.09	8.48	112.98	33.98	Bonne
J-6	77.43	12.85	111.10	35.90	Bonne
J-7	76.37	25.59	105.39	33.19	Bonne
J-8	77.46	18.60	108.59	37.15	Bonne
J-9	72.79	15.63	107.75	38.32	Bonne
J-10	79.87	9.58	115.25	37.25	Bonne
J-R	131.88	-150.96	131.88	/	/



**Figure N° IX.6.** Schéma de la Répartition réelle des pressions (cas de pointe+incendie)

### **IX.14.5 Analyse des résultats de simulation**

#### ➤ **Cas de pointe**

Comme montre le tableau IX.7, les résultats des pressions en cas de pointe sont généralement comprises entre 1 et 4 bars et sont bien repartis dans le réseau. La chose qui assure le bon fonctionnement hydraulique du réseau ainsi d'évité le risque d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés.

Afin de réguler la pression, il pourrait être envisagé la mise en place de stabilisateur aval de pression au niveau des secteurs présentant les pressions les plus importantes.

Pour la simulation sur les conduites nous avons remarqués que **96%** des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et éviter leurs entartrages.

#### ➤ **Cas de pointe plus incendie**

Les résultats de calculs des vitesses et des pressions dans le réseau projeté pour le cas de pointe plus incendie sont restées favorables et dans les normes.

On a remarqué aussi qu'il ya une chute de pression non considérable par rapport au cas de pointe et ça est du à l'augmentation du débit.

Aucune survitesse n'est observée à l'exception de quelques tronçons et qu'elle atteint sont maximum sur le tronçon (T-1) avec une vitesse de 2.49m/s en cas de pointe+incendie.

### **IX.15 Équipement du réseau de distribution**

La conception d'un réseau de distribution ne peut être faite convenablement qu'avec les pièces spéciales pour assurer un bon fonctionnement de tous les organes (du point de captage jusqu'au robinet du consommateur). Et parmi ces pièces, nous allons citer les suivantes :

#### **IX.15.1 Robinets vannes**

Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettent l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits. On distingue deux types principaux qui sont : les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

- ✓ **Les robinets vannes à opercule** : sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée. Le corps du robinet vanne, la vis et son écrou sont en fonte.

- ✓ **Les vannes papillon** : Ce sont des vannes à survitesse utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite).peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.

#### **IX.15.2 Clapets de retenue**

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour. Leur emploi est généralement dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

#### **IX.15.3 Bouches et Poteaux d'incendie**

Leur diamètre est normalisé à 100 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doit assurer un débit minimal de 17 L/s sous 01 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m<sup>3</sup> sur une période de deux heures. Quand ils ne sont pas en service, les poteaux d'incendie doivent être installés convenablement pour éviter la dépression dans les conduites du réseau.

#### **IX.15.4 Ventouses**

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

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

#### **IX.15.5 Robinets de vidange**

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

### **IX.15.6 Bouche d'arrosage**

Elles sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces verts et pour permettre l'entretien des plantes.

### **IX.15.7 Les compteurs:**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

### **IX.15.8 Pièces spéciales de raccordement**

L'assemblage des canalisations du réseau de distribution, leur déviation, leur changement de diamètre nécessite l'emploi de certaines pièces comme:

- ↪ **Joint Gibault** : est utilisé pour les tuyaux cylindriques, il comporte une bague placée a cheval sur les deux tuyaux à assemblés.
- ↪ **Coude** : Les coudes sont utilisés pour le changement de direction.
- ↪ **Divergent et convergent** : Ces pièces nous permettent de raccorder deux conduites qui n'ont pas le même diamètre.
- ↪ **Tés** : on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des  
Conduites présentant des diamètres différents.
- ↪ **Les bouts d'extrémités** : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.
- ↪ **Les manchons** : Ce sont des tubes de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

### **IX.16 Conclusion**

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement hydraulique du réseau de distribution projeté composé de quatre mailles de forme carrée et rectangulaire.

Le calcul a été fait pour le cas de pointe avec le débit  $Q_{maxh}$  pour la détermination des diamètres. Nous remarquons que pour ce cas les vitesses et les pressions sont acceptables pour tous les tronçons composant les mailles .La capacité de ce réseau ainsi dimensionné a montré qu'en cas de pointe plus incendie les paramètres hydrauliques (vitesse et pressions) sont acceptables et inférieurs à ceux du cas de pointe.

