الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵔⵓⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵍ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système de transfert d'eau à partir du barrage de Tichy Haf pour l'AEP des Communes de Ain Legradj et Beni Ouartilane (w.de Sétif)

Présenté par :
KOURBALI Lyamine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr A.AMMARI	M.C.A	Président
Mme S.BELLABAS CHARIFI	M.C.B	Examinatrice
Mr Y.BOUNAH	M.A.A	Examinateur
Mr S.YAHIAOUI	M.A.A	Promoteur

Session Juin 2023

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à ma mère ..... à ma mère..... à ma mère et mon père pour tous leurs sacrifices,

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à mes frères LOUNES, MOKRANE, WAIL et toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

Mon promoteur Mr S.YAHIAOUI, pour son encadrement et ses orientations.

Je remercie les membres de jurys pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner.

Je remercie tous les enseignants de l'ENSH pour le savoir qu'ils m'ont transmis.

Je remercie enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué de près ou de loin par leur aide au bon déroulement de ce travail.

ملخص

الهدف من المذكرة، تكمن في دراسة مشروع تزويد بلديتي عين لقراج وبني ورثيلان شمال ولاية سطيف بالمياه الصالحة للشرب وذلك بجلبها من قناة تحويل سد تيشي حاف. ينقسم تحويل المياه إلى نوعين من الامدادات عن طريق الجاذبية والضخ ذلك أن حساب هذه القنوات والخزانات يرتكز عن تقدير الاحتياجات المستقبلية لمختلف المناطق. فيما يخص الضخ، قمنا باختيارمضخات مناسبة لنظام دراستنا.

وفي الأخير تطرقنا إلى دراسة ظاهرة المطرقة المائية وهذا بهدف حماية القنوات.

الكلمات المفتاحية: مشروع تزويد بالمياه الصالحة للشرب، الخزانات، مضخات، المطرقة المائية.

Résumé

Ce présent mémoire de fin d'étude, présente un projet de transfert d'eau à partir du barrage de Tichy Haf pour l'alimentation en eau potable des communes Ain Legradj et Beni Ouartilane Nord de la Wilaya de Sétif ; L'acheminement de l'eau se subdivise en deux types d'adduction gravitaire et refoulement. Le dimensionnement des conduites et des réservoirs est basé sur l'estimation des besoins en eau future des différentes localités. Concernant la partie adduction, on a opté pour des pompes qui répondent au système étudié. Par la suite, une étude de coup de bélier a été effectuée dont le but est de protéger les conduites vulnérables.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompe, coup de bélier.

Abstract

This work presents a water transfer project from the Tichy Haf dam to supply drinking water to the Ain Legradj and Beni Ouartilane North municipalities of the Wilaya of Setif. Their route is divided into two types of gravity and pumping water. The design of these pipes and reservoirs is based on estimates of future water needs of different localities. Regarding the supply part, we opted for a pump that meets the system studied. Subsequently a water hammer study was conducted which aims to protect vulnerable pipelines.

Key words: Water transfer, reservoirs, water supply, pump, water hammer.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction 2

I.1. Situation géographique 2

I.2 Situation administrative 3

I.3 Situation topographique 3

I.4. Situation géoclimatique 4

I .4.1 Relief et géologie superficielle 4

I.4.2 La sismicité 4

I.4.3 La végétation 4

I.4.4 situation climatologique 4

I.5. Situation démographique actuelle 7

I.6. Situation hydrique actuelle 9

I.7. Ressource en eau 9

I.8. Présentation du barrage de Tichy-Haf 10

I.8.1. Données générales 10

I.8.2. Caractéristiques hydrauliques 10

I.8.3. Caractéristiques principales du barrage 11

Conclusion 11

CHAPITRE II : ESTIMATIONS DES BESOINS EN EAU

Introduction 11

II .1. Evaluation de la population pour l'horizon d'étude 2052 11

II .2. Catégories des besoins 12

II .3. Normes unitaires de la consommation 12

II .4. Détermination de la consommation moyenne journalière 12

II.5. Evaluation des besoins en eau 12

II .5.1. Besoins en eau domestiques pour l'horizon 2052 13

II .5.2.Besoins en eau par catégorie 14
II .5.2.1. Besoins en eau administratifs 14
II .5.2.2. Besoins scolaires 15
II .5.2.3. Besoins sanitaires 16
II .5.2.4. Besoins socioculturels 16
II .5.2.5. Besoins commerciaux 17
II .5.3. Récapitulation de la consommation moyenne journalière 18
II .5.4. Majoration de la consommation moyenne journalière 18
II .5.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières 19
II-5-5-1-Consommation maximale journalière ($Q_{max\ j}$) 19
II .5.5.2.Consommation minimale journalière ($Q_{max\ j}$) 19
II .5.6. Etude des variations des débits horaires 20
II .5.6.1. Détermination du débit maximum horaire 22
Conclusion 23

CHAPITRE III: LES RESERVOIRS

Introduction 24
III .1. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs 24
III .2. Classification des réservoirs 24
III .3. Choix du réservoir 24
III .4. Equipements du réservoir 25
III .4.1. Equipements d'intervention 25
III .4.2. Equipements de nettoyage 25
III .4.3. Equipements hydrauliques 25
III .4.3.1. Conduite d'arrivé ou d'adduction 25
III .4.3.2. Conduite de départ ou de distribution 26
III .4.3.3. Conduite de vidange 26
III .4.3.4. Trop-plein 26

III .4.3.5. Vannes de sectionnement 26
III .4.3.6. By-pass 26
III .4.3.7. Système de matérialisation d'incendie 27
III .5. Calcul de la capacité des réservoirs 28
III .5.1. Principe de calcul 28
III .5.2.Détermination des capacités des réservoirs 29
III .5.3. Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage 32
III .6. Forme des réservoirs 33
III .6.1. Le diamètre de la cuve 34
III .6.2. Réévaluation des hauteurs d'eau 34
III .6.3. La hauteur totale H du réservoir 34
III .6.4. La hauteur de la réserve d'incendie 34
III .7. Dispositifs de régulation 35
III .7.1. Robinets à flotteurs 35
III .7.2. Schéma d'un robinet automatique de remplissage 36
Conclusion 36

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Introduction 37
IV.1.Types d'adduction 37
IV.1.1.Adduction gravitaire 37
IV.1.2.Adduction par refoulement 38
IV.1.3.Adduction mixte 38
IV.2. Choix du tracé 38
IV.3. Choix des matériaux de canalisation 38
IV.3.1. Fonte 38
IV.3.2. Acier 39
IV.3.2. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) 39

IV.4. Etude des variantes 39
IV.5. Proposition des variantes 39
IV.6. Analyse et choix de la variante 43
IV.7. Dimensionnement de l'adduction 43
IV.7.1. Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaire 43
IV.7.1.1. Calcul des longueurs des tronçons de l'adduction gravitaire 44
IV.7.1.2. Les altitudes des différents points 45
IV.7.1.3. Dimensionnement des différents tronçons 45
IV.7.1.4. Calcule de la vitesse 45
IV.7.2.Etude technico-économique de l'adduction 47
IV.7.2.1. Etude de l'adduction par refoulement 47
IV.7.2.3. Dimensionnement des différents tronçons de refoulement 48
IV.8. Calcul de réseau 57
IV.8.1 Qu'est-ce que EPANET 57
Conclusion 57

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Introduction 58
V.1. Classification des pompes 58
V.2. Caractéristiques des pompes centrifuges 59
V.3. Constitution d'une pompe centrifuge 59
V.4. Choix de variantes pour les stations de pompage : 60
V.5. Installation d'une pompe 61
V.6. Couplage des pompes 61
V.6.1. Le couplage en parallèle 61
V.6.2. Le couplage en série 62
V.7.Criteres du choix du type de pompe 62
V.8. Points de fonctionnement des pompes 66

V.8.1. Refoulement SP2.1 –SP2.2 67
V.8.2. Refoulement SP2.2 –SP2.3 68
V.8.3. Refoulement SP2.3 –$R_{AIN\ LEGRADJ}$ 69
Conclusion 70

CHAPITRE VI: POSE ET PROTECTION DES CANALISATIONS

Introduction 71
VI.1. Pose des canalisations 71
VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations 71
VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier 74
VI.2.1. Généralité 74
VI.2.2. Causes du coup de bélier 75
VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier 75
VI.3.Calcul des réservoirs d'air 76
Conclusion 79

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction 80
VII .1. Les opérations pour la réalisation du l'adduction 80
VII .1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain 80
VII .1.2. Nivellement de la plate-forme de pose 80
VII .1.3. Excavation des tranchées 81
VII .1.3.1. La profondeur (H) 81
VII .1.3.2. Largueur de la tranchée 81
VII .1.3.3. Section de la tranchée 81
VII .1.3.4. Détermination du volume des travaux de l'adduction 81
VII .1.4. Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation du l'adduction 82
VII .2. Travaux de la station de pompage 83
VII .2.1. Détermination du volume des travaux de la station de pompage 83
VII .2.2. Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de la station de pompage 85

VII .3. Travaux des réservoirs 86
VII .3.1. Détermination du volume des travaux des réservoirs 87
VII .3.2. Devis estimatif global 88
VII .4.Planification des travaux de l'adduction 89
VII .4.1. Définition des taches et leurs durées 89
VII .4.2. Planification par la méthode CPM 89
VII .5. Choix des engins de terrassement 89
VII .5.1. Pelle hydraulique..... 91
VII .5.2. Chargeur..... 92
VII .5.3. Compacteur (vibrateur de sol)..... 92
Conclusion 93
CONCLUSION GENERALE 94

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1: limites administratives de la wilaya de Sétif 2
Figure I.2: vue générale des deux communes Beni Ouartilane et Ain Legradj 3
Figure I.3: Graphique Climatique de Sétif 5
Figure I.4: Diagramme de répartition des habitants par communes en 2022 8
Figure I.5: Carte de bassin versant de la Sommam 11
Figure I.6: Barrage de Tichy-Haf 12

CHAPITRE III: LES RESERVOIRS

Figure III.1: Adduction avec chute libre 25
Figure III.2: Adduction noyée 25
Figure III.3: Emplacement de la conduite de distribution 26
Figure III.4: By-pass 26
Figure III.5: Système à deux prises 27
Figure III.6: Système à siphon 27
Figure III.7: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré 28
Figure III.8: Schéma d'un robinet à flotteur 35
Figure III.9: Schéma d'un robinet automatique de remplissage 36

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Figure VI.1: Schéma synoptique de l'adduction 37
Figure VI.2: Schéma synoptique de la Variante N°1 41
Figure VI.3: Schéma synoptique de la Variante N°2 42
Figure VI.4: Bilan total du tronçon SP2.1-SP2.2 51
Figure VI.5: Bilan total du tronçon SP2.2-SP2.3 54
Figure VI.6: Bilan total du tronçon SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ 56

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Figure V.1: : Schéma explicatif des éléments constitutifs d'une pompe centrifuge 60
Figure V.2: Installation d'une pompe horizontale et verticale 61
Figure V.3: Couplage de deux pompes en parallèle 61
Figure V.4: Couplage de deux pompes en série 62
Figure V.5: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2.1) de type PM 100/4B 63
Figure V.6: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2.2) de type PM125/10A 64
Figure V.7: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2.3) de type PM 100/4 B 65

Figure V.8: Point de fonctionnement de SP2.1 67
Figure V.9: Point de fonctionnement de SP2.2 68
Figure V.10: Point de fonctionnement de SP2.3 69

CHAPITRE VI: POSE ET PROTECTION DES CANALISATIONS

Figure IV.1: Pose de canalisations dans un terrain ordinaire 72
Figure IV.2: Pose de canalisations dans un terrain peu consistant 72
Figure IV.3: Pose de canalisations dans un terrain marécageux 72
Figure IV.4: Pose de canalisations en galerie 73
Figure IV.5: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière 73
Figure IV.6: Pose de canalisation sans ouverture de tranchée (fonçage et forages dirigé) 74

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Figure VII.1: Reseaux nœuds (methode CPM)de l'adduction 90
Figure VII.2: Pelle hydraulique 92
Figure VII.3: Chargeur 92
Figure VII.4: Compacteur 93

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1: Températures moyennes, maximales et minimales mensuelles en °C 5
Tableau I-2: Précipitations moyennes annuelles en mm (1991-2022) 6
Tableau I-3: Vitesses mensuelles moyennes et vitesse moyenne interannuelle, vitesses moyennes maximales des vents 7
Tableau I-4: les données obtenues de l'APC de Beni Ouartilane et Ain Legradj (RGPH 2022), le nombre d'habitants des deux communes est de 22366 hab. 8
Tableau I-5: Répartition des habitants par commune 8

CHAPITRE II : ESTIMATIONS DES BESOINS EN EAU

Tableau II-1: Evolution de la population aux horizons du projet 11
Tableau II-2: la dotation en fonction de nombre d'habitant 13
Tableau II-3: besoins en eau domestiques 14
Tableau II-4: évaluation besoins en eau administratifs 14
Tableau II-4: évaluation besoins en eau administratifs (suite) 15
Tableau II-5: évaluation besoins scolaires 15
Tableau II-6: évaluation besoins sanitaires 16
Tableau II-7: évaluation besoins socioculturels 17
Tableau II-8: évaluation besoins commerciaux 17
Tableau II-8: évaluation besoins commerciaux (suite) 18
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers 18
Tableau II-10: Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés 18
Tableau II-11: Tableau récapitulatif des consommations moyennes, minimales et maximales journalières 19
Tableau II-12: Répartition des consommation horaire (Beni Ouartilane) 21
Tableau II-13: Répartition des consommation horaire (Ain Legradj) 22

CHAPITRE III: LES RESERVOIRS

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Legradj 30
Tableau III-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Beni Ouartilane 31
Tableau III-3: Fonctionnement des bâches de reprise SP2.1, SP2.2 et SP2.3 32
Tableau III-4: Récapitule les volumes des différents réservoirs. 33
Tableau III-5: Les dimensions des différents réservoirs 35

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Tableau IV-1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau 44
Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire 45
Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction 45
Tableau IV-4: Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon 46
Tableau IV-5: Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon 46
Tableau IV-6: Longueurs des différents tronçons de l'adduction par refoulement 49
Tableau IV-7: Calcul de la HMT du tronçon SP2.1-SP2.2 49
Tableau IV-8: Calcul des frais d'amortissement du SP2.1-SP2.2 50
Tableau IV-9: Calcul des frais d'exploitation du SP2.1-SP2.2 50
Tableau IV-10: Bilan du tronçon SP2.1-SP2.2 51
Tableau IV-11: Calcul de la HMT du tronçon SP2.2-SP2.3 52
Tableau IV-12: Calcul des frais d'amortissement du SP2.2-SP2.3 52
Tableau IV-13: Calcul des frais d'exploitation du SP2.2-SP2.3 53
Tableau IV-14: Bilan du tronçon SP2.2-SP2.3 53
Tableau IV-15: Calcul de la HMT du tronçon SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ 54
Tableau IV-16: Calcul des frais d'amortissement du SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ 55
Tableau IV-17: Calcul des frais d'exploitation du SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ 55
Tableau IV-18: Bilan du tronçon SP2.3- $R_{\text{AIN LEGRAD}}$ 56

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Tableau V-1: Caractéristiques des tronçons 62
Tableau V-2: Variante pour le choix du type de pompe pour la station SP2.1 63
Tableau V-3: Les caractéristiques de la pompe choisi pour la station SP2.1 63
Tableau V-4: Variante pour le choix du type de pompe pour la station SP2.2 64
Tableau V-5: Les caractéristiques de la pompe choisi pour la station SP2.2 64
Tableau V-6: Variante pour le choix du type de pompe pour la station SP2.1 65
Tableau V-7: Les caractéristiques de la pompe choisi pour la station SP2.3 65
Tableau V-8: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2.1 – SP2.2) 67
Tableau V-9: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2.1 – SP2.2) 68
Tableau V-10: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2.1 – R) 69

CHAPITRE VI: POSE ET PROTECTION DES CANALISATIONS

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement 77
Tableau VI-2: Les caractéristiques des conduites de refoulement 78
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulemen 78

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VII-1: Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction..... 82
Tableau VII-2: Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation du l'adduction 82
Tableau VII-3: Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de la station de pompage .. 85
Tableau VII-3: Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de la station de pompage (suite)..... 86
Tableau VII-4: les dimensions des réservoirs 86
Tableau VII-4: les dimensions des réservoirs (suite) 87
Tableau VII-5: Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation des réservoirs..... 88
Tableau VII-6: Devis estimatif global..... 88
Tableau VII-7: Temps de realisation des operation de l'adduction 89
Tableau VII-8: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction 90

LISTES DES PLANCHES

Planche N°1: Plan de masse du l'adduction.

Planche N°2: Profil en long total de l'adduction.

Planche N°3: Plan de station de pompage SP2.2.

Planche N°4: Plan d'équipement de SP2.2.

LISTES DES ANNEXES

Annexe Nº1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier.

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds et des tronçons EPANET.

Annexe Nº3 : Abaque de VIBERT**.**

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Depuis l'existence de l'être humain l'eau présente l'élément indispensable dans la vie quotidienne, l'utilisation de cette dernière se focalise que ce soit pour sa propre consommation, ou pour ses différentes usages industriels ou agricoles, ...etc.

L'Algérie se place parmi les pays pauvre en matière de potentiel hydrique avec une disparité entre l'Est et l'Ouest, on trouve la région Ouest qui souffre d'aridité de climat. Le manque d'eau à l'échelle national, reste comme une menace pour le pays, malgré la construction de nouveaux barrages et le recours au dessalement des eaux de mer. Mais la demande en eau augmente avec le développement économique et social, ce qui impose donc l'élaboration et la définition d'une stratégie de l'eau à moyen et à long terme.

Dans ce sens l'objectif de notre étude est de trouver une ressource suffisante pour assurer les besoins des communes : [Beni Ouartilane et Ain Legradj] occupant les extrémités ouest de la wilaya de Sétif.

Cette situation a incité les autorités à étudier l'utilisation des eaux du barrage **TICHY-HAF** pour l'AEP de la zone d'étude, tout en laissant la nappe se remontera régulièrement.

Le sujet que nous aborderons dans ce présent projet consiste à élaborer la chaine d'adduction des deux communes ouest de la wilaya de Sétif., pour cela cette étude sera menée comme suit:

- Dans le premier chapitre, nous commencerons par la présentation de la situation géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique, démographique, la situation hydraulique et la répartition de la population.
- Le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau à l'horizon 2052, pour le but de faire un bilan qui répond à la satisfaction des besoins à long terme.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs terminaux, et la bâche de reprise.
- Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites à la base d'une étude technico-économique.
- Par la suite nous passerons au cinquième chapitre où la méthodologie de choisir et d'adapter une pompe aux conditions du travail, sera détaillée.
- On terminera notre travail avec une étude de protection de la conduite contre le coup de bélier suivant par une technique de pose, avant de passé à une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique, démographique et la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I.1. Situation géographique

La zone d'étude englobe deux communes qui sont **Ain Legradj** et **Beni Ouartilane** situées dans la daïra de **Beni Ouartilane**, cette dernière s'étale sur une superficie de **73 km^2** est l'une des 20 daïra de la wilaya de **Sétif.**

Elles sont délimitées par :

- Au Nord par la commune Beni Maouche (w. Bejaia).
- A l'Est par la commune Hammam Guergour (w.Setif).
- A l'Ouest par la commune Djaafra (Bordj Bou-Arreridj).
- Au Sud par la commune de Guenzet (w.Sétif).

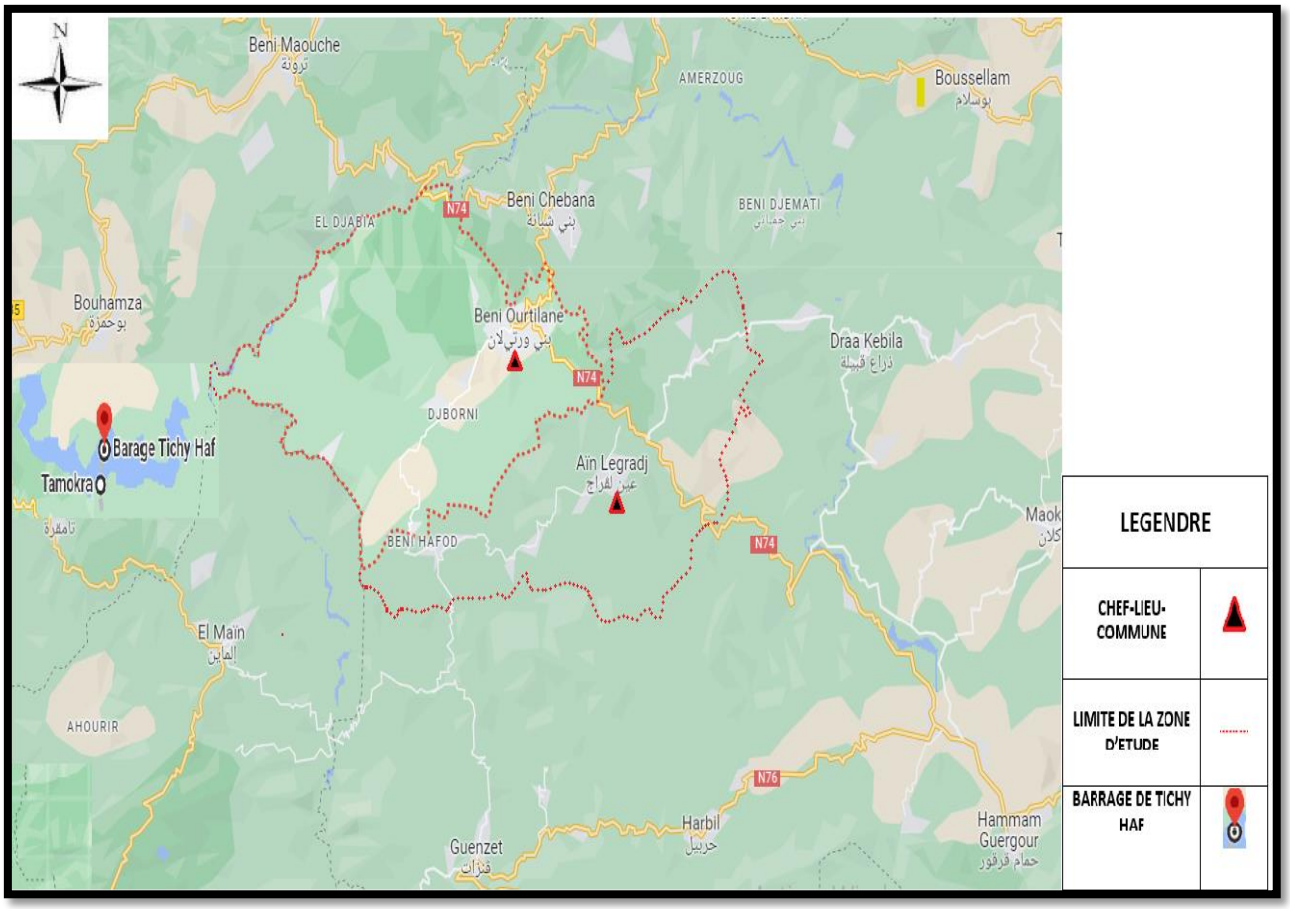


Figure I.1: La zone d'étude [WGS 84 / UTM Zone 31].