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, nous avons prévu l'installation des différents accessoires cités auparavant pour assurer une durée de vie longue du réseau, un contrôle et une gestion rigoureuse.

# **CHAPITRE X**

## **POSE DES CONDUITES**

## Chapitre X

### POSE DES CONDUITES

#### X.1 Introduction

La pose de canalisation est une opération délicate influée directement sur la durée de vie, les conditions et les coûts d'entretien du réseau d'A.E.P dont un élément mal posé peut entraîner un mauvais fonctionnement du système dans son ensemble.

Il importe donc que la pose soit conduite avec méthode, en respectant les règles qui garantissent un service sans défaillance, quelles que soit les conditions initiales d'environnement et du marche de réseau.

#### X.2 Principe de pose des canalisations [10]

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 01 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dent de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

##### X.2.1 Pose selon la nature de terrain [10]

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (absence de rivière, de galerie et de marécage). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.



### X.2.2 Pose selon la nature des conduites [10]

Dans notre projet, comme les canalisations sont en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 06 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée.

### X.2.3 Traversées des routes [10]

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

### X.2.4 Traversée des Oueds [10]

La pose de canalisation à la traversée d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas (comme notre projet), on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

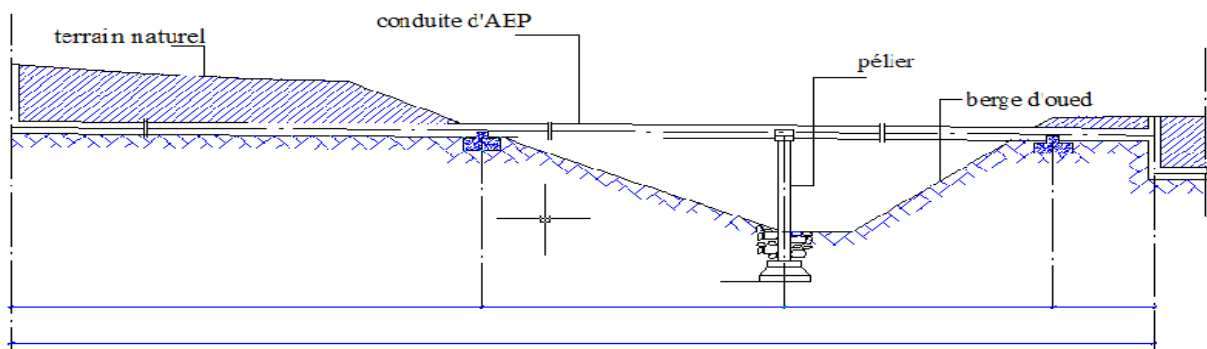


Figure N° X.1. La traversé d'un oued.

### X.3 Exécution des travaux de pose des canalisations [10]

#### X.3.1 Travaux préliminaires

Avant de commencer le chantier de pose, on doit procéder aux opérations de piquetage et de jalonnement qui permettent :

- ↪ De matérialiser sur le terrain le tracé et le profil en long de canalisation.
- ↪ De reporter la position de tous les ouvrages enterrés (réseaux d'assainissement, câbles électriques et PTT, canalisation de gaz). Pour un repérage précis, il faut exécuter des sondages de reconnaissance perpendiculairement aux lieux des canalisations indiquées sur les plans du projet.

La vérification et la manutention des canalisations (Les quantités, L'aspect et le contrôle de l'intégrité, Le marquage en cas de défaut) sont des étapes nécessaires avant la mise en pose des conduites.

#### X.3.2 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'opération de décapage des terres végétales peut ne pas avoir lieu car on a procédé à un changement du réseau existant au sein du chef lieu de la commune d'El H'madna.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

##### X.3.2.1 La profondeur de tranchée ( $H_{tr}$ )

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiqué au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + e \quad (m) \quad (X.1)$$

- ✓ **D** : diamètre de la conduite (m) ;
- ✓ **h** : hauteur de la génératrice supérieur de conduite à la surface du sol, elle est varie entre 80 et 120cm. Dans notre projet on prend :  $h = 1\text{ m}$
- ✓ **e** : épaisseur du lit de pose ( $e = 0,2\text{ m}$ ).  $\Rightarrow H_{tr} = D + 1,2 \text{ (m)}$ .

### X.3.2.2 La largeur de tranchée (b)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque coté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ (m)} \quad (\text{X.2})$$

Avec :

- ✓ **b** : largeur de la tranchée (m).
- ✓ **D** : diamètre de la conduite (m).

### X.3.2.3 Choix du coefficient du talus (m)

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on doit définir ce coefficient qui est en fonction de la profondeur de tranchée et la nature du sol.

**Tableau N° X.1** Choix du coefficient du talus

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus **m = 0**.

### X.3.2.4 Section tranchée (S<sub>tr</sub>)

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad (\text{X.3})$$

- ✓ **H<sub>tr</sub>** : profondeur total de la tranchée (m).
- ✓ **b** : largeur du fond de la tranchée (m).

### X.3.3 Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivant :

- ✓ Éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- ✓ Respecter les côtes du profil en long.
- ✓ Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- ✓ Établir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

### X.3.4 Mise en place des canalisations [10]

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- ↪ Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- ↪ Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- ↪ Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- ↪ Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- ↪ Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

### X.3.5 Assemblage des conduites en PEHD [10]

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) peuvent être livrées en barres de 6 à 12 m ou en couronnes par longueurs de 50 à 100 m. Pour le raccordement de ces conduites, deux procédés sont employés :

**1-** Jusqu'au diamètre 63, le raccordement est mécanique à emboîtement.

**2- Raccord électrosoudables :** les raccords électrosoudables en PEHD à emboîtement femelle sont munis sur leur diamètre intérieur d'une résistance chauffante. Les deux extrémités de cette résistance sont reliées à des plots situés à l'entrée de chaque emboîtement.

Le temps de soudages est de l'ordre d'une minute et celui du refroidissement est d'environ une heure. Pendant les cycles de chauffage et de refroidissement, le serrage, l'alignement et le maintien des tuyaux et accessoires en polyéthylène doivent être assurés par des positionneurs.

Ce procédé d'assemblage des tuyaux présente l'avantage d'éviter la mise en place des butées, d'où une économie d'exécution, à laquelle s'ajoute celle d'encombrement du sous-sol.

### X.3.6 Essai générale du réseau [10]

Avant la réception provisoire des travaux, Il est procédé par l'entreprise en présence du maître d'œuvre, à une mise en pression générale du réseau, par l'intermédiaire du réservoir. Les robinets et vannes de branchements et de raccordement étant fermés.

Il est impératif de remplir les conduites lentement. Avec un débit de l'ordre de 1/20 à 1/15 de leurs débits normaux prévus, cette opération est indispensable pour donner à l'air le temps de s'acheminer et de s'accumuler aux points hauts et enfin de s'échapper par les ventouses. On utilisera les robinets vannes de vidange pour vérifier l'arrivée progressive de

l'eau. Dans un premier temps, ces robinets vannes sont ouverts, ensuite ils sont refermés au fur et à mesure de l'arrivée de l'eau. L'opération de remplissage étant terminée, le réseau est mis sous pression pendant 48 heures. Après cette période en mesure la perte par rapport à la capacité du réseau, celle-ci ne doit pas dépasser les 2%.

### **X.3.7 Enrobage de la canalisation [10]**

L'enrobage est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau, elle assure son calage et la transmission régulière de l'effet latéral des terres. L'enrobage de la canalisation jusqu'à environ de 30 cm au dessus de sa génératrice supérieure est à distinguer du remblaiement qui a lieu au delà de cette zone.

Le choix des matériaux d'enrobage et leur mise en œuvre ont une grande influence sur la durabilité du réseau ainsi. Il convient donc d'insister sur l'importance de la zone d'enrobage.

Après l'enrobage Il est vivement conseillé de repérer les tuyaux par un grillage plastique avertisseur en bleu posé dans la tranchée au dessus de la couche d'enrobage.

### **X.3.8 Remblaiement de la tranchée [10]**

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage ( $<0,3m$ ), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation

### **X.3.9 Contrôle du compactage des tranchées [10]**

Le compactage de la zone d'enrobage et de remblaiement influe directement sur la répartition des charges à la périphérie du tuyau donc sur la stabilité de celui-ci. Il est nécessaire de vérifier à posteriori la qualité de réalisation de cette opération.