Le 26.01.23



Le 15.03.23

(Source : Wikipédia**)**

Figure I.2 : vue générale des deux communes Beni Ouartilane et Ain Legradj.

I.2 Situation administrative

La gestion des ressources en eau de la région est assurée par plusieurs agents administratifs (ADE, DRE, subdivision des ressources en eau), qui affirment l'homogénéité du point de vue orographique, socio-économique et culturel.

I.3 Situation topographique

La zone d'étude présente une altitude moyenne de 859 m avec un point culminant (altitude maximum) de 1364 m au-dessus du niveau de la mer, par contre le niveau le plus bas de la région est d'une altitude de 389 m au-dessus du niveau de de la mer.

I.4. Situation géoclimatique

Elle comprend un ensemble d'aspect qui décrit la situation géologique et climatique.

I .4.1 Relief et géologie superficielle

Les deux communes Beni Ouartilane et Ain Legradj est connue par son relief accidenté, les chaines de montagnes s'élèvent entre 500 m jusqu'à 1500 m, fait partie de la chaine montagneuse des Bibane (Babors).

La réalisation d'infrastructure dans cette zone est couteuse vu la nature du sol formé d'argile schisteuse épaisse entrecoupée par des bancs de calcaire et de grès.

I.4.2 La sismicité

Pour l'étude de la sismicité de la région d'étude on se base sur l'historique des séismes des zones avoisinantes, notamment sur le foyer de GUENZET qui est à 20km du site du barrage de Tichy- Haf d'un tremblement de terre (24 mai 1959) d'une intensité épicentrale de 5.3 profondeur du foyer 10km.

Tremblement de terre à Beni Ouartilane le 10 novembre 2000 de magnitude 5.7 et Beni Ilmane le 14 mai 2010 de magnitude 5.2, 14 mai 2010 de magnitude 5.0 et le 16 mai 2010 de magnitude 5.2 avec de nombreuses victimes matérielles et humaines dans ce phénomène.

D'après ces données, les accélérations de pointe :

A max=0.08 à 0.1 g période de retour 100ans ;

A max=0.18 g période de retour de 1000 ans.

I.4.3 La végétation

L'une des richesses principales de la région est l'arboriculture, avec une production importante d'olives et de figues. Les hautes plaines sont à vocation céréalière et sont considérées comme le grenier à blé de la région.

I.4.4 situation climatologique

- **Climat :**

Le climat de la zone d'étude est méditerranéen de transition, avec quelques caractéristiques continentales, et semi-aride. L'hiver est assez froid, tandis que l'été est très chaud. De plus, en hiver, la ville est exposée aux vagues de froid et aux chutes de neige. En moyenne, il neige douze jours par an.

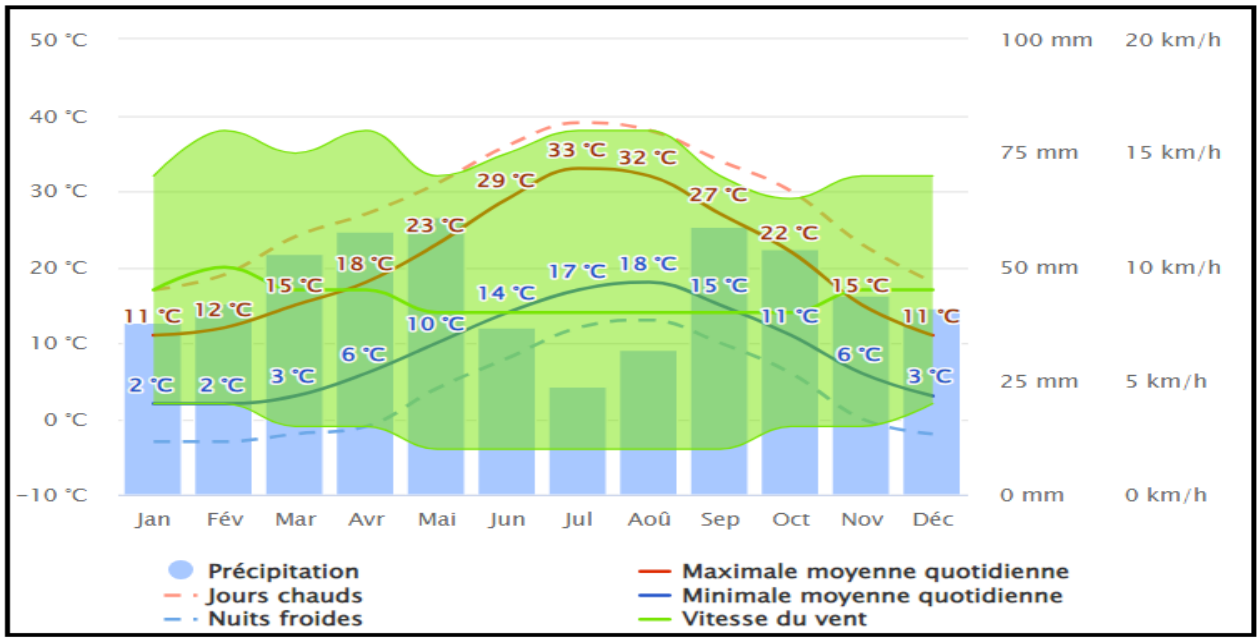


Figure I.3 : Graphique Climatique de Sétif. (Source : www.mateoblue.com)

Température :

La température moyenne du mois le plus froid (Janvier) est de 5.5ºC, celle du mois le plus chaud (Juillet) est de 26.3°C. Voici les températures moyennes.

Tableau I-1 : Températures moyennes, maximales et minimales mensuelles en °C

(1991-2022)

Mois	Min (°C)	Max (°C)	Moyenne (°C)
Janvier	1	10	5.5
Février	1	11	6.2
Mars	4	15	9.2
Avril	6	18	12
Mai	10	24	16.9
Juin	15	30	22.3
Juillet	19	34	26.3
Août	18	33	25.9
Septembre	14	24	20.9
Octobre	10	22	16.2
Novembre	5	15	10
Décembre	2	11	6.4
An	8.8	20.9	14.85

(Source : www.climatsetvoyages.com)

Remarque :

La zone d'étude est caractérisée par des températures basses en hiver avec une moyenne de 5.5°c en mois de janvier qui est le mois le plus froid et augmente au cours de la période estivale pour atteindre un maximum de 26.3°c en mois de juillet.

- **Pluviométrie :**

Les précipitations totalisent 390millimetres par an : elles sont donc assez faibles. Au mois le moins pluvieux (juillet) elles s'élèvent à 13mm, dans le mois le plus pluvieux (Avril) elles s'élèvent à 45mm. Voici la moyenne des précipitations.

Tableau I-2 : Précipitations moyennes annuelles en mm (1991-2022)

Mois	Quantité (mm)	Jours
Janvier	40	10
Février	30	9
Mars	40	9
Avril	45	8
Mai	40	7
Juin	20	4
Juillet	13	2
Août	20	4
Septembre	40	7
Octobre	30	7
Novembre	35	9
Décembre	40	10
An	390	86

(Source : www.climatsetvoyages.com)

Remarque :

Les pluies moyennes mensuelles atteignent une valeur inferieur à 15mm en saison sèche qui correspond aux mois de juillet, par contre la saison humide s'étend tout au long des autres mois d'année. Le mois le plus pluvieux est décembre avec 40 mm tandis que le mois le moins arrosé est Juillet qui affiche 13 mm.

- **La gelée :**

  Elle est assez fréquente surtout au côté sud, il y a deux périodes de gelée, celle des mois de novembre, janvier et du mois d'avril, les premières vont de -5°c à 3°c tandis que les dernières plus nocives de 2°c à 5°c. Les gelées servirent 60 jours par an.

- **Le vent :**

  La variation de la vitesse moyenne du vent est légère (vent faible en moyen 2.28Km/h) tout au long de l'année avec un maximum de 2.5 (km/h) en mois de juillet.

Tableau I-3 : Vitesses mensuelles moyennes et vitesse moyenne interannuelle, vitesses moyennes maximales des vents (année humide)

Mois	Vmoy (km/h)	Vmoy inter-an	Vmax (Km/h)
Janvier	2.37	2.28	15.10
Février	2.23	2.28	16.83
Mars	2.3	2.28	16.33
Avril	2.47	2.28	16.33
Mai	2.37	2.28	15.84
Juin	2.23	2.28	16.2
Juillet	2.5	2.28	16.3
Août	2.32	2.28	15.8
Septembre	2.18	2.28	17
Octobre	2.17	2.28	14.3
Novembre	2.08	2.28	15.2
Décembre	2.18	2.28	14.33

(Source : www.climatsetvoyages.com)

Remarque :

On remarque qu'en mois de mars Avril, mai, juillet et Aout, la vitesse moyenne mensuelle dépasse la vitesse moyenne interannuelle. La vitesse maximale moyenne est enregistrée en janvier, soit 16,83 km/h.

I.5. Situation démographique actuelle

Pour une meilleure estimation des besoins en eau potable on se base sur les données démographiques de la région d'étude.

Tableau I-4 : les données obtenues de l'APC de Beni Ouartilane et Ain Legradj (RGPH 2022), le nombre d'habitants des deux communes est de 22366 hab.

Daïra	Communes	2022
Beni Ouartilane	Beni Ouartilane	8791
	Ain Legradj	13575

Tableau I-5 : Répartition des habitants par commune

Communes	Agglomération	Population
Ain Legradj	Zone éparse	1328
	Akhrib	804
	Tighilt	808
	Zakou	675
	Iri Elkaf	1105
	Laazib	831
	Menades	647
	Chorfa Oufella	472
	Ait Achach	968
	Ait Hafed	950
	Ain Legradj	4987
Total		**13575**
Beni Ouartilane	Beni Ouartilane	8791
Total		**8791**

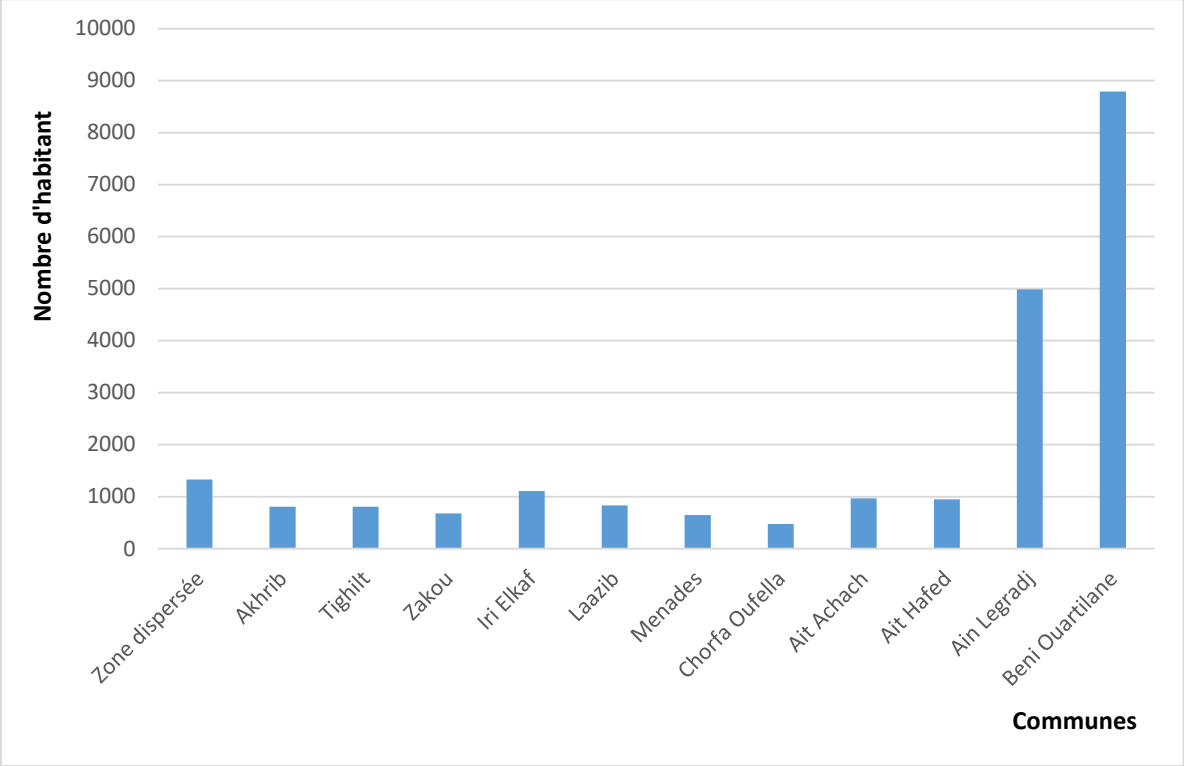


Figure I.5 : Diagramme de répartition des habitants par communes en 2022

I.6. Situation hydrique actuelle

Chacune des communes Beni Ouartilane et Ain Legradj s'alimente à partir de leurs propres sources, mais ne sont pas suffisantes. La situation des ouvrages tels que les réservoirs et les réseaux ne sont pas en bonne état. Donc, il est nécessaire d'envisager une autre étude et faire recours aux autres sources.

I.7. Ressource en eau

La région nord de la wilaya de Sétif est très pauvre en matière de potentialité d'eau souterraine en raison de l'existence des formations géologiques à prédominance marneuse.

Le morcellement des formations carbonates et l'aspect montagneux de la zone empêche la formation des aquifères.

Cette zone se distingue par deux domaines géologiques suivants :

- Le domaine des flysch kabyles qui est le siège au crétacé et à l'Eocène d'une sédimentation détritiques de type flysch.
- Le domaine Tallien a crétacé inférieur pelico-greseux et marnes succède une sédimentation essentiellement marneuse et marno – calcaireuse jusqu' à la fin de l'Eocène.

I.8. Présentation du barrage de Tichy-Haf

L'aménagement du barrage Tichy -Haf est un aménagement à but multiple qui entre dans le cadre du plan général de maîtrise des ressources en eau de l'Algérie. Il se situe dans l'ouest de la petite Kabylie, à une dizaine de kilomètres au nord Est de l'agglomération de Sidi Yahia, sur l'oued Bousselam qui est un affluent de l'oued Soummam.

L'aménagement est destiné à :

- Satisfaire la demande en irrigation des périmètres du Sahel et de la basse Soummam.
- L'alimentation en eau potable et industrielle des agglomérations de Bejaia, Sétif et Bourdj.
- Ecrêter les crues de l'oued Bousselam et participer ainsi à la protection du cours de l'oued Soummam.

I.8.1. Données générales

- Cours d'eau : Oued Bousselam.
- Situation : [(WGS 84 /UTM Zone 31) : X = 67520.00 ; Y = 249451.00] (50 Km au sud-ouest de Bejaia).
- Destination : irrigation, eau potable, eau industrielle et écrêtement des crues.

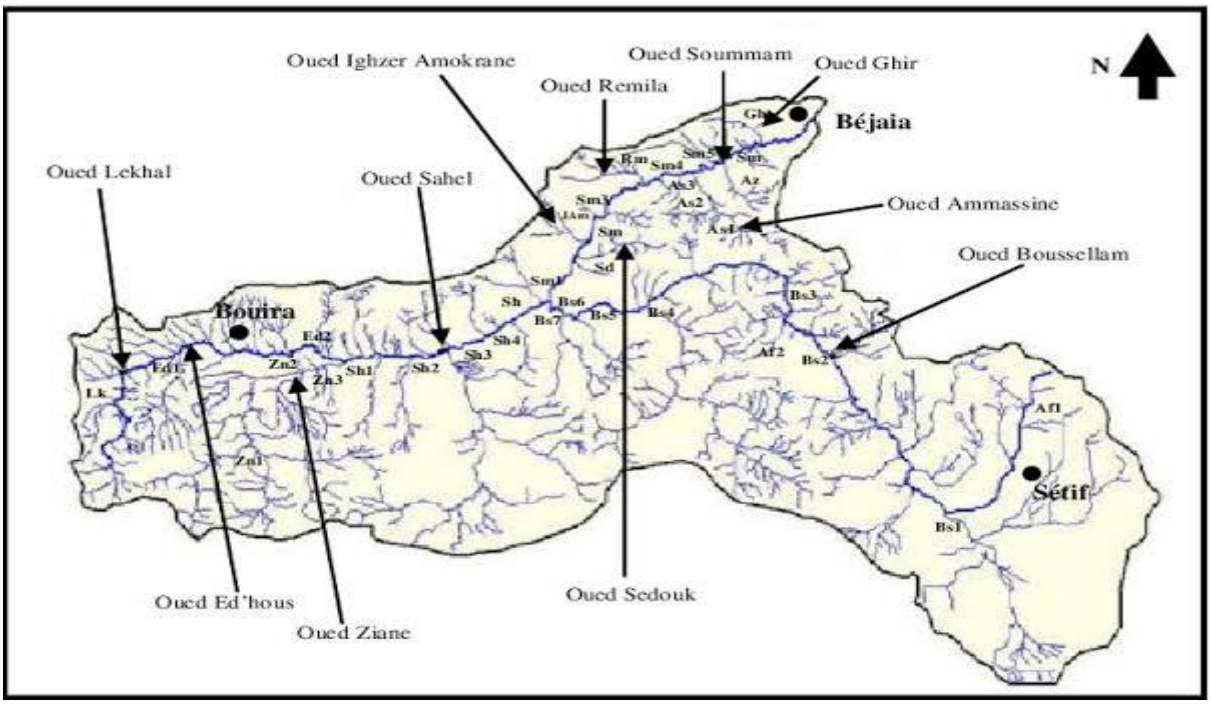


Figure I.6 : Carte du bassin versant de la Soummam [WGS 84 /UTM Zone 31].

I.8.2. Caractéristiques hydrauliques

- Aire du bassin versant : 3890 Km^2 (dont 2020 Km2 contrôlés par le barrage Ain Zada).
- Apport annuel moyen de la rivière : 185 Hm^3/an (5.9 m^3/s).
- Débit des crues maximales : Q_{1000} = 4300 - 5000 m^3/s ; Q_{10000} = 8200 m^3/s.

- Volume des crues maximales : V_{1000} = 335 - 369 Hm^3.
- Apport solide : de 3 à 3.5 Hm^3/an.

(Source : Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger).

I.8.3. Caractéristiques principales du barrage

- Type : barrage voûte à double courbure.
- Terrain de fondation : calcaire dolomitique jurassique, marne crétacée à l'amont.
- Hauteur : 83.50 m sur fond de fouilles.
- Longueur en crête : 275 m.
- Largeur en crête : 6m.
- Largeur maximale : 18m à la base (33m en rive droite).
- Rayon de courbure : 138m en crête, 25m à la base.
- Altitude de la crête : 305.50m
- Volume du barrage régularise : 81 millions m^3 (plus 40 000 pour le renforcement de la rive droite).



Figure I.7 : Barrage de Tichy-Haf – (Source : Agence nationale des barrages et transferts « A.N.B.T » d'Alger).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons eu une vue générale sur la zone d'étude et nous avons défini les données nécessaire pour entamer notre étude du projet. Le dernier recensement donné

un nombre d'habitant de **8791** habitants pour la commune de Beni Ouartilane et de **13575** habitants pour la commune de Ain Legradj. La zone d'étude présente un terrain accidenté et montagneux et son alimentation à partir de leurs propres sources, mais ne sont pas suffisantes.

CHAPITRE II

ESTIMATIONS DES BESOINS EN EAU

CHAPITRE II : ESTIMATIONS DES BESOINS EN EAU

Introduction

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

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

II .1. Evaluation de la population pour l'horizon d'étude 2052

L'estimation de la population future, à l'horizon 2052, se fait selon les taux d'accroissement des deux communes qui est 1,7 %.

On utilise la formule des intérêts suivante :

$$P_n=P_0\ (1+t)^n \quad \text{..... (II-1)}$$

Sachant que :

P_n : Population future à l'horizon 2052.