Le contrôle peut utilement être réalisable à l'aide d'un outil peu coûteux, pratique et très rapide à mettre en œuvre que l'on appelle « Sonde battus ». Cet appareil permet :

- ✓ Une approche relativement faible de la densité du sol.
- ✓ De détecter rapidement les défauts de compactage d'une tranchée.

### X.3.10 Mise en service du réseau [10]

Malgré toutes les précautions prises, la propreté de la canalisation est insuffisante, elle contient toujours de la terre ou des pierres qui en se déposant dans les appareils de robinetterie ou de fontainerie peuvent gêner leur manœuvre, détériorer les sièges et les clapets de fermeture. Avant la mise en service définitive du réseau d'eau potable, comme après toute réparation sur une canalisation d'eau, il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau avant la distribution d'eau aux consommateurs.

La désinfection peut s'effectuer soit au chlore soit au permanganate de potassium. Il est impératif de respecter un temps de contact minimum pour l'opération de désinfection. Après cette opération, on doit procéder à un rinçage du réseau à l'eau claire.

### X.4 Prescription spéciale concernant le PEHD [10]

Il est déconseillé de poser les canalisations en polyéthylène :

- ↳ A proximité de réseaux de chauffage urbain et d'égouts industriels où la température dépasse 25°C. Lorsque l'éloignement n'est possible, il convient de protéger la canalisation par un matériau isolant.
- ↳ A proximité d'une zone imprégnée d'hydrocarbure, auquel cas la conduite doit être placée dans un barreau afin d'éviter tout risque de pollution des eaux.
- ↳ Comme pour le PVC, les conduites en polyéthylène doivent être stockées à l'abri du soleil, ils ne doivent pas être posés lorsqu'ils sont portés (au soleil par exemple) à une température élevée.
- ↳ La mise en place des tuyaux doit être réalisée en larges ondulations destinées à compenser le retrait et la dilatation (le polyéthylène a une dilatation linéaire qui peut atteindre 8 mm/m pour une différence de température de 40 °C).
- ↳ Un soin particulier est à apporter lors de la manipulation des conduites du fait de la sensibilité de polyéthylène aux blessures tranchantes.

### X.5 Choix des engins du chantier [10]

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement.

Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins classiques de chantier qui sont présentés dans le tableau 10.2.

**Tableau N° X.2** Les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles :

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Un Dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion citerne	Arroser le remblai avant le compactage.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Un compacteur à rouleau lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm.
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôle le compactage des tranchées.
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support.

## X.6 Calcul des volumes de terrassement

### X.6.1.1 Volume des déblais ( $V_d$ ):

Le volume d'excavation est donné par la relation suivante :

$$V_d = L_{tr} \times S_{tr} = L_{tr} \times b_{tr} \times H_{tr} \quad (X.4)$$

- ✓  $L_{tr}$  : Longueur de la tranchée en (m).
- ✓  $S_{tr}$  : Section de la tranchée en (m<sup>2</sup>).
- ✓  $H_{tr}$  : Profondeur de la tranchée en (m).

### X.6.1.2 Volume des Déblais foisonnés ( $V_{df}$ ):

Il est donné par la relation suivante :

$$V_{df} = K_j \times V_d \quad (X.5)$$

- ✓  $V_{df}$  : Volume du sol foisonné.
- ✓  $K_j$  : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

Puisque le sol de notre région est considéré limoneux argileux:  $K_j = (1,14 \div 1,28)$

Donc on prend :  $K_j = 1,20$  Alors :  $V_{df} = 1,2 \times V_d$

### X.6.1.3 Volume du lit de sable ( $V_s$ )

Ce lit correspond à une couche de sable de 20 cm sur le fond de la tranchée. On calcule ce volume en utilisant la formule suivante :

$$V_s = S_s \times L_{tr} = b_{tr} \times e \times L_{tr} \quad (X.6)$$

- ✓  $S_s$  : Surface du lit du sable en (m<sup>2</sup>).