P : Population actuelle.

t : Taux d'accroissement de la population en %.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2022, la population de ces quatre localités se trouve dans le tableau (II -1) ci-après :

Tableau II -1 : Evolution de la population aux horizons du projet

Communes	**Population 2022 (hab)**	**Taux d'accroissement %**	**Population 2052 (hab)**
Beni Ouartilane	8791	1.7	14577
Ain Legradj	13575	1.7	22510

(Source : APC Beni Ouartilane et Ain Legradj w. Sétif)

II .2. Catégories des besoins

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à une analyse de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de projet il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins en eau :

- Besoins domestiques.
- Besoins commerciaux.
- Besoins collectifs (sanitaires, administratifs, éducations, publics socioculturels et sportifs..).

II .3. Normes unitaires de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de produits fabriqués, par tête d'animal, par véhicule... etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager.

II .4. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différentes catégories de consommateurs. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j}=(Q_i.N_i)/1000 \quad \text{..... (II-2)}$$

Avec :

- **Qmoy.j** : Consommation moyenne journalière en (m^3/j).
- **Qi** : Dotation journalière en (l/j/unité).
- **Ni** : Nombre de consommateurs.

II.5. Evaluation des besoins en eau

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

1. **Besoins domestique:**

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

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

2. **Besoins publics:**
   On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.
3. **Besoins scolaires :**
   On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.
4. **Besoins sanitaires :**
   On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour soigner un malade, lavage des mains, lavage des chambres...etc.
5. **Besoins socioculturels :**
   On entend par besoins socioculturels, les quantités d'eau demandées par les mosquées, centres culturels, bibliothèques, crèches...etc.

II .5.1. Besoins en eau domestiques pour l'horizon 2052

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population. Selon les informations données par l'organisme, pour la satisfaction des besoins en eau future on admet une dotation de 170l/j/ha.

Tableau II -2 : La dotation en fonction de nombre d'habitant

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville moins de 2000 hab	125
Ville de 2'000 à 20000 hab	150 à 200
Ville de 20000 à 100000 hab	200 à 300
Ville plus de 100000 hab	300 à 350

(Source : polycopie Mr S. BOUALEM ENSH septembre 2014, p20)

L'estimation des besoins domestiques dépend de l'accroissement démographique et de la dotation journalière de cette agglomération qui est 170 l/j/hab conformément au tableau (II-2) et en fonction de la vocation de la population où des activités telles que l'élevage et la petite agriculture y sont pratiquées.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau (II -3) suivant :

Tableau II -3 : Besoins en eau domestiques

Communes	Nombre d'habitant 2052	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m^3/j)
Beni Ouartilane	14577	170	2478.09
Ain Legradj	22510	170	3826.7
Total	**37087**		**6304.79**

II .5.2.Besoins en eau par catégorie

II .5.2.1. Besoins en eau administratifs

Les besoins administratifs sont regroupés dans le tableau (II -4) ci-après :

Tableau II -4 : évaluation besoins en eau administratifs

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy, j (m^3/j)
Beni Ouartilane	Siège daïra	Employé	50	15	0.75
	Siège APC	Employé	50	15	0.75
	Protection civile	Agent	46	200	9.2
	Siège ADE	Employé	20	15	0.3
	Siège subdivision Agriculture	Employé	10	10	0.1
	Siège subdivision hydraulique	Employé	15	10	0.15
	Inspection des impôts	Employé	14	15	0.21
	Bureaux de poste	Employé	12	15	0.18
	Siège des forêts	Employé	30	15	0.45
	Siège sonalgaz	Employé	32	15	0.48
	Algérie télécom	Employé	10	15	0.15
	Gendarmerie	Agent	43	40	1.72
Total					**14.44**

Tableau II -4 : évaluation besoins en eau administratifs (suite)

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Dotation (l/j/unité)
Ain Legradj	Siège APC	Employé	48	15	0.72
	Siège ADE	Employé	15	15	0.225
	Siège des forêts	Employé	20	15	0.3
	Bureaux de poste	Employé	07	15	0.105
	Gendarmerie	Agent	34	40	1.36
	Siège subdivision hydraulique	Employé	13	10	0.13
Total					**2.84**
Besoins en eau administratifs des deux communes					**17.28**

(Source : APC Beni Ouartilane et Ain Legradj w. Sétif)

II .5.2.2. Besoins scolaires

Les besoins des différents équipements recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont regroupés dans le tableau (II -5) ci-après :

Tableau II -5 : évaluation besoins scolaires

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy, j (m^3/j)
Beni Ouartilane	12 Ecole primaire	Elève	1380	15	20.7
	2 C.E.M	Elève	1270	15	19.05
	2 Lycée	Elève	1200	15	18
	1 Crèche	Enfant	60	20	1.2
Total					**58.95**
Ain Legradj	7 Ecole primaire	Elève	1500	15	22.50
	4 C.E.M	Elève	1770	15	26.55
	1 Lycée	Elève	870	15	13.05
	1 Crèche	Enfant	120	20	2.40
Total					**64.50**
Besoins scolaires des deux communes					**123.45**

(Source : APC Beni Ouartilane et Ain Legradj w. Sétif)

II .5.2.3. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont calculés dans le tableau (II -6) ci-après :

Tableau II -6 : évaluation besoins sanitaires

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
Beni Ouartilane	Centre de Sante	Patient	60	15	0.9
	Polyclinique	Patient	150	15	2.25
	Hôpital	Lit	200	40	8
	Maternités	Lit	35	40	1.4
Total					**12.55**
Ain Legradj	Polyclinique	Patient	100	15	1.5
	Maternités	Patient	30	40	1.2
Total					**2.7**
Besoins sanitaires des deux communes					**15.25**

(Source : APC Beni Ouartilane et Ain Legradj w. Sétif)

II .5.2.4. Besoins socioculturels

Les besoins socio-culturels en eau et leurs équipements sont représentés dans le tableau (II -7) suivant :

Tableau II -7 : évaluation besoins socioculturels

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy, j (m^3/j)
Beni Ouartilane	12 Mosquées	Fidèle	2000	15	30
	Bibliothèque	Lecteur	90	10	0.9
	Stade communal	Joueur	150	50	7.5
	Salle de sport	Joueur	100	50	5
Total					**43.4**
Ain Legradj	15 Mosquées	Fidèle	2500	15	37.5
	Bibliothèque	Lecteur	60	10	0.6
	Stade communal	Joueur	100	50	5
	Maison de jeunes	Jeune	50	05	0.25
Total					**43.35**
Besoins socioculturels des deux communes					**86.75**

(Source : APC Beni Ouartilane et Ain Legradj w. Sétif)

II .5.2.5. Besoins commerciaux

Les besoins en eau des différents équipements commerciaux sont donnés dans le tableau (II -8) ci-après :

Tableau II -8 : évaluation besoins commerciaux

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy, j (m^3/j)
Beni Ouartilane	Marché	m^2	1500	5	7.5
	Restaurant	Unité	6	1000	6
	Cafés	Client	3000	10	30
	Boulangerie	Unité	2	500	1
	Boucherie	Unité	7	50	0.35
	Douche publique	Unité	6	9000	54
	Abattoir	Unité	1	5000	5
Total					**98.85**

Tableau II -8 : évaluation besoins commerciaux (suite)

Communes	Equipements	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q moy, j (m^3/j)
Ain Legradj	Marché	m^2	2000	5	10
	Restaurant	Unité	3	1000	3
	Cafés	Client	2500	10	25
	Boulangerie	Unité	2	500	1
	Boucherie	Unité	4	50	0.2
	Douche publique	Unité	3	9000	27
Total					**66.2**
Besoins commerciaux des deux communes					**165.05**

(Source : APC Beni Ouartilane et Ain Legradj w. Sétif)

II .5.3. Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2052 sont donnés pour chaque localité dans tableau (II -9) suivant :

Tableau II -9 : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers

Communes	Besoins agglomérations (m^3/j)
Beni Ouartilane	2706.28
Ain Legradj	4006.29
Total	**6712.57**

II .5.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction qui est fonction du type de conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

Le tableau (II -10) récapitule les besoins majorés de chaque commune.

Tableau II -10 : Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés

Communes	Besoins moyens journaliers (m^3/j)	Taux de majoration %	Total (m^3/j)
Beni Ouartilane	2706.28	20	3247.54
Ain Legradj	4006.29	20	4807.55
Total	6712.57	/	**8055.09**

II .5.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

On sait que la consommation est irrégulière en fonction des jours. Donc le débit consommé varie, en présentant des maximum et minimum. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{max\ j}$ et $k_{min\ j}$.

II.5.5.1.Consommation maximale journalière ($Q_{max\ j}$)

Ce débit présent la quantité d'eau maximale du jour le plus chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max.j} = Q_{moy.j} * K_{max.j} \quad \text{..... (II-3)}$$

Avec :

- $\mathbf{Q_{moy\ j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $\mathbf{K_{max\ j}}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier et le rendement des réseaux qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3.

On prend : $\mathbf{K_{max\ j}} = 1,2$

II .5.5.2.Consommation minimale journalière ($Q_{min\ j}$)

Ce débit présent la quantité d'eau minimale du jour le moins chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{min\ j} = Q_{moy\ j} * K_{min\ j} \quad \text{..... (II-4)}$$

Avec :

- $\mathbf{Q_{moy\ j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).
- $\mathbf{K_{min\ j}}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier (0,7 : 0,9).

On prend : $\mathbf{K_{min\ j}} = 0,9$

Tableau II -11 : Tableau récapitulatif des consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Communes	**$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)**	**$K_{min\ j}$**	**$Q_{min\ j}$ (m^3/j)**	**$K_{max\ j}$**	**$Q_{max\ j}$ (m^3/j)**
Beni Ouartilane	3247.54	0.9	2922.79	1.2	3897.05
Ain Legradj	4807.55	0.9	4326.80	1.2	5769.06
Total	8055.09	/	7249.59	/	9666.11

II .5.6. Etude des variations des débits horaires

Il n'y a pas seulement le débit journalier qui subit une variation mais le débit horaire aussi varie, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{max\ h}$ et $k_{min\ h}$.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy\ h} = Q_{max\ j} / 24 \quad \text{(II-5)}$$

II .5.6.1. Variation des débits horaires

Dans la présente étude, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans les deux communes pour déterminer le débit de pointe, cela en se basant sur (**l'annexe N°1**).

Le nombre d'habitant de chaque commune est entre 10000 à 50000, on choisit alors de prendre les pourcentages correspondant à ce nombre qui sont exprimés en fraction du débit maximum journalier.

Le calcul se fait à l'aide de la formule ci-dessous :

$$Q_h = \frac{C * Qmax,j}{100} \quad \text{(II-6)}$$

Avec :

- **Q_h** : Débit horaire nécessaire en m^3/h.
- **C** : Pourcentage horaire.

Pour chaque localité la variation du débit horaire est récapitulée dans les tableaux (II -12), (II -13), suivants :

- Commune de Beni Ouartilane **Q_{maxj}= 3897.05m^3/j**

Tableau II-12 : Répartition des consommations horaires (Beni Ouartilane)

Heurs	**Q_{maxj}=3897.05 m^3/j**		**Cumulé**	
	Agglomération			
	C (%)	**(m^3/h)**	**C (%)**	**(m^3/h)**
0-1	1.50	58.46	1.50	58.46
1-2	1.50	58.46	3.00	116.92
2-3	1.50	58.46	4.50	175.38
3-4	1.50	58.46	6.00	233.84
4-5	2.50	97.43	8.50	331.27
5-6	3.50	136.40	12.00	467.67
6-7	4.50	175.37	16.50	643.04
7-8	5.50	214.34	22.00	857.38
8-9	6.25	**243.57**	28.25	1100.95
9-10	6.25	**243.57**	34.5	1344.52
10-11	6.25	**243.57**	40.75	1588.09
11-12	6.25	**243.57**	47.00	1831.66
12-13	5.00	194.84	52.00	2026.50
13-14	5.00	194.84	57.00	2221.34
14-15	5.50	214.34	62.50	2435.68
15-16	6.00	233.82	68.50	2669.50
16-17	6.00	233.82	74.50	2903.32
17-18	5.50	214.34	80.00	3117.66
18-19	5.00	194.84	85.00	3312.50
19-20	4.50	175.36	89.50	3487.86
20-21	4.00	155.88	93.50	3643.74
21-22	3.00	116.91	96.50	3760.65
22-23	2.00	77.94	98.50	3838.59
23-24	1.50	58.46	**100**	3897.05
Total	**100%**			

- Commune de Ain Legradj **Q_{maxj}=5769.06m³/j**

Tableau II-13 : Répartition des consommations horaires (Ain Legradj)

Heurs	Q_{maxj}= 5769.06m³/j		Cumulé	
	Agglomération			
	C (%)	(m³/h)	C (%)	(m³/h)
0-1	1.50	86.54	1.50	86.54
1-2	1.50	86.54	3.00	173.08
2-3	1.50	86.54	4.50	259.62
3-4	1.50	86.54	6.00	346.16
4-5	2.50	144.23	8.50	490.39
5-6	3.50	201.92	12.00	692.31
6-7	4.50	259.61	16.50	951.92
7-8	5.50	317.30	22.00	1269.22
8-9	6.25	**360.57**	28.25	1629.79
9-10	6.25	**360.57**	34.5	1990.36
10-11	6.25	**360.57**	40.75	2350.93
11-12	6.25	**360.57**	47.00	2711.5
12-13	5.00	288.44	52.00	2999.94
13-14	5.00	288.44	57.00	3288.38
14-15	5.50	317.30	62.50	3605.68
15-16	6.00	346.14	68.50	3951.82
16-17	6.00	346.14	74.50	4297.96
17-18	5.50	317.30	80.00	4615.26
18-19	5.00	288.44	85.00	4903.7
19-20	4.50	259.61	89.50	5163.31
20-21	4.00	230.76	93.50	5394.07
21-22	3.00	173.07	96.50	5567.14
22-23	2.00	115.38	98.50	5682.52
23-24	1.50	86.54	**100**	5769.06
Total	**100%**			

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé et estimé les besoins en eau des deux communes à l'horizon de calcul (2052), par la suite nous avons calculé les débits maximum journaliers ainsi que les débits de pointe des agglomérations. Afin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages d'adduction ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE III

LES RESERVOIRS

CHAPITRE III: LES RESERVOIRS

Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III .1. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnes une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III .2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories [1] :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- ✓ Les réservoirs en maçonnerie.
- ✓ Les réservoirs en béton arme ou ordinaire.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- ✓ Enterrées.
- ✓ Semi-enterrés.
- ✓ Surélève.

D'après leurs formes :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Rectangulaires.
- ✓ Carrés.

III .3. Choix du réservoir

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 dépends des :

- ✓ Conditions topographiques.
- ✓ Conditions géotechniques.

- ✓ Conditions hydrauliques.
- ✓ Conditions économiques.

III .4. Equipements du réservoir

Les équipements sont :

III .4.1. Equipements d'intervention

L'accès aux cuves pour surveillance, entretient ou réparation, doivent être possible. On peut prévoir généralement une trappe d'accès pour personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel et/ou des matériaux. [2]

III .4.2. Equipements de nettoyage

- ✓ Trappe de visite pour le personnel et le matériel.
- ✓ Equipements spécieux pour le nettoyage.
- ✓ Pompe d'alimentation en eau.

III .4.3. Equipements hydrauliques

III .4.3.1. Conduite d'arrivé ou d'adduction

L'adduction s'effectue soit par sur verse, soit en chute libre ou en plongeant la conduite. Un robinet flotteur est indispensable afin de contrôler l'élévation de la hauteur d'eau, quand cette dernière atteint son niveau maximal, voir les Figures (III -1) et (III -2).

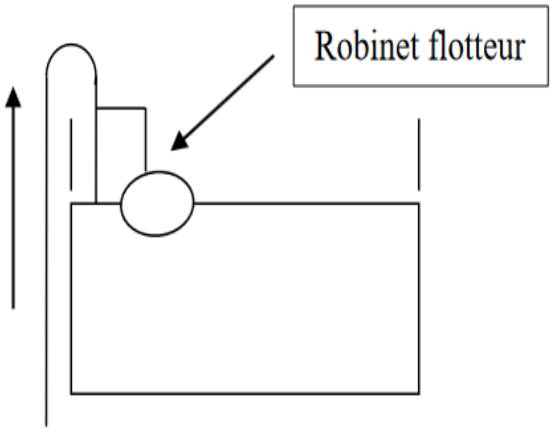


Figure III .1 : Adduction avec chute libre

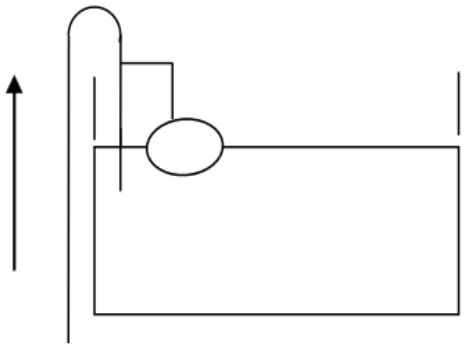


Figure III .2 : Adduction noyée

III .4.3.2. Conduite de départ ou de distribution

La conduite de distribution placée à 15 ou 20 centimètres au-dessus du radier afin d'éviter toute introduction de boues voir la Figure (III -3).

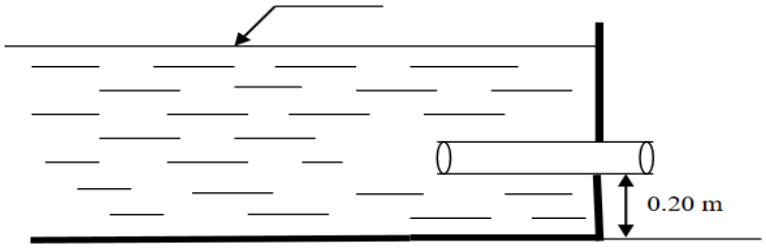


Figure III .3 : Emplacement de la conduite de distribution

III .4.3.3. Conduite de vidange

La conduite de vidange, raccordée à la conduite de trop-plein comporte un robinet vanne pour effectuer le nettoyage ou l'inspection du réservoir.

III .4.3.4. Trop-plein

Il a pour rôle d'évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir, quand le niveau dans ce dernier atteint sa limite maximale.

III .4.3.5. Vannes de sectionnement

Sont placées à l'entrée et à la sortie de chaque compartiment afin d'isoler ce dernier durant les opérations de nettoyage.

III .4.3.6. By-pass

Le by-pass est une communication entre les conduites d'adduction et de distribution, prévu en cas où le réservoir est indisponible (Figure (III-4)).

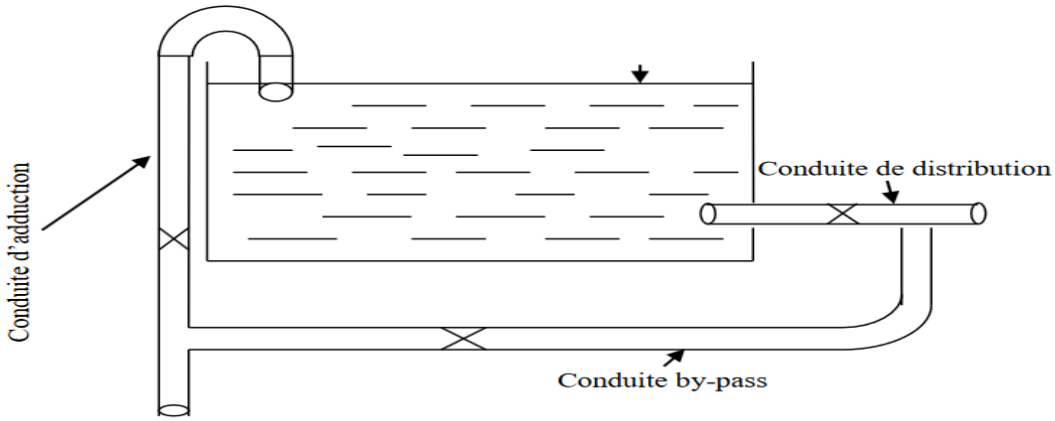


Figure III .4: By-pass

III .4.3.7. Système de matérialisation d'incendie

Pour réserver l'eau prévue pour lutter contre les l'incendies, des dispositifs peuvent être utilises, à savoir :

A- Le système à deux prises

- En régime normal : la vanne (1) fermée et (2) ouverte.
- En cas d'incendie : la vanne (1) est ouverte.

Ce système est représenté dans la figure (III -5) ci-après :

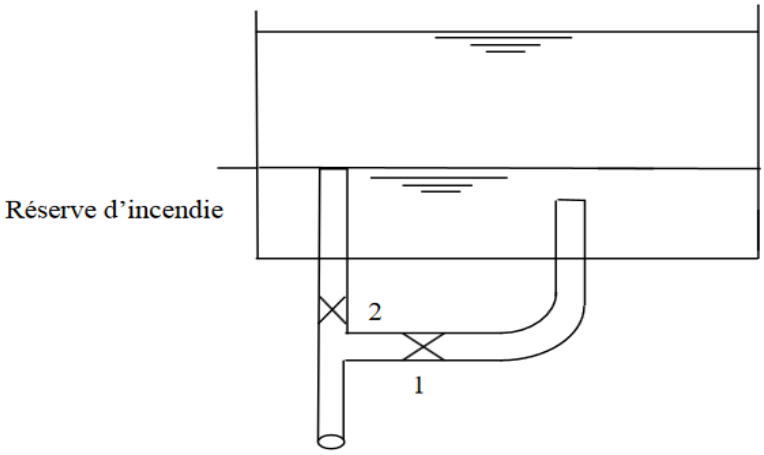


Figure III .5 : Système à deux prises

B- Le système a siphon

- En régime normal : les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En cas d'incendie : la vanne (1) est fermée et (2) est ouverte.

Ce système est représenté dans la figure (III -6) ci-après :

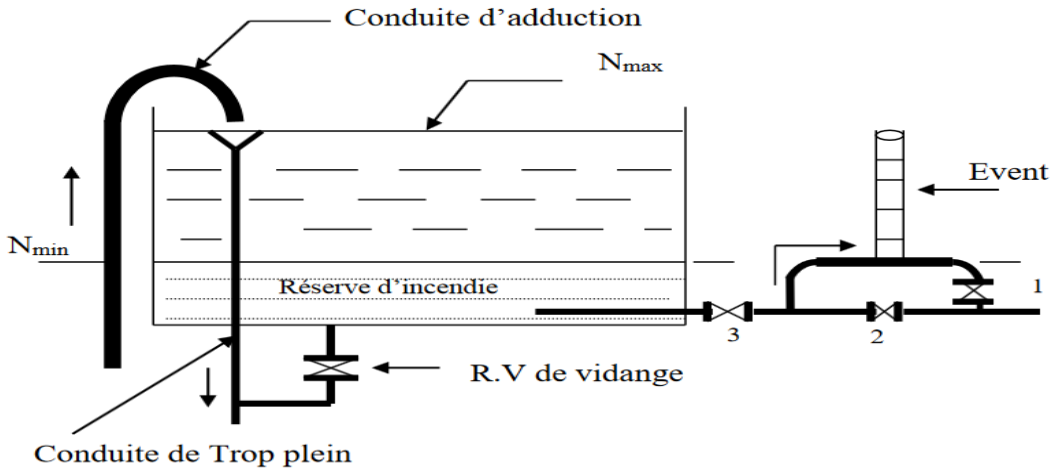


Figure III .6 : Système à siphon

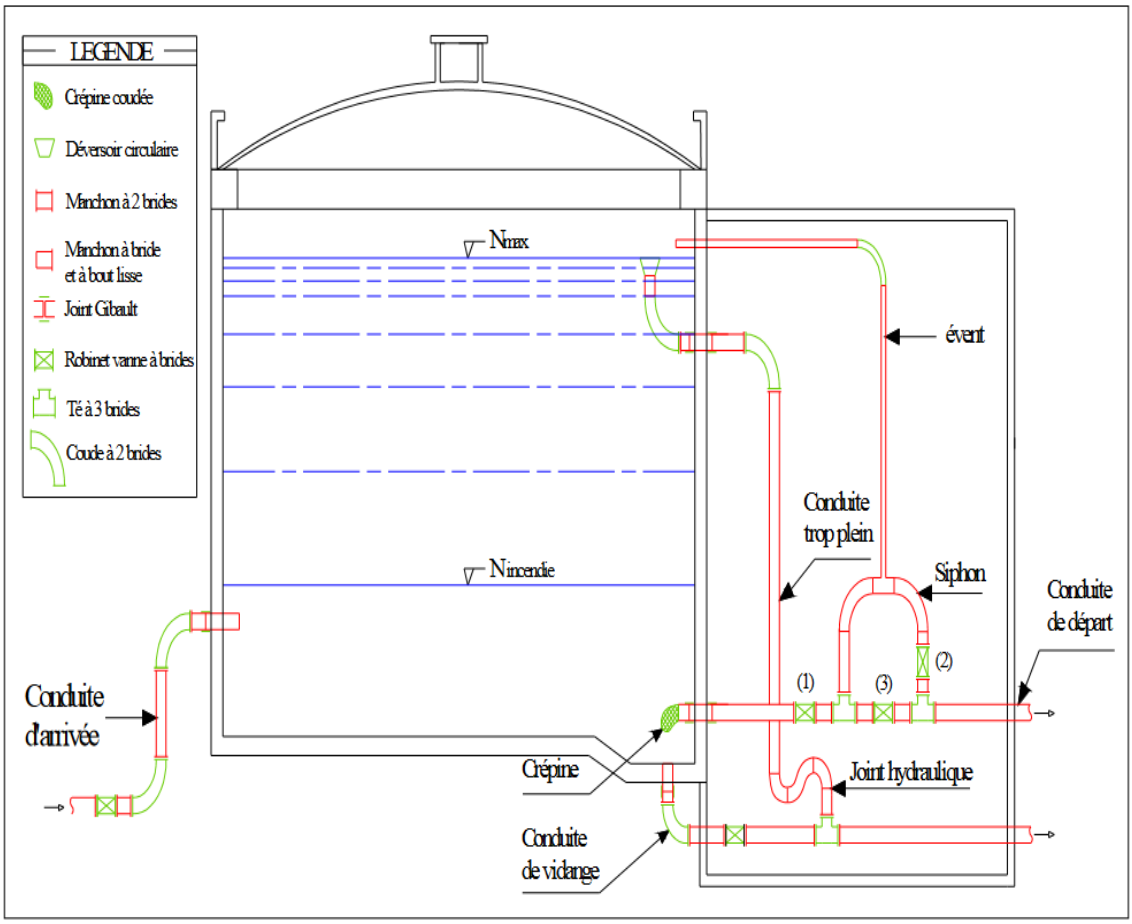


Figure III .7 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III .5. Calcul de la capacité des réservoirs

Pour répondre au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

III .5.1. Principe de calcul

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

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

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

- **La méthode analytique**

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$Vr = \frac{a * Q\ max,j}{100} \quad (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III -1)}$$

$\boldsymbol{Vr}$**:** Capacité résiduelle (m^3).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$\mathbf{Q_{max,\,j}}$ **:** La consommation maximale journalière (m^3 /j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III -2)}$$

$\mathbf{V_T}$ **:** capacité totale du réservoir (m^3).

$\mathbf{V_{inc}}$**:** volume d'incendie estimé à 120 m^3.

- **La méthode graphique**

Cette méthode est baisée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc : $\boldsymbol{R}_{max} = |\boldsymbol{V}^+| + |\boldsymbol{V}^-| \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ (III -3)

Le volume de régulation Vr est calculé selon la formule III-4

$$Vr = \frac{Rmax * Q\ max,j}{100} \quad (m^3) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III -4)}$$

Dont le volume total sera : $V_T = V_r + V_{inc}$

III .5.2.Détermination des capacités des réservoirs

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs, Pour le cas de notre étude, nous avons cinq réservoirs à dimensionner.

- Réservoir Ain Legradj.
- Réservoir Beni Ouartilane.
- Bâche de reprise SP2-1.
- Bâche de reprise SP2-2.
- Bâche de reprise SP2-3.

Les tableaux (III -1), (III -2) et (III -3) récapitulent les régimes de fonctionnement des réservoirs.

Tableau III -1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain Legradj

Heures	Apports (%)	Distribution(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.17	1.50	2.67	--	2.67
1-2	4.17	1.50	2.67	--	5.34
2-3	4.17	1.50	2.67	--	8.01
3-4	4.17	1.50	2.67	--	10.68
4-5	4.17	2.50	1.67	--	12.35
5-6	4.17	3.50	0.67	--	13.02
6-7	4.17	4.50	--	-0.33	12.69
7-8	4.17	5.50	--	-1.33	11.36
8-9	4.17	6.25	--	-2.08	9.28
9-10	4.17	6.25	--	-2.08	7.2
10-11	4.17	6.25	--	-2.08	5.12
11-12	4.17	6.25	--	-2.08	3.04
12-13	4.17	5.00	--	-0.83	2.21
13-14	4.17	5.00	--	-0.83	1.38
14-15	4.17	5.5	--	-1.33	0.05
15-16	4.17	6.00	--	-1.83	-1.78
16-17	4.17	6.00	--	-1.83	-3.61
17-18	4.17	5.50	--	-1.33	-4.94
18-19	4.17	5.00	--	-0.83	-5.77
19-20	4.17	4.50	--	-0.33	-6.1
20-21	4.17	4.00	0.17	--	-5.93
21-22	4.17	3.00	1.17	--	-4.76
22-23	4.17	2.00	2.17	--	-2.59
23-24	4.17	1.50	2.67	--	0.08
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir d'Ain Legradj :

Le résidu dans le réservoir : $\boldsymbol{R}_{max} = 13.02 - (-6.1) = 19.12\ \%$

Le volume résiduel : $Vr = \frac{19.12 * 9666.11}{100} = 1848.16\ m^3$

Le volume total : $V_T = V_r + V_{inc} = 1848.16 + 120 = 1968.16\ m^3$

La capacité normalisée sera : $\mathbf{V_n = 2000\ m^3}$

Tableau III -2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Beni Ouartilane

Heures	Apports (%)	Distribution(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.17	1.50	2.67	--	2.67
1-2	4.17	1.50	2.67	--	5.34
2-3	4.17	1.50	2.67	--	8.01
3-4	4.17	1.50	2.67	--	10.68
4-5	4.17	2.50	1.67	--	12.35
5-6	4.17	3.50	0.67	--	13.02
6-7	4.17	4.50	--	-0.33	12.69
7-8	4.17	5.50	--	-1.33	11.36
8-9	4.17	6.25	--	-2.08	9.28
9-10	4.17	6.25	--	-2.08	7.2
10-11	4.17	6.25	--	-2.08	5.12
11-12	4.17	6.25	--	-2.08	3.04
12-13	4.17	5.00	--	-0.83	2.21
13-14	4.17	5.00	--	-0.83	1.38
14-15	4.17	5.50	--	-1.33	0.05
15-16	4.17	6.00	--	-1.83	-1.78
16-17	4.17	6.00	--	-1.83	-3.61
17-18	4.17	5.50	--	-1.33	-4.94
18-19	4.17	5.00	--	-0.83	-5.77
19-20	4.17	4.50	--	-0.33	-6.1
20-21	4.17	4.00	0.17	--	-5.93
21-22	4.17	3.00	1.17	--	-4.76
22-23	4.17	2.00	2.17	--	-2.59
23-24	4.17	1.50	2.67	--	0.08
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir Beni Ouartilane:

Le résidu dans le réservoir : $\boldsymbol{R}_{max} = 13.02 - (-6.1) = 19.12\ \%$

Le volume résiduel : $Vr = \frac{19.12 * 3897.05}{100} = 745.12\ m^3$

Le volume total : $V_T = V_r + V_{inc} = 745.12 + 120 = 865.12\ m^3$

La capacité normalisée sera : $\mathbf{V_n = 1000\ m^3}$

III .5.3. Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage

Les bâches de reprise (SP2.1, SP2.2 et SP2.3) dans notre cas jouent un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur la méthode analytique. Alors le volume de la bâche de station de pompage est déterminé par la relation suivante :

Tableau III -3: Fonctionnement des bâches de reprise SP2.1, SP2.2 et SP2.3

Heures	Apports (%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	--	1.50	--	-1.5	-1.5
1-2	--	1.50	--	-1.5	-3
2-3	5	1.50	3.5	--	0.5
3-4	5	1.50	3.5	--	4
4-5	5	2.50	2.5	--	6.5
5-6	5	3.50	1.5	--	8
6-7	5	4.50	0.5	--	8.5
7-8	5	5.50	--	-0.5	8
8-9	5	6.25	--	-1.25	6.75
9-10	5	6.25	--	-1.25	5.5
10-11	5	6.25	--	-1.25	4.25
11-12	5	6.25	--	-1.25	3
12-13	5	5.00	--	0	3
13-14	5	5.00	--	0	3
14-15	5	5.50	--	-0.5	2.5
15-16	5	6.00	--	-1	1.5
16-17	5	6.00	--	-1	0.5
17-18	5	5.50	--	-0.5	0
18-19	5	5.00	--	0	0
19-20	5	4.50	0.5	--	0.5
20-21	5	4.00	1	--	1.5
21-22	5	3.00	2	--	3.5
22-23	--	2.00	--	-2	1.5
23-24	--	1.50	--	-1.5	0
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité des bâches de reprise SP2.1, SP2.2 et SP2.3:

Le résidu dans le réservoir : $\boldsymbol{R}_{max} = 6.75 - (-3) = 9.75\ \%$

Le volume résiduel : $Vr = \frac{9.75*9666.11}{100} = 942.45\ m^3$

Le volume total : $V_{Bâche} = = 942.45 m^3$

La capacité normalisée sera : $\mathbf{V_n = 1000\ m^3}$

Tableau III -4: Récapitule les volumes des différents réservoirs.

Réservoir	**$Q_{max\ j}$ (m^3)**	**$\boldsymbol{R}_{max}$ %**	**Vinc (m^3)**	**V_{Total} (m^3)**	**Volume normalisé (m^3)**	**Cote (m)**
Ain Legradj	9666.11	19.12	120	1968.16	2000	1205
Beni Ouartilane	3897.05	19.12	120	865.12	1000	1183.5
Bâche de reprise SP2.1	9666.11	9.75	--	942.45	1000	643
Bâche de reprise SP2.2	9666.11	9.75	--	942.45	1000	834.32
Bâche de reprise SP2.3	9666.11	9.75	--	942.45	1000	1034.8

III .6. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m^3, ce qui permet de choisir cette forme pour les réservoirs suivants :

- Réservoir Ain Legradj.
- Reservoir Beni Ouartilane.
- Les Bâche de reprise SP2.1, SP2.2 et SP2.3.

Leurs dimensions seront déterminées comme suit :

III .6.1. Le diamètre de la cuve

Le diamètre se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$S = \frac{Vn}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Vn}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Vn}{\pi * h}} \quad \text{..... (III -5)}$$

Avec :

Vn : Capacité normalisée du réservoir en m^3.

S : Section du réservoir en m^2.

D : Diamètre de la cuve en m.

h : Hauteur utile optimale d'eau en m, $3 < h < 6\ m$.

III .6.2. Réévaluation des hauteurs d'eau

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = \frac{4 * V}{\pi * Dn^2} \quad \text{..... (III -6)}$$

III .6.3. La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R \quad \text{..... (III -7)}$$

Avec :

H : Hauteur totale du réservoir en (m).

h: Hauteur d'eau en (m).

R : Revanche en (m).

III .6.4. La hauteur de la réserve d'incendie

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{Vinc}{S} \quad \text{..... (III -8)}$$

Tel que, Vinc est le volume nécessaire pour l'incendie qui est égal à 120 m^3.

Les dimensions des différents réservoirs sont portées dans le tableau (III .5) suivant :

Tableau III -5: Les dimensions des différents réservoirs

Réservoirs	Volume (m^3)	D (m)	S (m^2)	h (m)	H_{inc} (m)	R (m)	H (m)
Ain Legradj	2000	22.60	401.66	4.98	0.30	0.52	5.50
Beni Ouartilane	1000	16.00	201.21	4.97	0.60	0.33	5.30
Bâche de reprise SP2.1	1000	15.00	176.68	5.66	--	0.34	6.00
Bâche de reprise SP2.2	1000	15.00	176.68	5.66	--	0.34	6.00
Bâche de reprise SP2.3	1000	15.00	176.68	5.66	--	0.34	6.00

III .7. Dispositifs de régulation

III .7.1. Robinets à flotteurs

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir. Ils permettent, notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe. [3]

Le schéma d'un robinet à flotteur est donné dans la figure (III-7) ci-après :

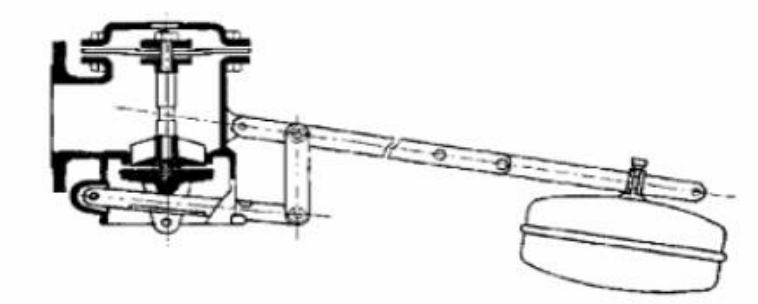


Figure III .8 : Schéma d'un robinet à flotteur

III .7.2. Schéma d'un robinet automatique de remplissage

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort.

Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir.

Le schéma d'un robinet automatique de remplissage est donné dans la figure (III-8) ci-après :

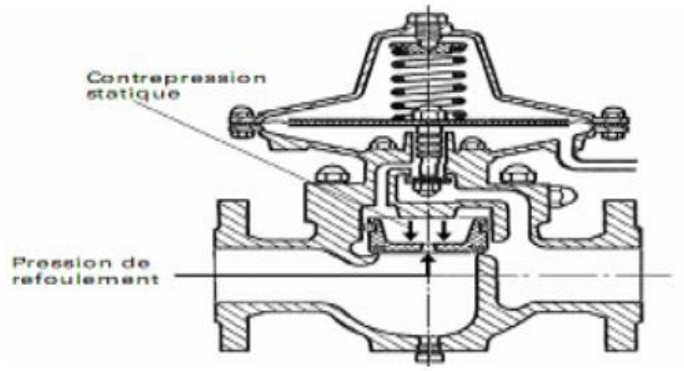


Figure III .9 : Schéma d'un robinet automatique de remplissage

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu dimensionner les différents réservoirs, bâche de reprise. Le dimensionnement dépend étroitement du régime de remplissage et de la consommation durant la journée. Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté cinq réservoirs répartis comme suit :

- Réservoir circulaire semi-enterré Ain Legradj est de capacité 2000 m^3.
- Réservoir circulaire semi-enterré Beni Ouartilane est de capacité 1000 m^3.
- Trois bâches d'aspiration circulaires des stations de pompage (SP2.1, SP2.2, SP2.3) chacun est de capacité 1000 m^3.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Introduction

Dans chaque projet d'alimentation en eau, on trouve souvent une partie qui s'appelle adduction. L'acheminement de cette eau se fait que ce soit par pompage, gravitaire ou mixte, selon la topographie du site. Dans notre cas on dimensionnera une adduction mixte.

Le dimensionnement d'une adduction sera établi après avoir soigneusement étudiés les besoins: quantité d'eau à fournir, site de distribution... Le transfert d'eau à partir de la station de traitement TAMOKRA vers Les deux réservoirs qui alimente les deux communes (Ain Legradj et Beni Ouartilane) afin de satisfaire les besoins en eau potable, nécessite le choix de la meilleure variante du système d'adduction du point de vue technico- économique.

IV.1.Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes [4] :

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

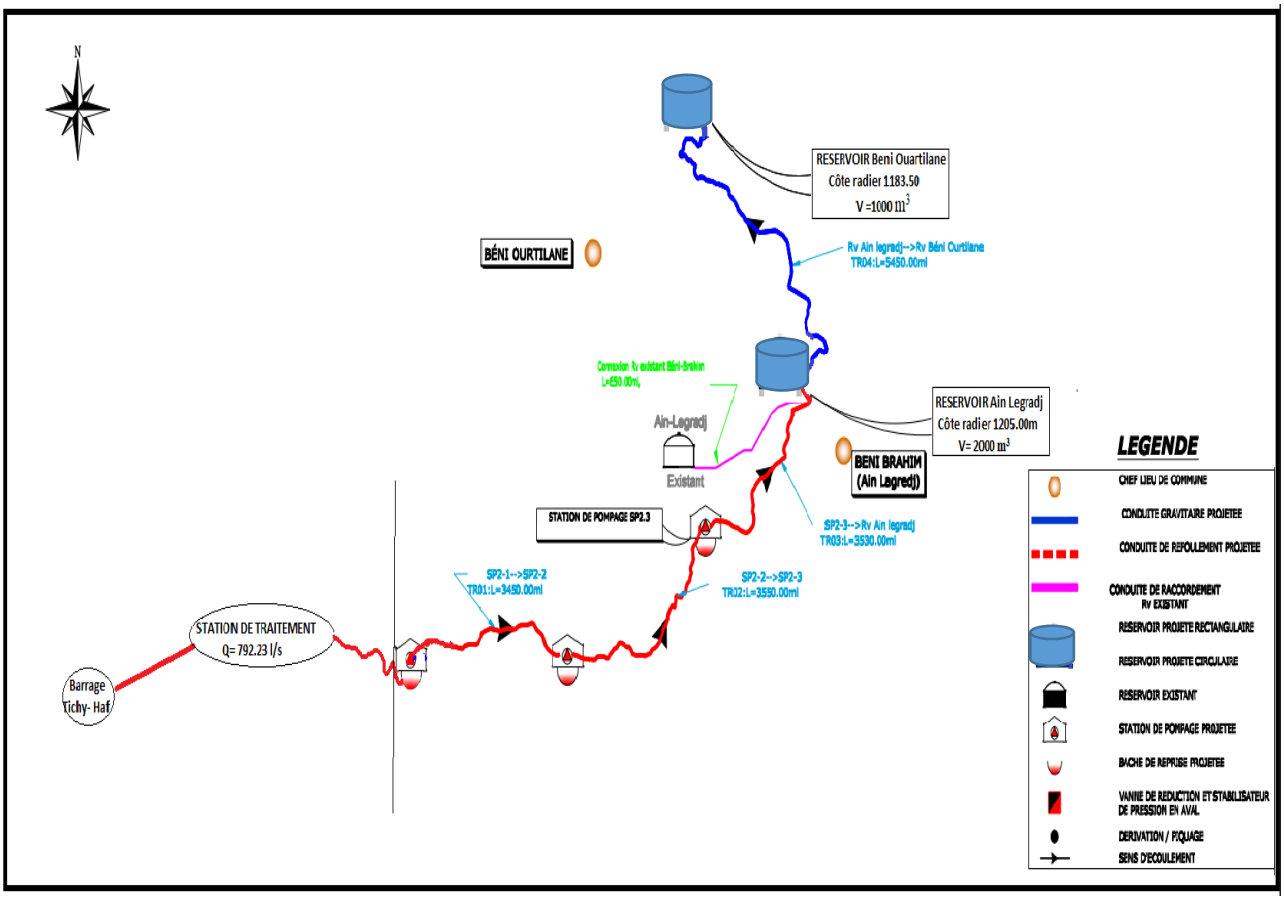


Figure IV.1 : Schéma synoptique de l'adduction

IV.1.1.Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.1.2.Adduction par refoulement

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

IV.1.3.Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.2. Choix du tracé

Le choix du tracé et du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique. On préfère souvent l'établir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation afin de :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
- Faciliter la détection des fuites.