- ✓  $b_{tr}$  : largeur de la tranchée en (m).
- ✓  $e$  : épaisseur du lit de sable avec :  $e = 20$  cm.

#### X.6.1.4 Volume de la conduite ( $V_c$ )

Le volume d'une conduite est donné comme suit :

$$V_c = S_c \times L_{tr} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L_{tr} \quad (\text{X.7})$$

- ✓  $S_c$  : Section du lit de sable en ( $m^2$ ).
- ✓  $D$  : diamètre des conduites à poser en (m).

#### X.6.1.5 Volume des remblais ( $V_R$ )

Le volume des remblais c'est le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable, il est calculé comme suit :

$$V_R = V_d - V_c - V_s \quad (\text{X.8})$$

- ✓  $V_d$  : volume total des déblais ( $m^3$ ).
- ✓  $V_c$  : volume total occupé par les conduites ( $m^3$ ).
- ✓  $V_s$  : volume total de sable pour le lit de pose des conduites ( $m^3$ ).

#### X.6.1.6 Volume excédentaire ( $V_{Exc}$ )

Il est calculé comme suit :  $V_{Exc} = V_d - V_R$  (X.9)

- ✓  $V_d$  : Volume des déblais en ( $m^3$ ).
- ✓  $V_R$  : Volume des remblais en ( $m^3$ ).

Les résultats de calcul des volumes de terrassement sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau N° X.3** Récapitulatif des différents volumes de terrassement.

Diamètres (mm)	50	125	200	250	315	400
Largeur de tranchée $L_{tr}$ (m)	0,65	0,73	0,80	0,85	0,92	1,00
hauteur de tranchée $H_{tr}$ (m)	1,25	1,33	1,40	1,45	1,52	1,60
Section de tranchée $S_{tr}$ ( $m^2$ )	0,81	0,96	1,12	1,23	1,39	1,60
hauteur du lit du sable $e$ (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Section du lit du sable $S_s$ ( $m^2$ )	0,13	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20



Section de conduite $S_c$ (m <sup>2</sup> )	0,002	0,012	0,031	0,049	0,078	0,126
Longueur de tranchée $L_{tr}$ (m)	979,3	500	600	500	630	10200
Volume des déblais $V_d$ (m <sup>3</sup> )	795,68125	480,3125	672	616,25	873,32175	16320
Volume de conduite $V_c$ (m <sup>3</sup> )	1,92	6,13	18,84	24,53	49,07	1281,12
Volume de Sable $V_s$ (m <sup>3</sup> )	127,309	72,5	96	85	115,29	2040
Volume des déblais foisonnés $V_{df}$ (m <sup>3</sup> )	954,82	576,38	806,40	739,50	1047,99	19584,00
Volume de remblais $V_R$ (m <sup>3</sup> )	666,45	401,68	557,16	506,72	708,96	12998,88
Volume Excédentaire $V_{Exc}$ (m <sup>3</sup> )	129,23	78,63	114,84	109,53	164,36	3321,12

Alors :

- ↪ Le volume total des déblais = **19757,5655 m<sup>3</sup>**
- ↪ Le volume total de sable = **2536,099 m<sup>3</sup>**
- ↪ Le volume total des déblais foisonnés = **23709,08 m<sup>3</sup>**
- ↪ Le volume total des remblais = **15839,85 m<sup>3</sup>**
- ↪ Le volume total excédentaire = **3917,72 m<sup>3</sup>**

### X.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'A.E.P puis on a calculé les volumes de terrassement et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose. Alors la pose bien faite influe positivement sur la canalisation qui va devenir un excellent outil de transport, sûr, économique et durable.

# **CHAPITRE XI**

## **DEVIS ESTIMATIF**

## Chapitre XI

### DEVIS ESTIMATIF

#### **XI.4 Introduction**

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

#### **XI.5 Calcul du devis du projet [10]**

Les étapes qu'on a faites pour réaliser notre projet sont :

- ✓ Travaux d'excavation de la tranchée.
- ✓ Fourniture et pose du lit de sable.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Construction des regards des vannes.
- ✓ Travaux de remblaiement de la tranchée.
- ✓ Travaux d'évacuation des volumes excédentaires.

Les résultats du calcul du devis sont représentés dans le tableau XI.1.

Tableau N°XI.1 Devis estimatif et quantitatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Terrassement	Volume déblai	m <sup>3</sup>	20 032,4	200	4006480
	Volume Déblai foisonné	m <sup>3</sup>	24 038,9	200	4807780
	lit de sable 20 cm	m <sup>3</sup>	2 708,8	1000	2708800
	Volume excédentaire	m <sup>3</sup>	3 689	300	1106700
	remblaiement de la tranchée	m <sup>3</sup>	16 343,4	100	1634340
	PEHD Ø 50 mm	ml	979,3	212,38	207983,734
	PEHD Ø125 mm	ml	1 348,8	1 088,66	1468384,61
	PEHD Ø 200 mm	ml	902,7	2 794,15	2522279,21
	PEHD Ø 250 mm	ml	884,4	4 323,02	3823278,89
	PEHD Ø 315 mm	ml	11 426,7	6 565,32	75019942
Accessoires	Robinet vanne	Unité	60	15000	900000
	Clapet anti-retour	Unité	1	12000	12000
	Ventouse	Unité	4	8000	32000
	Coudes	Unité	7	1500	10500
	Vidange	unité	4	8040	32160
	Somme				98292628,5
	T.V.A 17%				16709746,8
	TOTALE				115002375

❖ **NB** : les prix unitaires sont fournis par la subdivision d'hydraulique d'El H'madna.

### XI.6 Conclusion

D'après les calculs qu'on a fait, le coût de réalisation du notre projet est de la somme

de:

Cent quinze million deux mille trois cent soixante quinze dinars

# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail de mémoire de fin d'étude, nous avons élaboré une étude d'un projet concernant l'alimentation en eau potable de chef lieu de la commune d'El H'madna située dans la wilaya de Relizane. Cette initiative a été prise suite à des anomalies d'ordre physiques et hydrauliques entraînant un dysfonctionnement constaté, au niveau du système d'alimentation en eau potable de la dite commune.

Dans ce mémoire, nous avons déterminé les besoins en eau potable actuels et ceux futurs où une nette augmentation de ces besoins a été constatée. A la base de ces besoins, un nouveau réseau de distribution de type maillé en PEHD a été dimensionné plus fiable que celui existant qui est vétuste ne répondant pas aux besoins des habitants qui ont connu une augmentation de la consommation en eau. Les réservoirs existants jugés en bon état et dont le volume sera suffisant à l'horizon de calcul, ont été reconduits et ont donné des pressions suffisantes notamment au point défavorable. Le calcul hydraulique a été fait pour le cas de pointe et vérifié pour le cas de pointe plus incendie. Ce réseau de distribution a été équipé par des accessoires qui serviront à la bonne gestion ultérieure. Deux variantes ont été proposées pour le dimensionnement technico économique de l'adduction en refoulement, où nous avons reconduit le même tracé. Ce volet d'adduction a été complété par une étude anti-bélier pour la protection de la conduite en cas d'un régime transitoire intense. Le chapitre pose de canalisation a été considéré vue son importance primordiale dans l'étude du projet.

Nous espérons que cette étude présentée est d'un intérêt remarquable pour la conception pratique de notre système projeté.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHYQUE

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ❖ [1] **ABRAMOV N.**, « Alimentation en eau potable », édition Mir, Moscou, 1982.
- ❖ [2] **B.SALAH** : «Cours d'Alimentation en eau potable», ENSH 1993.
- ❖ [3] **J.BONIN** : «Hydraulique urbaine». Édition Eyrolles, paris, (1972).
- ❖ [4] **DUPONT.A** : « Hydraulique urbaine (tome 2) ». Edition Eyrolles (1979).
- ❖ [5] **GOMELLA et GUERREE**, « Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales», tome 1, édition Eyrolles, 1985.
- ❖ [6] **M. MEUNIER**, «Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eaux sous pression» Décembre 1980.
- ❖ [7] **P.MALAVAL**, «Réseau d'alimentation en eau potable», IGRF, Paris 1986.
- ❖ [8] **R.BAYON**, « [www.Bently.com](http://www.Bently.com)»; « [www.scribd.com](http://www.scribd.com)»; «[www.pdf\\_data\\_base.com](http://www.pdf_data_base.com)».
- ❖ [9] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.
- ❖ [10] **SITE WEB**: « V.R.D, terrassement, espaces vert,», Edition Eyrolles (1986).