Le tracé choisi influera également sur les frais d'investissement.

IV.3. Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.3.1. Fonte

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

IV.3.2. Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

IV.3.3. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en fonte avec revêtement polyuréthane et cela en raison des avantages qu'elles représentent :

- Elles absorbent plus de 29% du coup de bélier.
- Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..).

IV.4. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source et le réservoir ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage. Vue la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une multiple des parties gravitaires ainsi qu'un refoulement ; elle commence par une courte adduction gravitaire à partir de la station de traitement de TAMOKRA vers la première station de pompage puis, une alternance d'adductions (refoulement-gravitaire), jusqu'à le réservoir Beni Ouartilane.

IV.5. Proposition des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

- **Variante N°1**

Dans cette variante, le système d'adduction mixte est constitué de trois stations de pompage (SP2.1, SP2.2 et SP2.3) et une adduction gravitaire avec une longueur de 15980 ml :

La première station de pompage (SP2.1) est située à BENI HAFED a côté de la station de traitement, à une côte de 634mNGA à une longueur de 3450 ml et qui refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (SP2.2).

La deuxième station de pompage (SP2.2) à BENI ACHACH à une côte de 841.70mNGA a une longueur de 3550 ml et qui refoule vers la troisième station de pompage (SP2.3).

La troisième station de pompage (SP2.3) est située à CHOURFA à une côte de 1038.40mNGA à une longueur de 3530 ml et qui refoule l'eau vers le réservoir AIN LEGRADJ à une côte de 1205 m ensuite une adduction gravitaire vers le réservoir BENI OUARTILANE à une côte de 1183.50 m et de longueur de 5450 ml.

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.2.

- **Variante N°2**

Dans cette variante, le système d'adduction mixte est constitué de deux stations de pompage (SP2.1et SP2.2) et une adduction gravitaire avec une longueur de 15980 ml :

La première station de pompage (SP2.1) est située à BENI HAFED a côté de la station de traitement, à une côte de 634mNGA à une longueur de 3450 ml et qui refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (SP2.2).

La deuxième station de pompage (SP2.2) à BENI ACHACH à une côte de 841.70mNGA à une longueur de 7080 ml et qui refoule l'eau vers le réservoir AIN LEGRADJ à une côte de 1205 m ensuite une adduction gravitaire vers le réservoir BENI OUARTILANE à côte de 1183.50 m et de longueur de 5450 ml.

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.3.

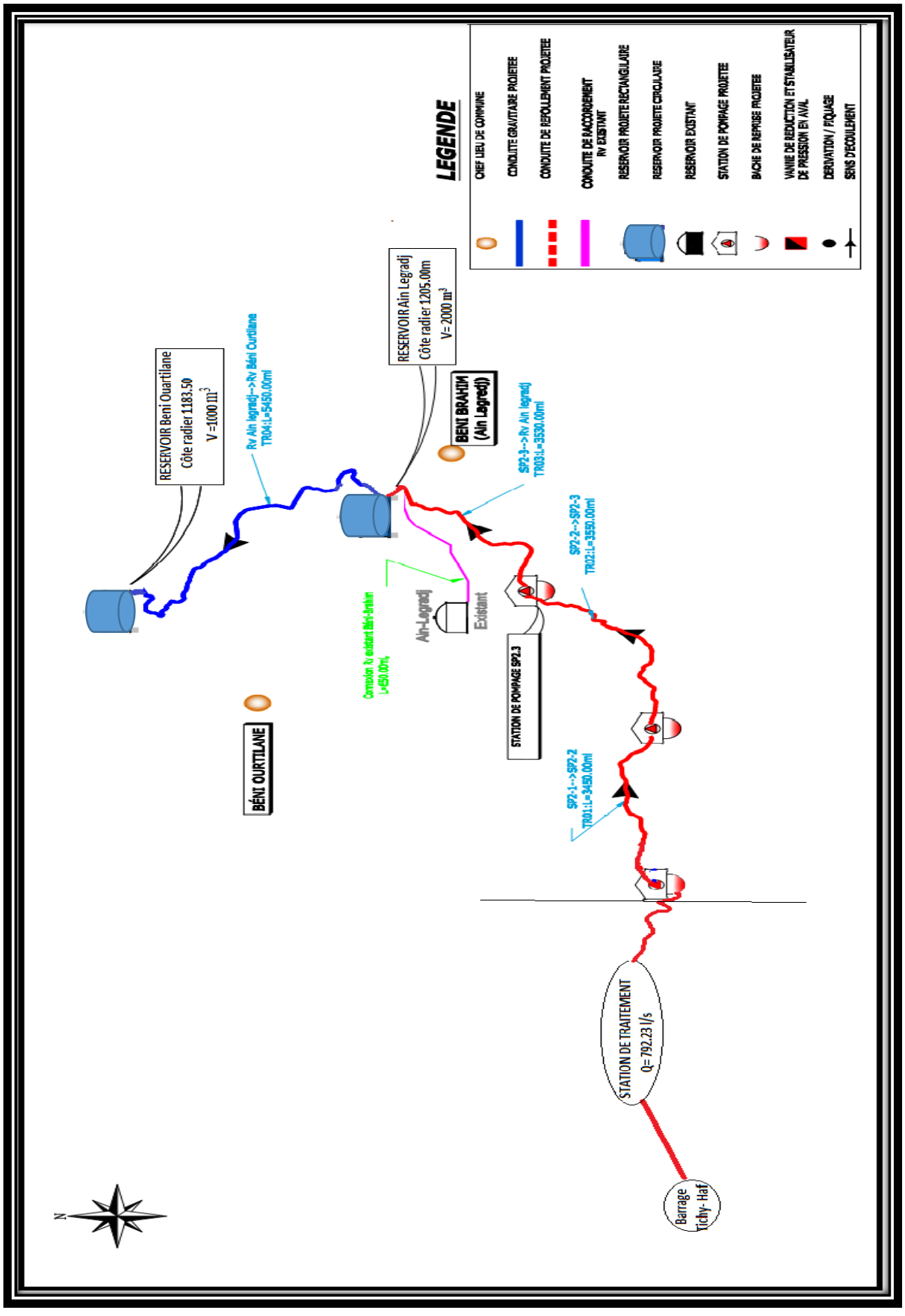


Figure IV.2 : Schéma synoptique de la Variante N°1

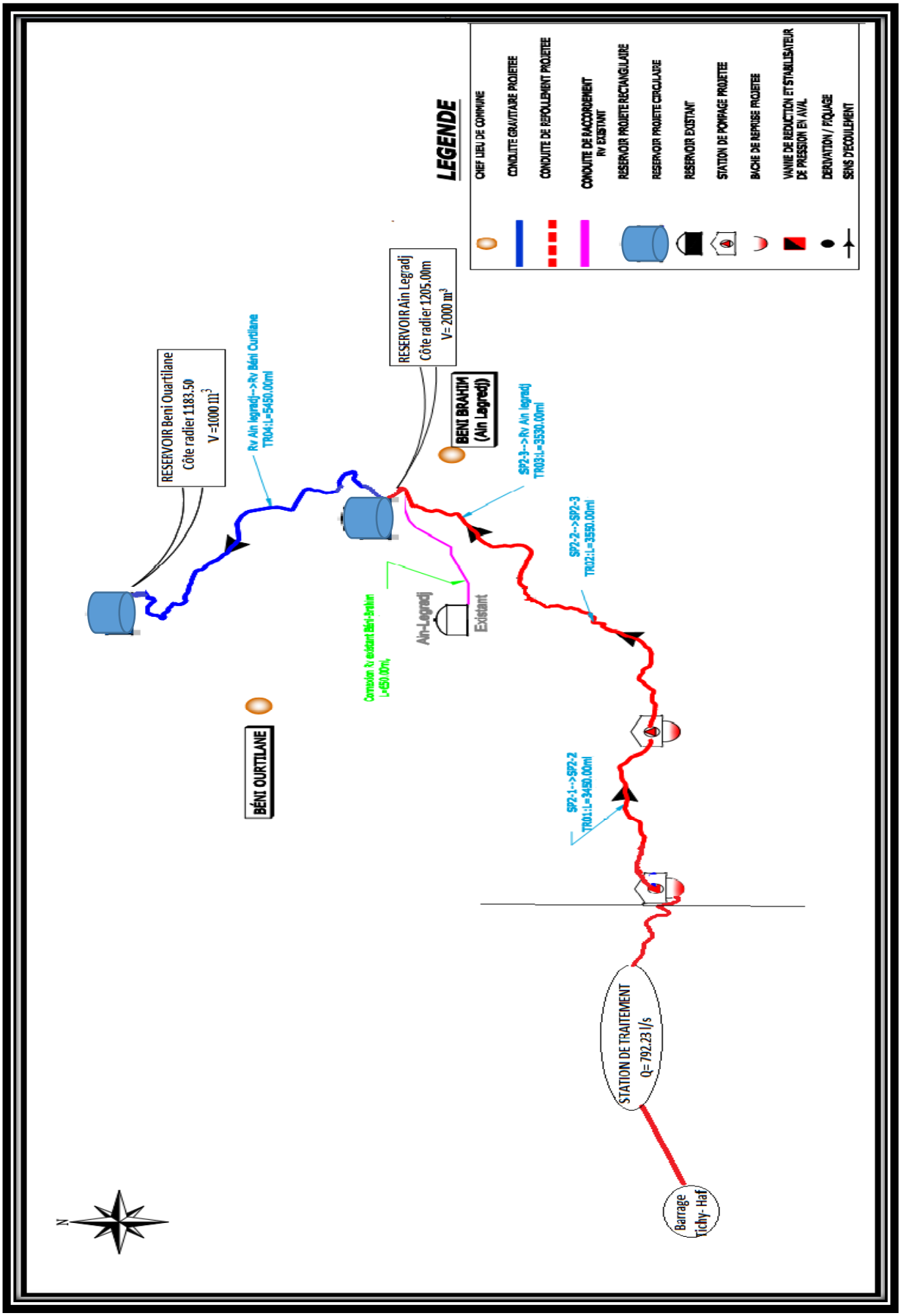


Figure IV.3 : Schéma synoptique de la Variante N°2

IV.6. Analyse et choix de la variante

La deuxième variante contient deux stations de pompages pour élever l'eau à une hauteur totale de 571 m, ce qui est déconseille vue la nécessite de mise en place des groupes électropompes prototypes .En plus de cet inconvénient, la première partie de refoulement c.à.d à partir de la station de pompage SP2.1 vers le réservoir AIN LEGRADJ ayant un terrain très accidenté sur une longueur important de 10530 ml ce qui provoque des problèmes parmi lesquels :

- En cas d'arrêt brusque de la pompe, il provoque un coup de bélier très important soit avec une forte pression ou une pression négative :

1- Implosion de la conduite ;
2- L'aspiration des joints ;
3- Fissuration de la conduite ;
4- Décollement de l'enduit interne de protection.

- Si une panne apparait le long de ce tronçon, elle est difficile à détecter et trouver, donc les communes à alimenter restent sans eau pendant la durée de détection et puis d'entretien.

Contrairement à la variante N°1, elle nous donne la longueur de refoulement la plus courte entre les trois stations de pompages avec une hauteur de refoulement acceptable malgré qu'elle contienne des travaux de génie civil plus que la deuxième variante.

Conclusion

Vue ses avantages, la variante N°1 est la meilleure du point de vue technico-économique.

IV.7. Dimensionnement de l'adduction

Le dimensionnement comporte des tronçons gravitaire et des tronçons par refoulement.

IV.7.1. Calcul des diamètres avantageux pour les conduites gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de DARCY-WEISBAKH :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_g * Q^{\beta}}{D_{av}^{\ m}} \quad \text{..... (IV -1)}$$

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

K' : Coefficient de perte de charge ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

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

β: Exposant tenant compte du régime d'écoulement;

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

Dans notre cas, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1{,}15 * \Delta H_p^{lin} \quad \text{..... (IV -2)}$$

ΔH_t: Perte de charge totale (m) ;

ΔH^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau IV-1

Tableau IV-1 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1.85
Plastique	0,001052	4,772	2

(Source : Cours AEP 5éme années)

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

Dans notre cas, on prend : K'= 0,00179 ; β = 2 ; m = 5, 3. (Matériaux : fonte avec revêtement polyuréthane).

IV.7.1.1. Calcul des longueurs des tronçons de l'adduction gravitaire

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV-2 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique(m)
1	Réservoir AIN LEGRADJ	Réservoir BENI OUARTILANE	5450
2	Réservoir AIN LEGRADJ	Réservoir existant BENI BRAHIM	650

IV.7.1.2. Les altitudes des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant:

Tableau IV-3 : Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du tronçon	Points	Cote de terrain naturel
1	SP2.1	634.00
2	SP2.2	841.70
3	SP2.3	1038.40
4	Réservoir AIN LEGRADJ	1205.00
5	Réservoir BENI OUARTILANE	1183.50
6	Réservoir existant BENI BRAHIM	1187.00

IV.7.1.3. Dimensionnement des différents tronçons

- **Tronçon (Réservoir AIN LEGRADJ – Réservoir BENI OUARTILANE) :**

$\Delta H_d = C_{r\ AIN\ LEGRADJ} - C_{r\ BENI\ OUARTILANE}$

$\Delta H_d = 1205 - 1183.5 = 21.5$ m

$Q = 0.1343\ m^3/s$

$L = 5450$ m

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * 5450 * (0.1343)^2}{21.5}} = 0.326 \text{ m} = 326 \text{ mm}$$

Dans ce cas le diamètre normalisée est $Dn = 350mm$

IV.7.1.4. Calcule de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule ci-après :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \qquad \text{..... (IV -4)}$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

Q : Le débit transitant dans la conduite en m^3/s.

D : Le diamètre de la conduite en m.

A.N : $V = \frac{4*0.1343}{\pi*(0.350)^2} = 1.39$ m/s

Tableau IV-4: Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K'
350	fonte avec revêtement polyuréthane	5450	1.39	276500	0.00179

- **Tronçon (Réservoir AIN LEGRADJ – Réservoir existant BENI BRAHIM) :**

$\Delta H_d = C_{r\ AIN\ LEGRADJ} - C_{r\ BENI\ BRAHIM}$

$\Delta H_d = 1205 - 1187 = 18$ m

Q = 40 l/s

L= 650 m

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$D_{av} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179*650*(0.4)^2}{18}} = 0.177$m = 177 mm

Dans ce cas le diamètre normalisée est *D*n = 200 mm.

Calcule de la vitesse :

A.N : $V = \frac{4*0.04}{\pi*(0.2)^2} = 1.27$ m/s

Tableau IV-5: Tableau récapitulatif des différents calculs du tronçon

DN (mm)	Type	Longueur (m)	V (m/s)	Re	K'
200	fonte avec revêtement polyuréthane	650	1.27	254000	0.00179

IV.7.2.Etude technico-économique de l'adduction

IV.7.2.1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement. Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

IV.7.2.2. Calcul des diamètres économiques pour les conduites de refoulement :

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

- **Formule de ACHOUR** $D_{ec} = 1.25\sqrt{Q}$ …… (IV -5)
- **Formule de BONNIN** $D_{ec} = \sqrt{Q}$ …… (IV -6)

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ Le calcul technico-économique est basé sur le calcul des paramètres suivants :

A/.Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\mathbf{HMT = H_g + \sum \Delta h} \quad \text{…… (IV -6)}$$

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

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

B/.Puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{\rho * g * HMT * Q}{\eta} \quad \text{(Watt) …… (IV -7)}$$

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m3/s) ;

η : rendement de la station de pompage (82%) ;

g: pesanteur (9.81 m/s).

C/.Energie consommée par la pompe

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

$$E=P*t*365 \quad \text{(IV -8)}$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage en (KW) ;

t : temps de pompage par jour en (heur) ; dans notre cas t=20h

D/.Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{exp} = E * \delta \quad \text{(IV -9)}$$

E : Energie consommée par année (KWh) ;

δ : prix unitaire d'un KWh.

E/.Frais Amortissement

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

$$F_{am} = P_{re} * A \quad \text{(IV -10)}$$

P_{re} : Prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

i : Taux d'annuité annuel ; i = 8 % ;
n : Durée de l'amortissement de la conduite, n =20 ans.

A.N :

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,1019 = 10.19\ \%}$$

IV.7.2.3. Dimensionnement des différents tronçons de refoulement

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-6: Longueurs des différents tronçons de l'adduction par refoulement

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)
1	SP2.1	SP2.2	3428.28
2	SP2.2	SP2.3	3446.99
3	SP2.3	Réservoir AIN LEGRADJ	3450.73

- **Tronçon SP2.1-SP2.2**

$$Q_{exp}=\frac{Q\,\max,j}{t*3600} \quad \text{(IV -12)}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j}$ =9666.11 m^3 /j .

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

A.N: $$Q_{exp}=\frac{9666.11}{20*3600}=0.1343\ m^3/s$$

- **Tronçon SP2.1-SP2.2**
  - L= 3428.28 m
  - H_g= 207.7 m
  - D_{ec} = 0.366 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV-7 : Calcul de la HMT du tronçon SP2.1-SP2.2

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	Δh_{Total} (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
250	2.735	3428.28	0.0177	161.41	207.7	369.11
300	1.899	3428.28	0.0170	58.98	207.7	266.68
350	1.395	3428.28	0.0164	25.14	207.7	232.84
400	1.068	3428.28	0.0159	12.01	207.7	219.71
450	0.844	3428.28	0.0155	6.27	207.7	213.97
500	0.684	3428.28	0.0152	3.52	207.7	211.22
600	0.475	3428.28	0.0146	1.29	207.7	208.99

Tableau IV-8 : Calcul des frais d'amortissement du SP2.1-SP2.2

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
250	3749,3	3428.28	1309786.96
300	4455,52	3428.28	1556499.07
350	5249,96	3428.28	1834030.12
400	9028.8	3428.28	3154136.63
450	10519.3	3428.28	3674830.48
500	12204.5	3428.28	4263541.17
600	16573	3428.28	5789640.52

Tableau IV-9: Calcul des frais d'exploitation du SP2.1-SP2.2

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F_{exp}(DA)
250	593.04	4329192	20217326.64
300	428.47	3127831	14606970.77
350	374.10	2730930	12753443.10
400	353.01	2576973	12034463.91
450	343.78	2509594	11719803.98
500	339.36	2477328	11569121.76
600	335.78	2451194	11447075.98

Tableau IV-10: Bilan du tronçon SP2.1-SP2.2

Diamètre (mm)	F_{am} (DA)	F_{exp}(DA)	Bilan (DA)
250	1309786.96	20217326.64	21527113.60
300	1556499.07	14606970.77	16163469.84
350	1834030.12	12753443.10	14587473.22
400	3154136.63	12034463.91	15188600.54
450	3674830.48	11719803.98	15394634.46
500	4263541.17	11569121.76	15832662.93
600	5789640.52	11447075.98	17236716.50

Le diamètre économique est de 350 mm résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation avec une vitesse de V = 1,395 m/s.