# ANNEXES

## ANNEXE 1

### Prix des canalisations en PEHD (PN10, PN16)

Tuyaux en PEHD PN 10 bars					Tuyaux en PEHD PN 16 bars				
Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité de produit	Prix M/L (DA)
20	16	2	PE 80	31.48	20	16	2.0	PE 80	35.52
25	21	2		39.80	25	20.4	2.3		56.46
32	28	2.0		61.83	32	26	3.0		88.71
40	35.2	2.4		96.79	40	32.6	3.7		136.70
50	44	3.0		147.86	50	40.8	4.6		212.38
63	55.4	3.8		233.89	63	51.4	5.8		335.55
75	66	4.5		330.68	75	61.4	6.8		475.85
90	79.2	5.4	PE 100	387.50	90	73.6	8.2	PE 100	566.74
110	96.8	6.6		577.28	110	90	10.0		840.88
125	110.2	7.4		735.44	125	102.2	11.4		1088.66
160	141	9.5		1204.65	160	130.8	14.6		1779.29
200	176.2	11.9		1829.83	200	163.6	18.2		2794.15
250	220.4	14.8		2890.41	250	204.6	22.7		4323.02
315	277.6	18.7		4479.51	315	257.8	28.6		6565.32
400	352.6	23.7		7374.35	400	327.4	36.3		10661.29
500	440.6	29.7		11312.40	500	409.2	45.4		16486.28
630	555.2	37.4		17101.74	630	515.6	57.2		25408.31

## ANNEXE 2

### Caractéristiques de la pompe F5

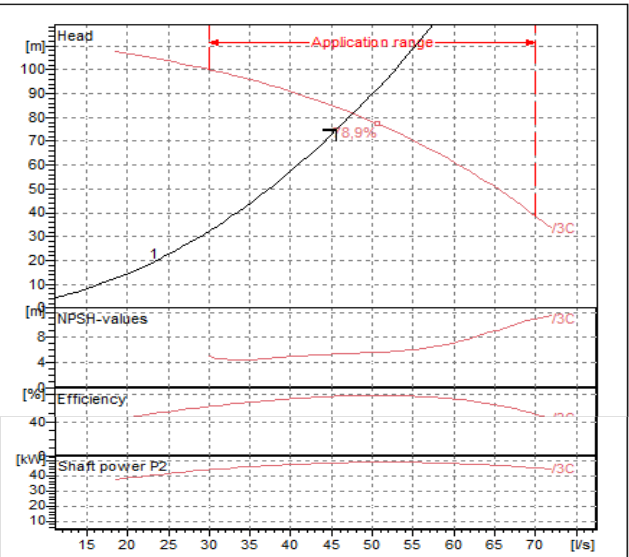


Modena - Italy

**COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001**

<b>E12S50/3C + MC870</b>	
<b>Requested data</b>	
Flow	45,6 l/s
Head	74,8 m
Fluid	Drinking water
Temperature	20 °C
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1
<b>Operating pump data</b>	
Flow	47,7 l/s
Head	81,6 m
Shaft power	48,6 kW
Efficiency	78,5%
Head H(Q=0)	118 m
Discharge connection	150 mm
<b>Motor data</b>	
Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2900 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	51 kW
Rated current	99,5 A
Motor type	3~
Insulation class	Y
Degree of protection	IP 68
<b>Operating limits</b>	
Starts per hour max.	8
Maximum temperature of pumped fluid	40 g/m <sup>3</sup>
Maximum content of solid	998 kg/m <sup>3</sup>
Max. Density	1 mm <sup>2</sup> /s
Max. viscosity	
<b>General data</b>	
Weight	338 kg