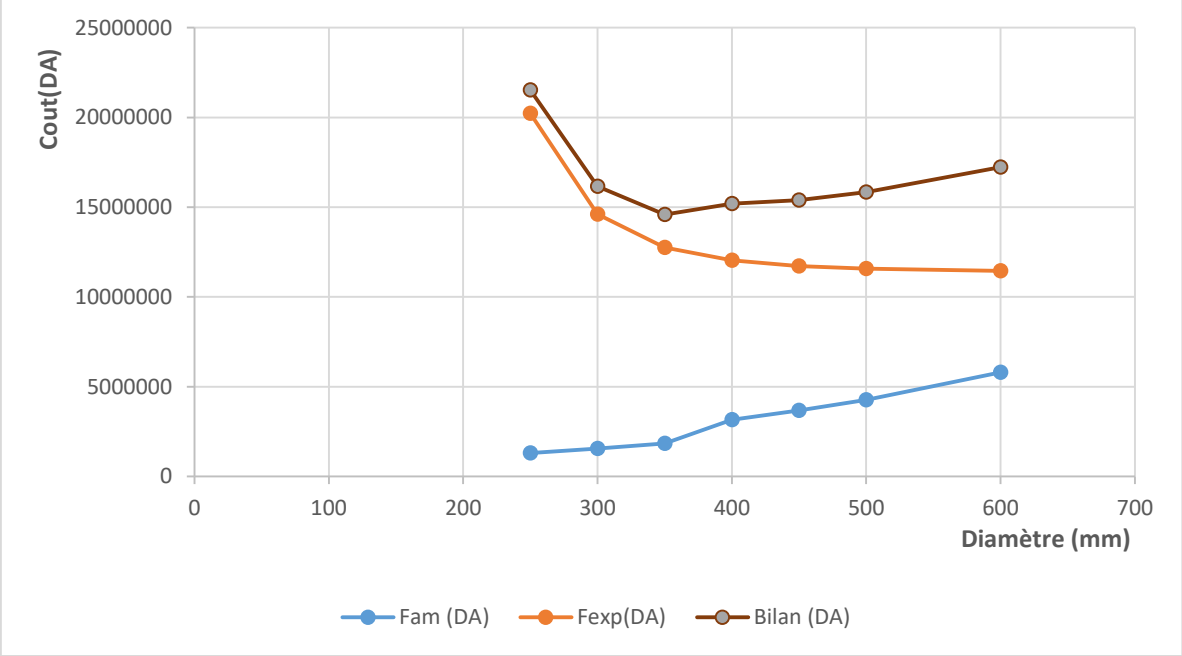


Figure IV.3 : Bilan total du tronçon SP2.1-SP2.2

- **Tronçon SP2.2-SP2.3**
  - L= 3446.99 m
  - H_g= 204.88 m
  - D_{ec} = 0.366 m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV-11 : Calcul de la HMT du tronçon SP2.2-SP2.3

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	Δh_{Total} (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
250	2.735	3446.99	0.0177	162.30	204.88	367.18
300	1.899	3446.99	0.0170	59.31	204.88	264.19
350	1.395	3446.99	0.0164	25.28	204.88	230.16
400	1.068	3446.99	0.0159	12.08	204.88	216.96
450	0.844	3446.99	0.0155	6.30	204.88	211.18
500	0.684	3446.99	0.0152	3.54	204.88	208.42
600	0.475	3446.99	0.0146	1.29	204.88	206.17

Tableau IV-12 : Calcul des frais d'amortissement du SP2.2-SP2.3

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
250	3749,3	3446.99	1316935.18
300	4455,52	3446.99	1564993.74
350	5249,96	3446.99	1844039.43
400	9028.8	3446.99	3171350.48
450	10519.3	3446.99	3694886.04
500	12204.5	3446.99	4286809.65
600	16573	3446.99	5821237.76

Tableau IV-13: Calcul des frais d'exploitation du SP2.2-SP2.3

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F_{exp}(DA)
250	589.94	4306562	20111644.54
300	424.47	3098631	14470606.77
350	369.79	2699467	12606510.89
400	348.59	2544707	11883781.69
450	339.30	2476890	11567076.30
500	334.87	2444551	11416053.17
600	331.25	2418125	11292643.75

Tableau IV-14: Bilan du tronçon SP2.2-SP2.3

Diamètre (mm)	F_{am} (DA)	F_{exp}(DA)	Bilan (DA)
250	1316935.18	20111644.54	21428579.72
300	1564993.74	14470606.77	16035600.51
350	1844039.43	12606510.89	14450550.32
400	3171350.48	11883781.69	15055132.17
450	3694886.04	11567076.30	15261962.34
500	4286809.65	11416053.17	15702862.82
600	5821237.76	11292643.75	17113881.51

Le diamètre économique est de 350 mm résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation avec une vitesse de V = 1,395 m/s.

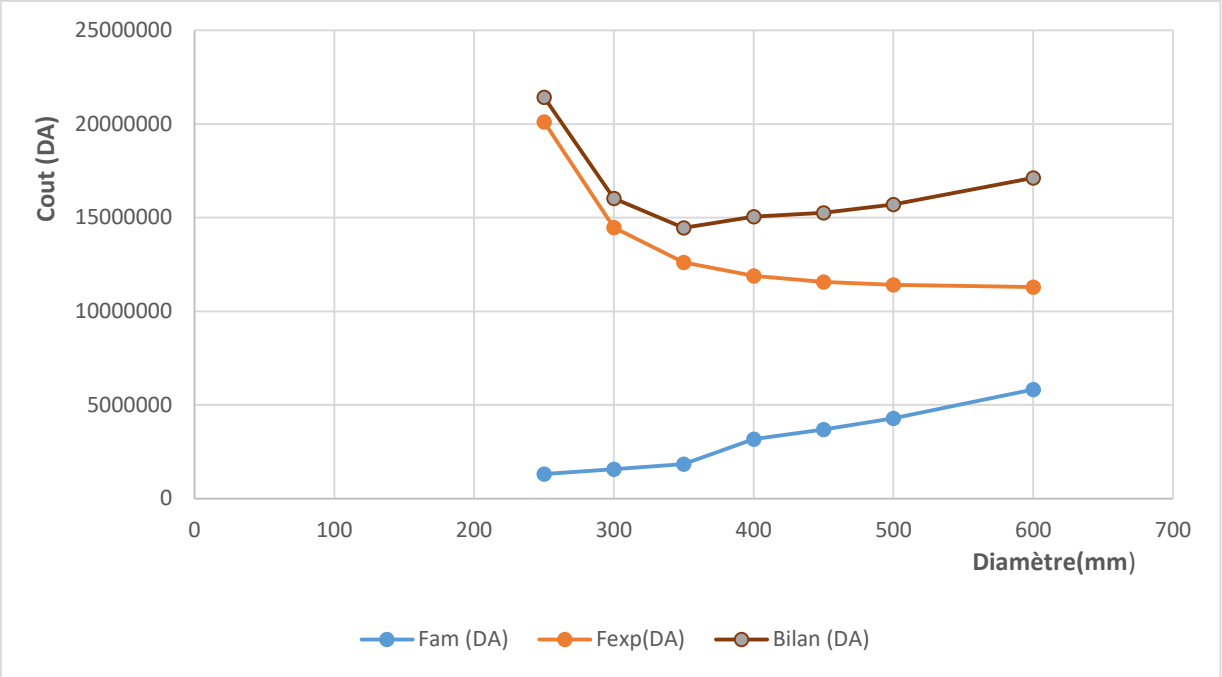


Figure IV.4 : Bilan total du tronçon SP2.2-SP2.3

- **Tronçon SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ**
  - L= 3450.73 m
  - H_g= 189.85 m
  - D_{ec} = 0.366 m

Tableau IV-15 : Calcul de la HMT du tronçon SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	Δh_{Total} (m)	Hg (m)	HMT (m.c.e)
250	2.735	3450.73	0.0177	162.47	189.85	352.32
300	1.899	3450.73	0.0170	59.37	189.85	249.22
350	1.395	3450.73	0.0164	25.30	189.85	215.15
400	1.068	3450.73	0.0159	12.09	189.85	201.94
450	0.844	3450.73	0.0155	6.31	189.85	196.16
500	0.684	3450.73	0.0152	3.54	189.85	193.39
600	0.475	3450.73	0.0146	1.29	189.85	191.15

Tableau IV-16 : Calcul des frais d'amortissement du SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{am} (DA)
250	3749,3	3450.73	1318364.06
300	4455,52	3450.73	1566691.77
350	5249,96	3450.73	1846040.22
400	9028.8	3450.73	3174791.41
450	10519.3	3450.73	3698895.01
500	12204.5	3450.73	4291460.85
600	16573	3450.73	5827553.83

Tableau IV-17: Calcul des frais d'exploitation du SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F_{exp}(DA)
250	566.07	4132311	19297892.37
300	400.42	2923066	13650718.22
350	345.68	2523464	11784576.88
400	324.45	2368485	11060824.95
450	315.17	2300741	10744460.47
500	310.72	2268256	10592755.52
600	307.12	2241976	10470027.92

Tableau IV-18: Bilan du tronçon SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ

Diamètre (mm)	F_{am} (DA)	F_{exp}(DA)	Bilan (DA)
250	1318364.06	19297892.37	20616256.43
300	1566691.77	13650718.22	15217409.99
350	1846040.22	11784576.88	13630617.10
400	3174791.41	11060824.95	14235616.36
450	3698895.01	10744460.47	14443355.48
500	4291460.85	10592755.52	14884216.37
600	5827553.83	10470027.92	16297581.75

Le diamètre économique est de 350 mm résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation avec une vitesse de V = 1,395 m/s.

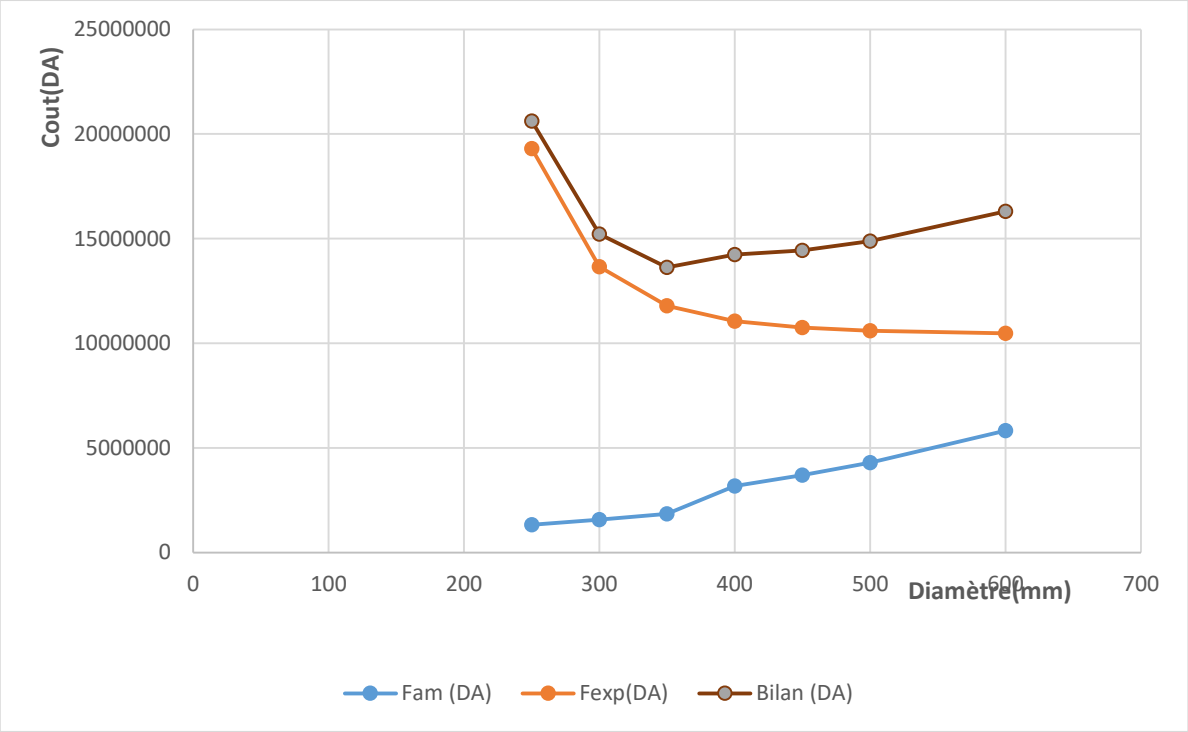


Figure IV.5 : Bilan total du tronçon SP2.3- Réservoir AIN LEGRADJ

IV.8. Calcul de l'adduction

On procède à la simulation des différents paramètres du l'adduction à l'aide du Logiciel **EPANET**.

IV.8.1 Qu'est-ce que EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif 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, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit 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 divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques récapitulé dans (**annexe Nº2**).

Conclusion

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

CHAPITRE V: ETUDE DU POMPAGE

Introduction

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entrainement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu couteux et présentent un bon rendement.

V.1. Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit :

- **Les pompes volumétriques :**
  L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.
- **Les turbopompes :**
  Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :
  - ✓ Pompe centrifuge ;
  - ✓ Pompe hélice ;
  - ✓ Pompe hélico-centrifuge.
  - ✓ Pompe volumétrique ;
  - ✓ Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ✓ **Suivant la forme de la roue :**
  - Pompes centrifuges radiales.
  - Pompes centrifuges semi axial.
- ✓ **Suivant la forme du corps de la pompe :**
  - Pompe à volute ou colimaçon ;
  - A diffuseur circulaire ou type burine.

- ✓ **Suivant le nombre de roue :**

  Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque100 m.c.e

  Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaine de mètres.

- ✓ **Suivant la position de son axe :**
  - Pompe à axe horizontal ;
  - Pompe à axe vertical.

V.2. Caractéristiques des pompes centrifuges

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

V.3. Constitution d'une pompe centrifuge

- **Volute :** appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.
- **La roue :** C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulser, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et d'aubages aussi, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine. Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.
- **Vis de remplissage** : Située sur le corps de la pompe.
- **Presse étoupe :** Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse-étoupe, leurs rôle d'assurer c'est l'étanchéité de la roue.
- **Flasques :** Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.
- **Le palier :** Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.
- **L'arbre :** L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.

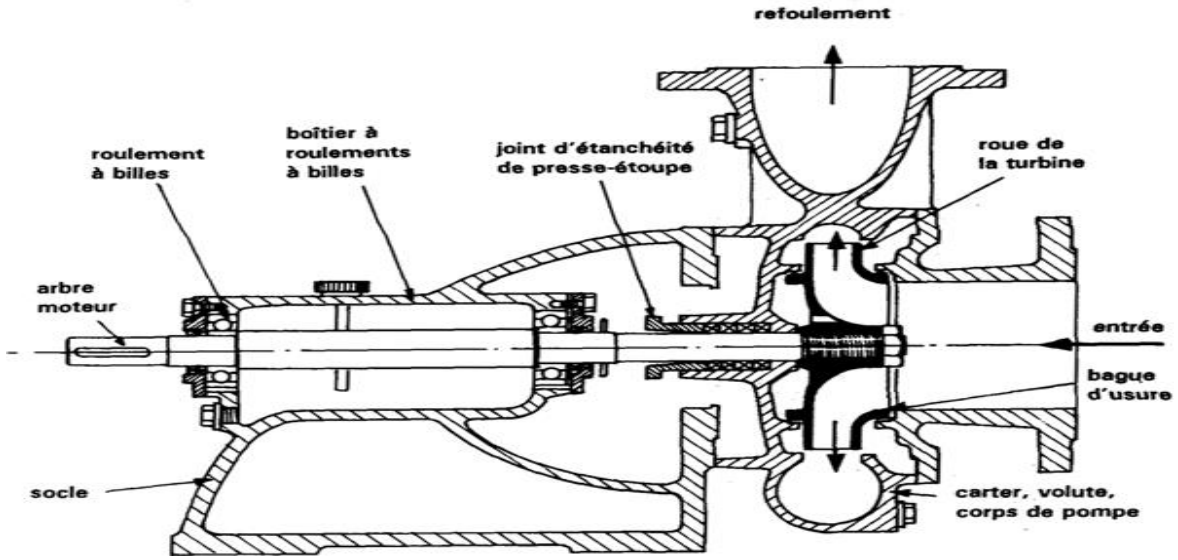


Figure V.1 : Schéma explicatif des éléments constitutifs d'une pompe centrifuge

V.4. Choix de variantes pour les stations de pompage :

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

- Qu'il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage, et si c'est possible proche de l'agglomération pour diminuer les coûts de projet.
- Qu'il ne faut jamais construire la prise d'eau, la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Que le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services de la santé publique et l'environnement.
- Que les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.

V.5. Installation d'une pompe

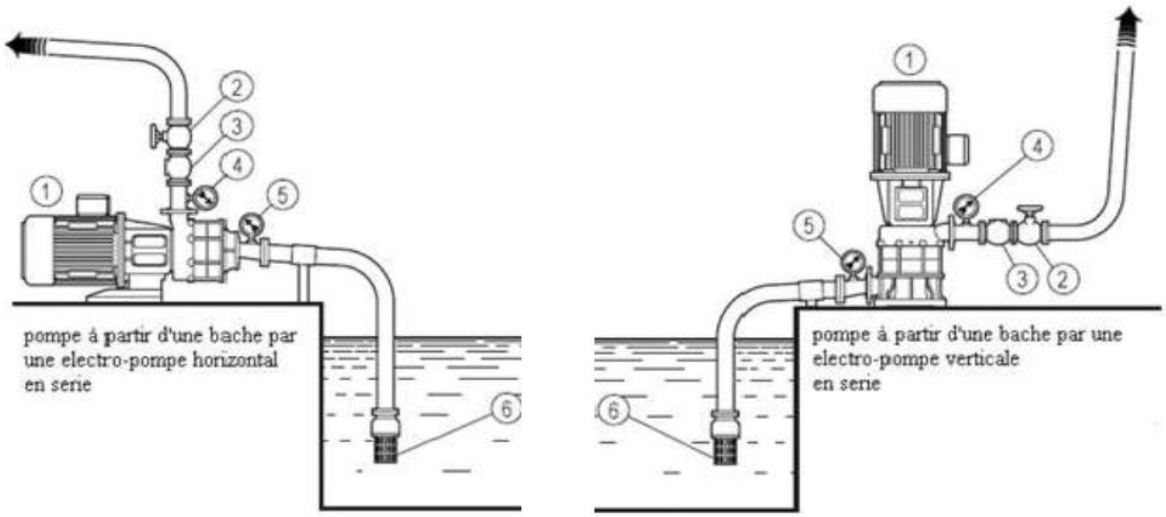


Figure V.2 : Installation d'une pompe horizontale et verticale

V.6. Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes. Le couplage des pompes se fait soit en série soit en parallèle, selon la nécessité comme suit :

- **Le couplage en parallèle :** ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation le débit refoulé par les pompes.
- **Le couplage en série :** ce type de couplage est utilisé en vue d'augmentation la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

V.6.1. Le couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement individuelle conduit à une conduite générale commune, pour une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.

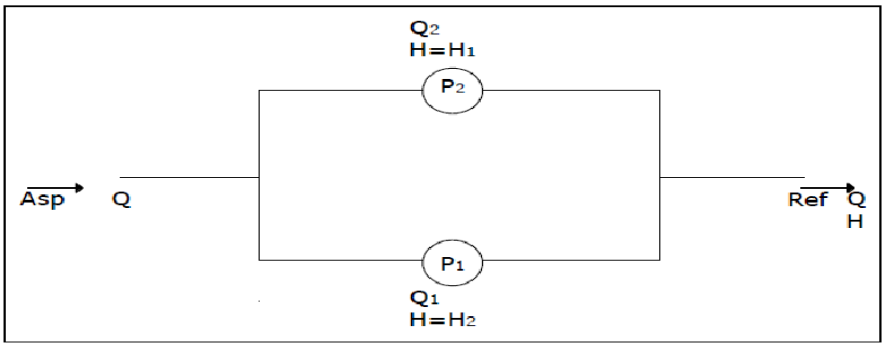


Figure V.3 : Couplage de deux pompes en parallèle

V.6.2. Le couplage en série

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévations de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.

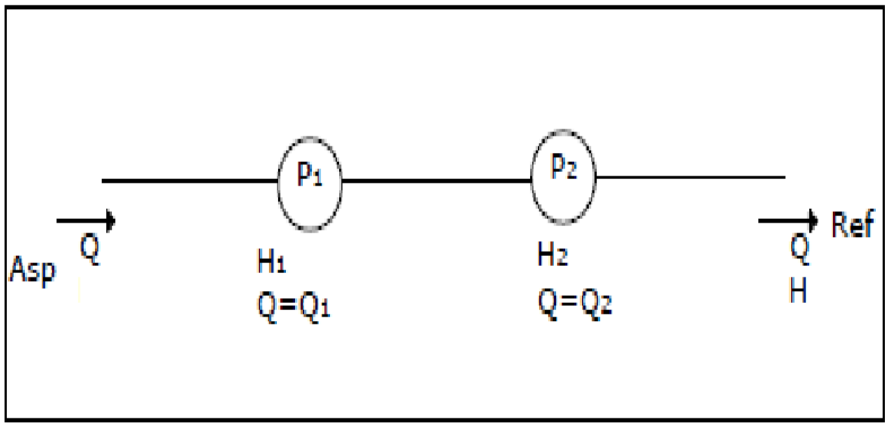


Figure V.4 : Couplage de deux pompes en série

V.7.Criteres du choix du type de pompe

1. Nombre minimal de pompes.
2. Rendement maximal.
3. Puissance absorbée minimal.
4. Vitesse de rotation élevée.
5. $(NPSH)_r$ min moins risque de cavitation.
6. La pompe doit être fabriquée en série. [5]

Dans le chapitre adduction, on a déterminé caractéristiques des tronçons présentées dans le tableau suivantes :

Tableau V-1 : Caractéristiques des tronçons

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	λ	Δh_{Total} (m)	Hg (m)	HMT (m)
SP2.1-SP2.2	350	1.395	3428.28	0.0164	21.86	207.7	229.56
SP2.2-SP2.3	350	1.395	3446.99	0.0164	25.28	204.88	230.16
SP2.3-RAINLEGRADJ	350	1.395	3450.73	0.0164	25.30	189.85	215.15

Pour le choix du type 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.

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans les tableaux suivants :

Tableau V-2 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SP2.1

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	134.3	229.56	-	-	-	-	-
2	72.7	220	PM 125/3D	75.9	3000	215	6.32
3	44.77	230	PM125/10A	75.6	1450	160	2.21
4	32.36	228	PM 100/4 C	77.5	2900	110	3.56

A partir du tableau V-2 des variantes proposées et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la variante :

Tableau V-3 : Les caractéristiques de la pompe choisi pour la station SP2.1

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
3+2	44.77	230	PM125/10A	75.6	1450	160	2.21

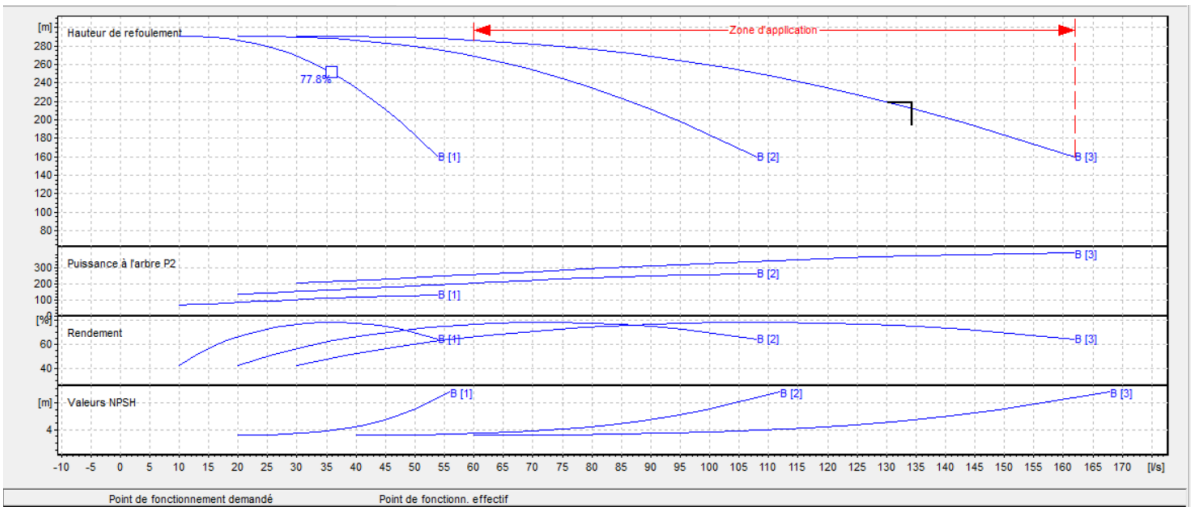


Figure V.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2.1) de type PM125/10A

Tableau V-4 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SP2.2

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	134.3	230.16	-	-	-	-	-
2	67.15	230	PM 150/8 B	77.7	1450	250	2.38
3	44.77	230	PM125/10A	75.6	1450	160	2.21
4	32.36	228	PM 100/4 C	77.5	2900	110	3.56

A partir du tableau V-4 des variantes proposées et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la variante :

Tableau V-5 : Les caractéristiques de la pompe choisi pour la station SP2.2

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
3+2	44.77	230	PM125/10A	75.6	1450	160	2.21

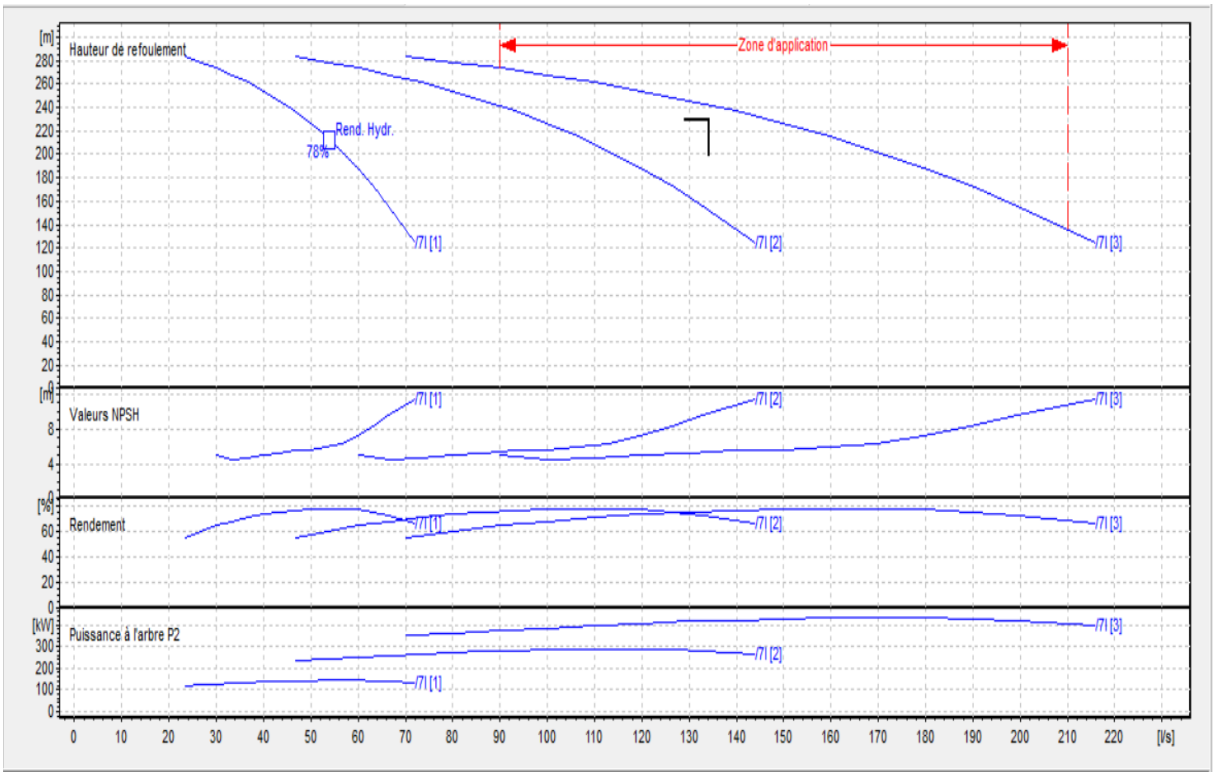


Figure V.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2.2) de type PM125/10A

Tableau V-6 : Variante pour le choix du type de pompe pour la station SP2.3

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	134.3	215.15	-	-	-	-	-
2	65.76	214	PM 125/3 D	75.9	2900	200	5.37
3	44.33	215	PM 100/4 B	74.9	2900	132	5.31
4	33.02	214	PM 80/ 6 A	70.7	2900	110	6.63

A partir du tableau V-6 des variantes proposées et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la variante :

Tableau V-7 : Les caractéristiques de la pompe choisi pour la station SP2.3

Nombre de pompe	Q_{ref} (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	Rendement (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
3+2	44.33	215	PM 100/4 B	74.9	2900	132	5.31

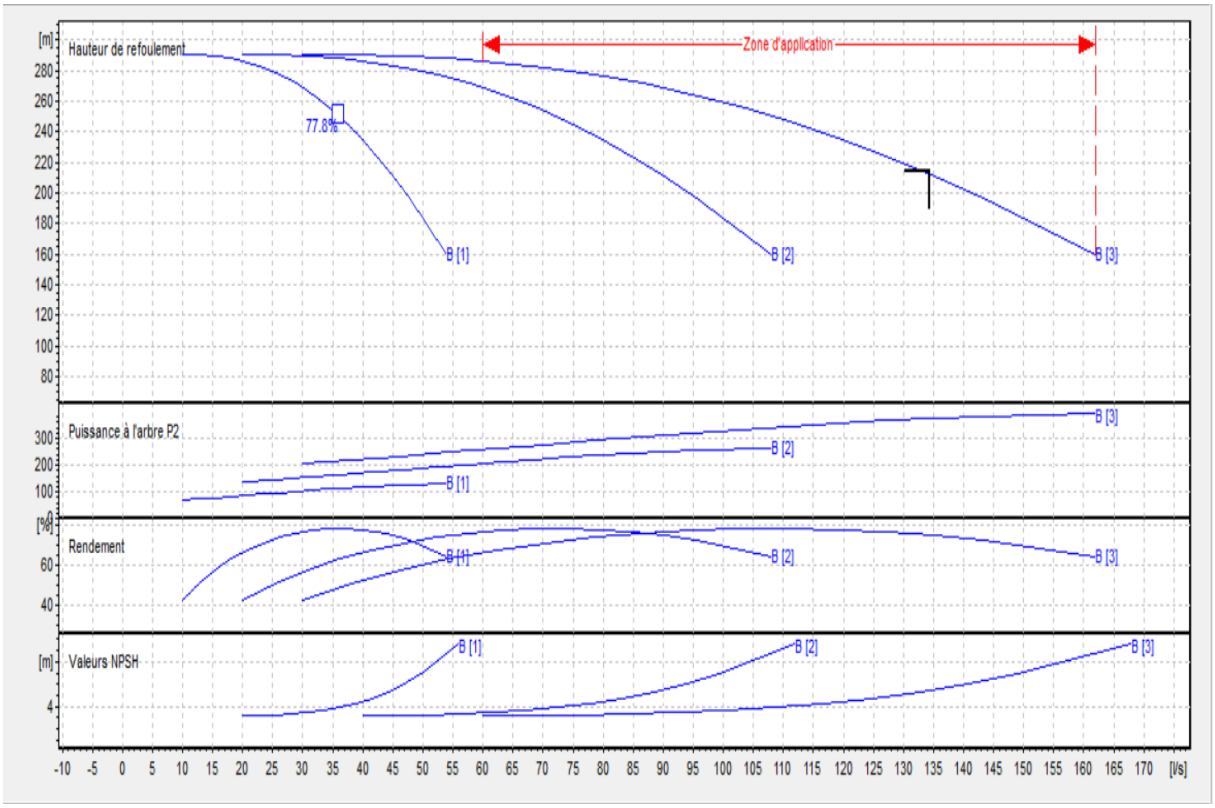


Figure V.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2.3) de type PM 100/4 B

V.8. 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 [H_c-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 pompe est donnée par le l'installateur de la pompe.

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

❖ **Courbe caractéristique de la conduite :**

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

$$\mathbf{Hc = Hg + \Delta h_t} \quad \text{(V -1)}$$

Avec :

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

Δh_t : Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires. $\sum \Delta \mathbf{h = 1.15 * \Delta h^{lin}}$ …… (V -2)

$$\mathbf{\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5.3}}} \quad \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH) …… (V -3)}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Avec :

$$\boldsymbol{\lambda = (1.14 - 0.86\, Ln(\frac{\varepsilon}{D}))^{-2}} \quad \text{(Formule de NIKURADZE) …… (V -4)}$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite de régime d'écoulement, λ = 0.0164 pour D= 0.35m.

V.8.1. Refoulement SP2.1 –SP2.2

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est donnée dans les tableaux suivant :

Tableau V-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2.1 – SP2.2)

SP2.1								
Q (l/s)	H_p (m)	$3Q(m^3/s)$	H_g(m)	L_{ref} (m)	Dec	λ	Δh_t	H_c
0	290	0	207.7	3428.28	350	0.0164	0	207.7
30	290	0.09	207.7	3428.28	350	0.0164	5.39	231.09
50	290	0.15	207.7	3428.28	350	0.0164	14.98	222.68
70	280	0.21	207.7	3428.28	350	0.0164	29.36	237.06
90	270	0.27	207.7	3428.28	350	0.0164	48.54	256.24
110	250	0.33	207.7	3428.28	350	0.0164	72.51	280.21
130	220	0.39	207.7	3428.28	350	0.0164	101.27	308.97
150	180	0.45	207.7	3428.28	350	0.0164	134.83	342.53
160	162	0.48	207.7	3428.28	350	0.0164	153.41	361.11

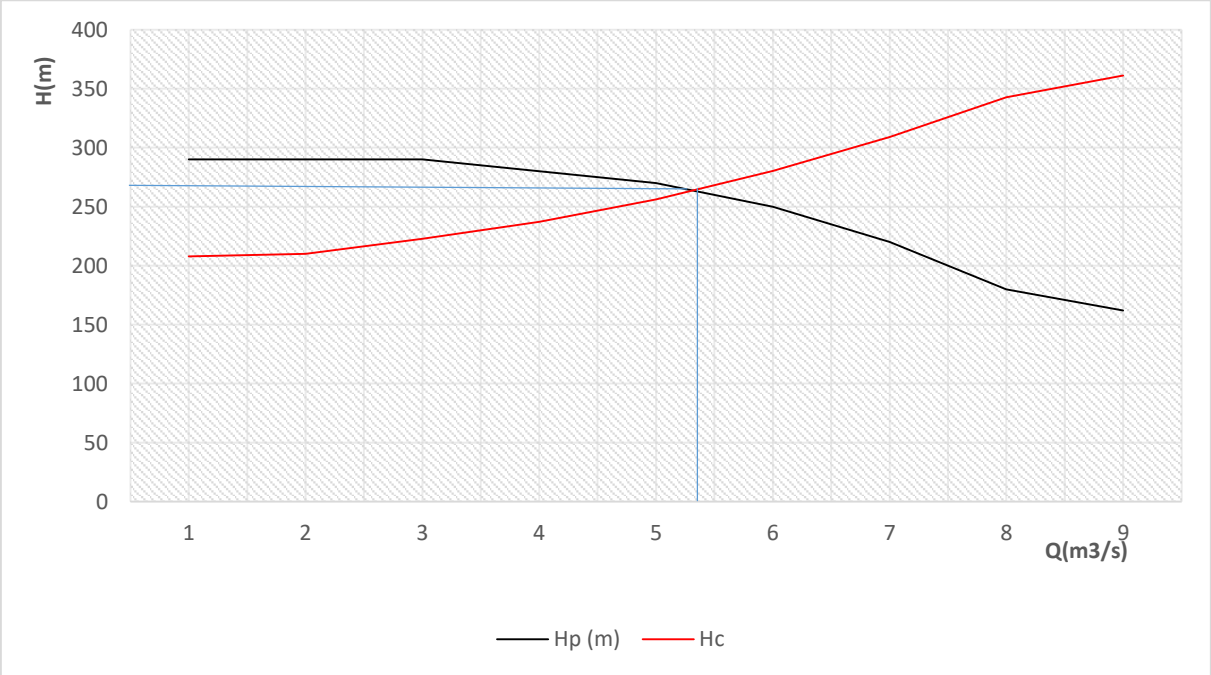


Figure V.8 : Point de fonctionnement de SP2.1

V.8.2. Refoulement SP2.2 –SP2.3

Tableau V-9 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2.2 – SP2.3)

SP2.2								
Q (l/s)	H_p (m)	$3Q(m^3/s)$	H_g(m)	L_{ref} (m)	Dec	λ	Δh_t(m)	H_c(m)
0	284	0	204.88	3446.99	350	0.0164	0	204.88
70	284	0.21	204.88	3446.99	350	0.0164	6.87	211.75
90	275	0.27	204.88	3446.99	350	0.0164	9.87	214.75
110	260	0.33	204.88	3446.99	350	0.0164	14.74	219.62
130	243	0.39	204.88	3446.99	350	0.0164	20.59	225.47
150	223	0.45	204.88	3446.99	350	0.0164	27.41	232.29
170	200	0.51	204.88	3446.99	350	0.0164	35.22	240.10
190	170	0.57	204.88	3446.99	350	0.0164	43.98	248.86
210	140	0.63	204.88	3446.99	350	0.0164	53.74	258.62

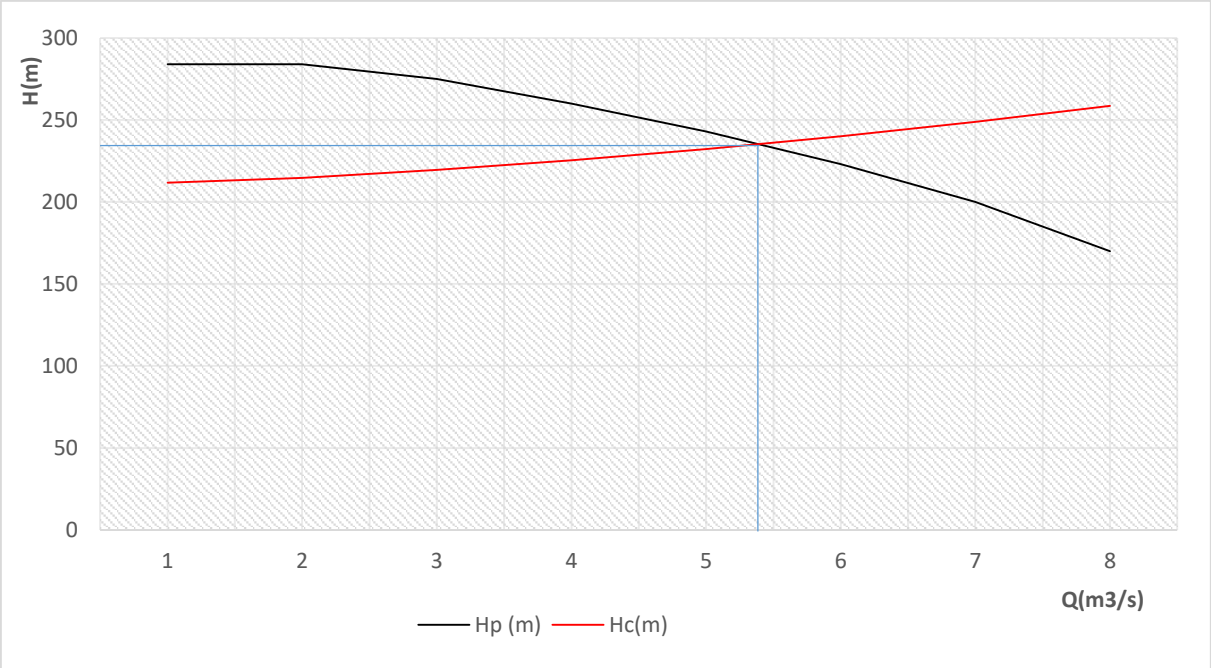


Figure V.9: *Point de fonctionnement de SP2.2*

V.8.3. Refoulement SP2.3 –RAIN LEGRADJ

Tableau V-10 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2.3 – R)

SP2.3								
Q (l/s)	H_p (m)	$3Q(m^3/s)$	H_g(m)	L_{ref} (m)	Dec	λ	Δh_t(m)	H_c(m)
0	290	0	189.85	3450.73	350	0.0164	0	189.85
70	280	0.21	189.85	3450.73	350	0.0164	61.87	251.70
90	270	0.27	189.85	3450.73	350	0.0164	102.27	292.11
110	250	0.33	189.85	3450.73	350	0.0164	152.77	342.62
130	220	0.39	189.85	3450.73	350	0.0164	213.37	403.22
140	200	0.42	189.85	3450.73	350	0.0164	247.46	437.31
150	180	0.45	189.85	3450.73	350	0.0164	284.08	473.93
160	161	0.48	189.85	3450.73	350	0.0164	323.22	513.07

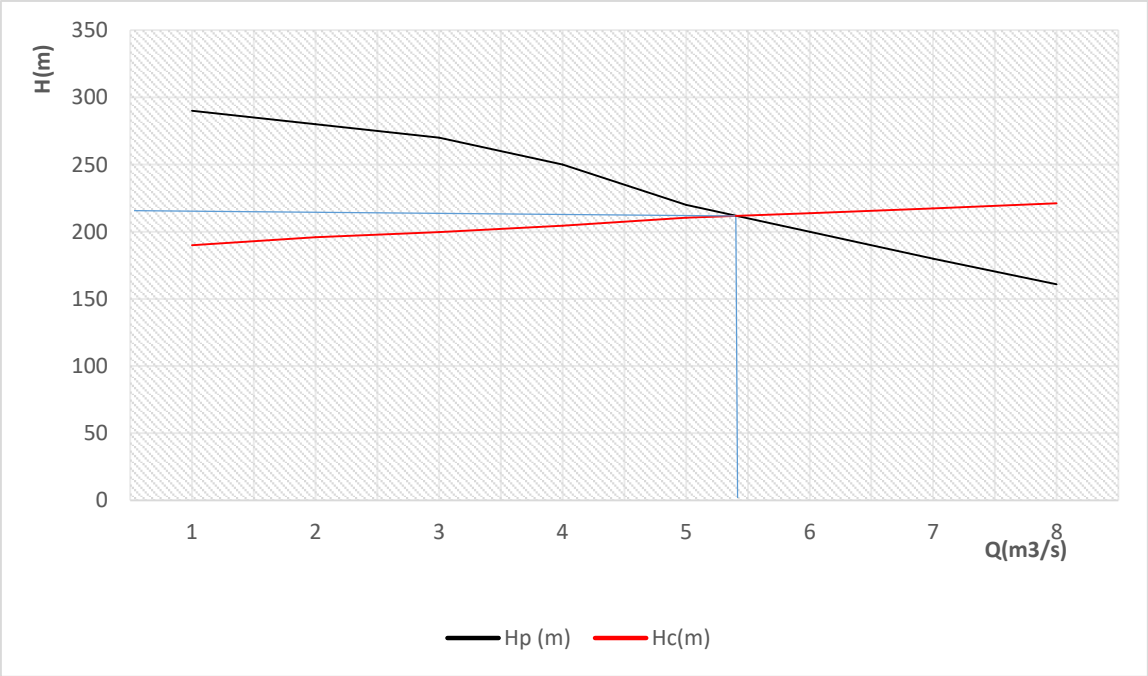


Figure V.10 : Point de fonctionnement de SP2.3

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

Conclusion

Apres le choix, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type CAPRARI pour les trois stations de pompages. Ces pompes seront entrainées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

CHAPITRE VI

POSE ET PROTECTION DES CANALISATIONS

CHAPITRE VI: POSE ET PROTECTION DES CANALISATIONS

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées. Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.1. Pose des canalisations

VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés [6] :

- Pose de canalisations dans un terrain ordinaire ;
- Pose de canalisations dans un terrain peu consistant ;
- Pose de canalisations dans un terrain marécageux ;
- Pose de canalisations en galerie ;
- Traversée d'une rivière ;
- Pose de canalisation sans ouverture de tranchée.

1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60cm.La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum). Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations,...etc.

Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement. Dans le cas d'un soudage de joints, cette tache doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre ou bien des tronçons de madrier en bois disposés dans le sens de la largeur de la tranchée. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0,30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant [6].