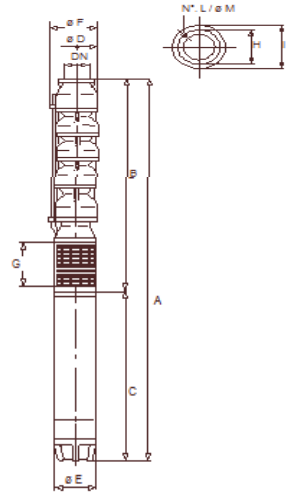
<b>Materials</b>	
<b>PUMP CONSTRUCTION</b>	
Valve casing	Cast iron
Conical valve	Cast iron/Stainless steel
Suction casing	Cast iron
Stage casing	Cast iron
Shaft	Stainless steel
Impeller	Cast iron
Wear ring	Rubber
Strainer	Stainless steel
Cable guard	Stainless steel
Shaft coupling	Stainless steel
<b>MOTOR CONSTRUCTION</b>	
Upper bracket	Cast iron
Lower bracket	Cast iron
Stator shell	Stainless steel
Shaft	Stainless steel
Seal ring	Steel/rubber
Sand guard	Rubber
Winding	Insulated copper
Thrust bearing	Michell type



**Operating data** UNWISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 2464
  - B = 1007
  - C = 1457
  - D = 240
  - DN = 150
  - E = 191
  - F = 264
  - G = 198
  - H = 206
  - I = 234
  - L = 6
  - M = 16



# ANNEXE 3

## Caractéristiques de la pompe (SP)



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

### MEC-A 3/80E

#### Requested data

Flow	35 l/s
Head	60,1 m
Fluid	Drinking water
Temperature	20 °C
Pumpe type	Single head pump
No. of pumps	1

#### Operating pump data

Flow	34,6 l/s
Head	58,7 m
Shaft power	26,6 kW
Efficiency	77,6%
Head H(Q=0)	63,3 m
Discharge connection	80 mm

#### Motor data

Frequency	50 Hz
Rated voltage	400 V
Nominal speed	2950 1/min
Number of poles	2
Rated power P2	30 kW
Rated current	- A
Motor type	3~
Insulation class	F
Degree of protection	IP 55

#### Operating limits

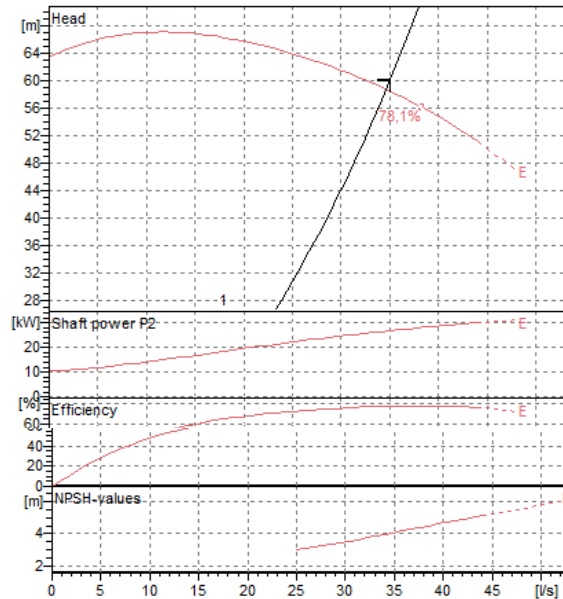
Starts per hour max.	5
Maximum temperature of pumped fluid	90 °C
Maximum content of solid	40 g/m <sup>3</sup>
Max. Density	998 kg/m <sup>3</sup>
Max viscosity	1 mm <sup>2</sup> /s

#### General data

Weight	364 kg
--------	--------

#### Materials

Delivery casing	Cast iron
Suction casing	Cast iron
Pedestal	Cast iron
Impeller	Cast iron
Shaft	Treated steel
Shaft bush	Chrome plated steel
Ball bearings	Steel
Stuffing box	Cast iron
Packing	Graphited cord



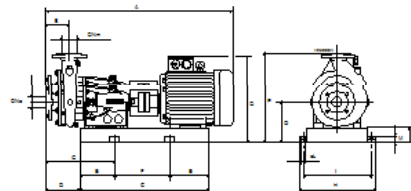
#### Operating data

UNISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Eff. [%]	NPSH [m]

#### Dimensions mm

A = 1403
B = 150
C = 1049
D = 222
DNa = 100
DNm = 80
E = 175
F = 699
G = 397
H = 530
I = 480
L = 20
M = 42
N = 100
O = 300
P = 600
Q = 665



#### ANNEXE 4

**Tableau :** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau

Tuyau	$K'$	$M$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,772	2