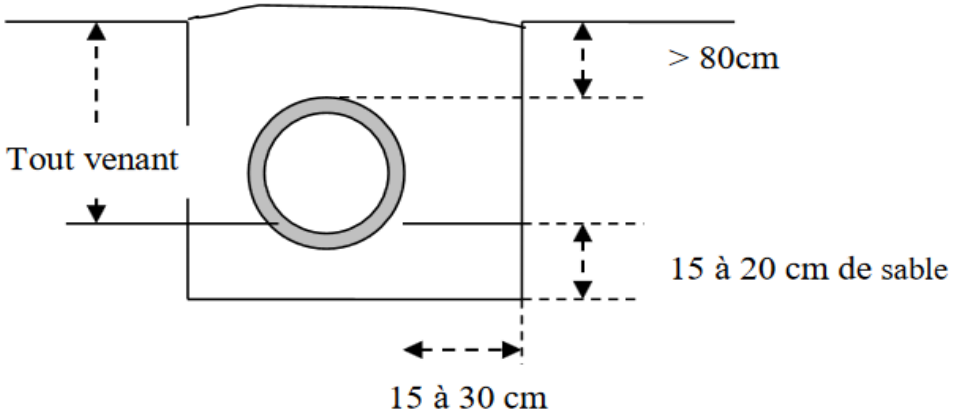


Figure VI.1 : Pose de canalisations dans un terrain ordinaire

2. Pose de canalisations dans un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés près des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol [7].

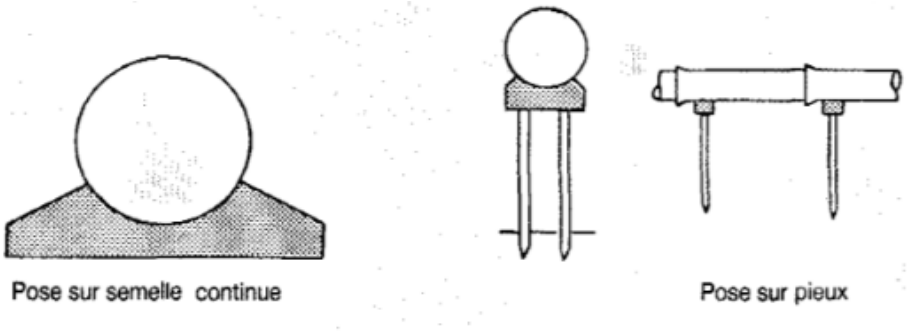


Figure VI.2 : Pose de canalisations dans un terrain peu consistant

3. Pose de canalisations dans un terrain marécageux

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite [8].

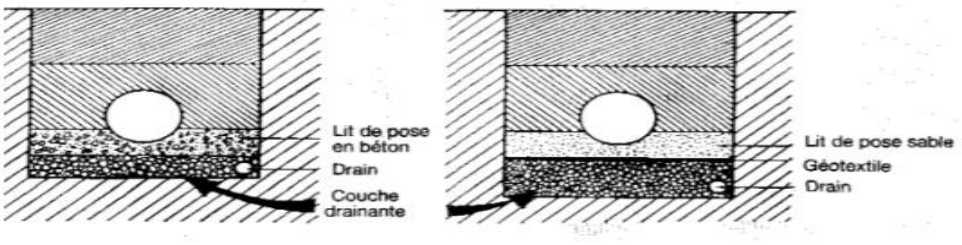


Figure VI.3 : Pose de canalisations dans un terrain marécageux

4. Pose de canalisations en galerie

Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

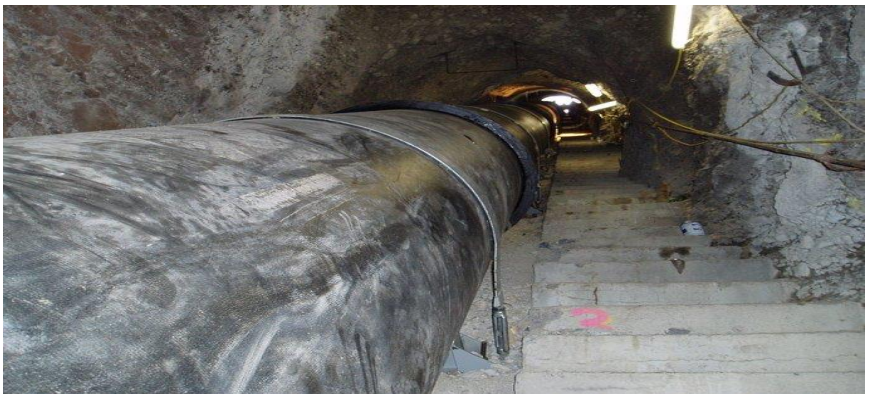


Figure VI.4 : Pose de canalisations en galerie

5. Traversée d'une rivière :

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

La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).

Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints type soudés sont maintenus par des butées de béton posées de part et d'autre des joints.



Figure VI.5 : Pose de canalisation à la traversée d'une rivière

6. Pose de canalisation sans ouverture de tranchée

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), Les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment. Parmi les avantages: il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts.

L'usage différencie les techniques de **fonçage** pour les diamètres 800 mm et plus, et les techniques de **forages dirigé** pour les diamètres inférieurs.

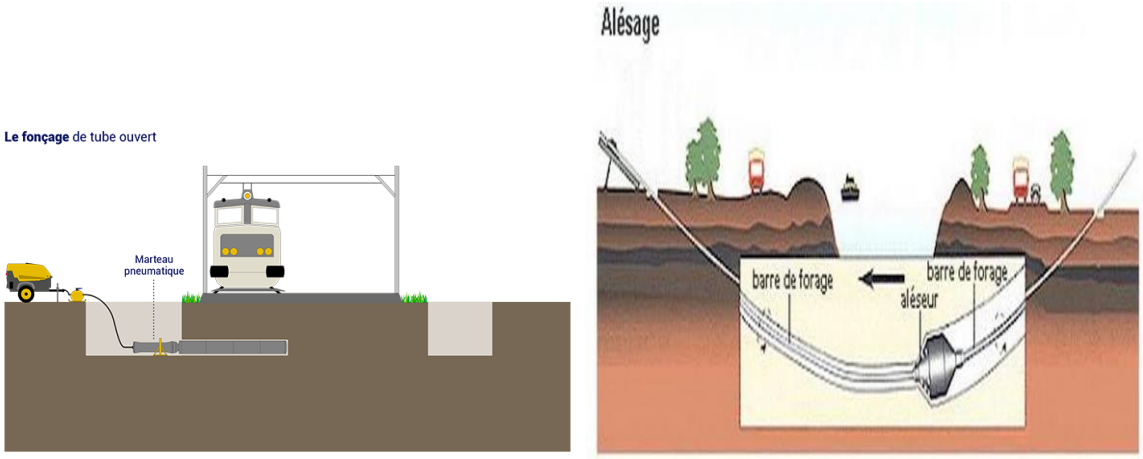


Figure VI.6 : Pose de canalisation sans ouverture de tranchée (fonçage et forages dirigé)

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.2.1. Généralité

Le fonctionnement d'un réseau de conduites, en régime transitoire, est caractérisé par des pressions et vitesses variables dans le temps contrairement au cas du régime permanent. Ces variations sont accompagnées par le phénomène de propagation des ondes de pressions qui parcourent le réseau pendant un certain temps jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent. Lors du dimensionnement des conduites d'adduction, travaillant notamment en refoulement, les conduites choisies après optimisation possèdent des pressions de service Ps définies, et qu'on ne doit pas dépasser. C'est justement là où intervient le calcul du réseau, en régime transitoire pour prévoir les pressions Pt susceptibles de se produire. Si la pression totale Pt est inférieure à la pression Ps de service, il n'y a évidemment pas de danger. Par contre, si le contraire s'observe, le danger existe, et l'on doit choisir entre les deux solutions suivantes :

- Changer la classe des conduites pour une pression de service supérieure.
- Atténuer les pressions transitoires par les moyens de protection (protection anti bélier).

VI.2.2. Causes du coup de bélier

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

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

VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps). Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrées par les manœuvres brusques.

- **Cas de la surpression**

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

- **Cas de dépression**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieur à10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés.

- **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. Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression. Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres, à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Remarque :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier : (Réservoirs d'air, Cheminée d'équilibre, Soupape de décharge et Volant d'inertie).

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations contre le coup de bélier, le réservoir d'air.

VI.3.Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Dans notre étude, nous avons choisir la méthode de VIBERT

- **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.

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + (C.V_0 /g) \quad \text{(VI -1)}$$

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

g: Accélération de la pesanteur g = 9,81(m/s^2)

La charge statistique absolue :

$$Z_{max} = H_g + (C.V_0 /g) + 10 \quad \text{(VI -2)}$$

On a :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{Z_{Max}}{Z_0} h_0 = \frac{V^2_0}{2*g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \\ U_0 = \frac{U_0}{LS} * L * S \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

(Voir **annexe N°3**)

$$U_0 * Z_0 = U_{Max} * Z_{min} \Rightarrow U_{Max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

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 VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP2.1	Acier	400	0.126	1.068	3428.28	207.7
SP2.2	Acier	350	0.096	1.395	3446.99	204.88
SP2.3	Acier	350	0.096	1.395	3450.73	189.85

- **Calcul de la célérité d'onde « C »**

La célérité d'onde « c » donnant le coup de bélier est déterminée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.2.a.(1-\upsilon_m^2).(1-\upsilon_s)}{(1-\upsilon_m^2).a.E_s + E_m.e_m.(1-\upsilon_s)}}} \quad \text{..... (VI -3)}$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2.0710^9 à 20° c.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m^3

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

υ_m : Cœfficient de poisson du matériau de la conduite ; υ_m=0.3 (Acier)

υ_s : Cœfficient de poisson du sol entourant la conduite ; υs=0.33

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; E = 2.10^{11} Pas

E_s : Module de Yong du sol considéré (E=200Mpa).

Tableau VI.2: Les caractéristiques des conduites de refoulement

D (mm)	Type de matériau	e_m(m)	a(m)	E_m (Pas)	υ_m
400	Acier	$6.4.10^{-3}$	0.2	2.10^{11}	0.3
350	Acier	6.10^{-3}	0.175	2.10^{11}	0.3

A.N :

D'après la formule (VI.3), La célérité d'onde « c » est égale :

C= 1425.39 m/s

- **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI.3.

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° station	C_0 (m/s)	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	$\frac{Zmax}{Z0}$	$\frac{U0}{LS}$ 10^{-4}	$\frac{Zmin}{Z0}$	$\frac{U0}{LS}$ 10^{-3}	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)	$V_{normalisé}$ (l)
SP2.1	1425.39	217.70	372.88	1.71	2.67	0.63	2.5	1.08	1.71	2000
SP2.2	1425.39	214.88	417.57	1.94	4.62	0.58	3.0	0.99	1.70	2000
SP2.3	1425.39	199.85	402.54	2.01	4.96	0.57	2.9	0.96	1.68	2000

Conclusion

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leur réalisation; vue l'importance des ouvrages installés. Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les moyens de protection des conduites contre le régime transitoire.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un projet ou d'un travail quelconque. Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage.

Ces directives générales se résument dans certains éléments qui sont : la rapidité, l'économie et la qualité (qui aboutissent à l'élaboration d'une certaine économie).

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face :

- ✓ En conformité avec les plans établis ;
- ✓ De bonne qualité ;
- ✓ Aux moindres délais ;
- ✓ Aux moindres coûts ;
- ✓ Sans accidents humains.

Le tiercé qualité-économie-rapidité demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet.

VII .1. Les opérations pour la réalisation du l'adduction

VII .1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de cinquante mètre (50m). On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VII .1.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain rencontre des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

VII .1.3. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1.2m, Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

VII .1.3.1. La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h_1 \quad \text{(VII -1)}$$

VII .1.3.2. Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte, facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai, elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite en laissant 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$B = D + 0.6 \quad \text{(VII -2)}$$

VII .1.3.3. Section de la tranchée

Les sections des trachées sont de forme trapézoïdale donnée par la relation suivante :

$$S_t = B * H \quad \text{(VII -3)}$$

Avec:

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm on prend h=120 cm ;

h_1 : épaisseur du lit de pose h_1 = 0,1 m ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

St : sections des trachées.

VII .1.3.4. Détermination du volume des travaux de l'adduction

Les volumes des travaux de l'adduction est donnée par la relation suivante :

1. **Volume de déblai :**

$$V_d = L * B * H \quad \text{(VII -4)}$$

2. **Volume de lit de pose :**

$$V_{l.p} = L * B * h_1 \quad \text{(VII -5)}$$

3. Volume de remblai de protection :

$$V_{conduite} = (\pi * D^2/4) * L \text{……..} \quad \text{(VII -6)}$$

$$V_{r.p} = L * B (D + 0.1) - V_{conduite} \text{……} \quad \text{(VII -7)}$$

4. Volume de la couverture en terre :

$$V_c = L * B * (H - 0.1 - 0.1 - D) \text{……} \quad \text{(VII -8)}$$

Application numérique :

En appliquant les formules VII.1 VII.2 VII.3 VII.5 VII.6 VII.7 VII.8 on trouve les résultats suivants :

Tableau VII.1 : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction.

Tronçon	D(mm)	L(m)	H(m)	B(m)	$S_t(m^2)$	$V_d(m^3)$	$V_{l.p}(m^3)$	$V_{r.p}(m^3)$	$V_c(m^3)$
SP1-SP2	400	3428.28	1.70	1.00	1.70	5828.08	342.83	1283.33	3771.11
SP2-SP3	350	3446.99	1.65	0.95	1.57	5403.16	327.46	1141.95	3602.10
SP3-$R_{AIN.L}$	350	3450.73	1.65	0.95	1.57	5409.02	327.82	1143.19	3606.01
$R_{AIN.L}R_{Beni.O}$	350	5450.00	1.65	0.95	1.57	8542.88	571.75	1805.53	5695.25
TOTAL						**25183.14**	**1569.86**	**5374.00**	**16674.47**

VII .1.4. Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation du l'adduction

Tableau VII.2 : Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation du l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m^3	25183.14	350.00	881.409.900
2	Pose de lit du sable	m^3	1569.86	1200.00	188.383.200
3	L'enrobage	m^3	5374.00	1200.00	644.880.000
4	Couverture en terre	m^3	16674.47	250.00	416.861.800
5	Grillage avertisseur	ml	15776.00	100.00	157.760.000
6	La conduite	ml	15776.00	4233.00	667.562.460
TOTAL EN HT					**896.491.950.00**

VII .2. Travaux de la station de pompage

Dans notre projet nous avons trois stations de pompages et chaque station contient trois pompes comme mentionné précédemment dans le chapitre Etude de pompage, les dimensions du bâtiment de la station de pompage sont :

- Longueur : L_{sp} = 27 m
- Largeur : lsp = 24 m
- Fouille : $L_f * l_f * h_f$ = 3*3 *3 m
- Semelle : Ls * ls * hs = 2*2 *0.6 m
- Demi-poteau : $a_{dp} * b_{dp} * h_{dp}$ = 40*40*240 cm
- Longrine : $a_l * b_l$ = 40*60 cm
- Dalles : (D_{inf} =D_{sup}) : e_{inf} = e_{sup}= 12 cm
- Poteau :$a_p * b_p * h_p$ = 40*40*300 cm

VII .2.1. Détermination du volume des travaux de la station de pompage

Les volumes des travaux de la station de pompage est donnée par la relation suivante :

1. **Décapage de terre végétale :**

$V_{d.t.v} = L_{sp} * l_{sp} * e$ = 24* 27 * 0.2 = **129.6 m^3**

2. **Déblai des fouilles :**

Portée = 3 m

Longueur = 27 m

Largeur = 24 m

$V_f = L_f * l_f * h_f$ = 3 * 3 * 3 = **27 m^3**

3. **Remblai des fouilles :**

Volume de béton de propreté sous une semelle : $V_{b.p.1.s}$ = 2 * 2 * 0.1 = **0.4 m^3**

Volume d'une semelle : V_{se} = 2 * 2 * 0.6 = **2.4 m^3**

Volume de demi-poteau : $V_{d.p}$ = 0.4 * 0.4 * 2.4 = **0.384 m^3**

Volume de remblai d'une fouille :

$$V_{r.1.f} = V_f - V_{b.p.1.s} - V_{se} - V_{d.p} = 27 - 0.4 - 2.4 - 0.384 = \mathbf{23.816\ m^3}$$

Volume de remblai des fouilles :

$$V_{r.f} = V_{r.1.f} * N_f = 23.816 * 90 = \mathbf{2143.44\ m^3}$$

4. **Remblai des casiers :**

Longueur d'un casier : L_c = 3 – 0.4 = 2.6 m

Largeur d'un casier : l_c = 3 – 0.4 = 2.6 m

Volume d'un casier : $V_c = L_c * l_c * h_1$ = 2.6 * 2.6 * 0.6 = **4.056 m^3**

Volume de remblai des casiers : $V_{r.c} = V_c * N_c = 4.056 * 72 =$ **292.032 m³**

5. Béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous semelles :

Volume de béton de propreté sous une semelle :

$V_{b.p.1.s} = 2 * 2 * 0.1 =$ **0.4 m³**

$V_{b.p.s} = V_{b.p.1.s} * N_s = 0.4 * 90 =$ **36 m³**

6. Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour semelles :

Volume d'une semelle :

$Vse = 2 * 2 * 0.6 =$ **2.4 m³**

$V_{b.a.s} = V_{se} * N_{se} = 2.4 * 90 =$ **216 m³**

7. Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour demi-poteaux :

Volume de demi-poteau :

$Vd.p = 0.4 * 0.4 * 2.4 =$ **0.384 m³**

$V_{b.a.d.p} = V_{d.p} * N_{d.p} = 0.384 * 90 =$ **34.56 m³**

8. Béton de propreté dosé à 150 kg/m³ sous longrines :

Volume de béton de propreté sous une longrine :

$V_{b.p.1.l} = 2.6 * 0.4 * 0.1 =$ **0.104 m³**

Nombres de longrines :

$N_l = 9 * 9 + 10 * 8 =$ **161**

$V_{b.p.l} = V_{b.p.1.l} * N_l = 0.104 * 161 =$ **16.744 m³**

9. Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour longrines (inf & sup) :

Volume de longrines :

$V_l = (2.6 * 0.4 * 0.6) * 161 =$ **100.464 m³**

$V_t = 100.464 * 2 =$ **200.928 m³**

10. Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour poteaux :

Volume d'un poteau :

$V_p = a_p * b_p * h_p = 0.4 * 0.4 * 3 =$ **0.48 m³**

$V_{b.a.p} = V_p * N_p = 0.48 * 90 =$ **43.2 m³**

11. Béton armé dosé à 350 kg/m³ pour dalles (inf & sup) :

Volume d'une dalle:

$VD = L_{sp} * l_{sp} * e_D = 27 * 24 * 0.12 =$ **77.76 m³**

$V_{b.a.D} = V_D * 2 = 77.76 * 2 =$ **155.52 m³**

12. Nombre des briques :

Surface $= 306 - 4 * 1.5 * 2 - 4 * 3 =$ **282 m²**

Surface de brique $= 0.2 * 0.3 =$ **0.06 m²**

Nombre des briques = 282 / 0.06 = 4700 => **5000 briques**

13. Nombre des pièces d'hourdis :

Surface = 4 * 4 * 30 = **480 m²**

Surface d'hourdis = 0.3 * 0.5 = **0.15 m²**

Nombre des pièces d'hourdis = 480 / 0.15 = 3200 => **3500 hourdis**

14. Volume des poutrelles :

$V_{b.a.p} = 0.2 * V_{b.a.D} = 0.2 * 77.76 =$ **15.552 m**

15. Surface de crépissage :

$S_{cr} = 2 * L * hp + 2 * l * hp - S_{portail} - S_{fenêtres}$

$= (2 * 27 * 3) + (2 * 24 * 3) - (4 * 3) - (4 * 1.5 * 2)$

$= 282$ m2 => **300 m²**

VII .2.2. Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de la station de pompage

Tableau VII.3 : Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de la station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage de terre végétale	m³	129.6	250.00	324.000.00
2	Déblai des fouilles	m³	2430	350.00	850.500.00
3	Remblai des fouilles	m³	2143.44	250.00	535.860.00
4	Remblai des casiers	m³	292.032	250.00	730.080.00
5	Béton de propreté dosé 150 kg/m³ (sous semelle)	m³	36	8000.00	288.000.00
6	Béton armé dosé 350 kg/m³ (semelles)	m³	216	40000.00	864.000.00
7	Béton armé dosé 350 kg/m³ (demi-poteaux)	m³	34.56	40000.00	138.240.00
8	Béton de propreté dosé 150 kg/m³ (sous longrines)	m³	16.744	8000.00	133.952.00
9	Béton armé dosé 350 kg/m³ (longrines) inferieur	m³	100.46	40000.00	401.856.00

Tableau VII.3 : Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation de la station de pompage (suite)

N°	**Désignation**	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
10	Béton armé dosé 350 kg/m³ (longrines) supérieur	m³	100.464	40000.00	401.856.00
11	Béton armé dosé 350 kg/m³ (poteaux)	m³	43.20	40000.00	172.800.00
12	Béton armé dosé 350 kg/m³ (dalles) inferieur	m³	155.52	40000.00	622.080.00
13	Béton armé dosé 350 kg/m³ (dalles) inferieur	m³	155.52	40000.00	622.080.00
14	Nombre des briques	unité	5000	30.00	150.000.00
15	Nombre des pièces d'hourdis	unité	3500	35.00	122.500.00
16	Volume des poutrelles	unité	23.328	40000.00	933.120.00
17	Surface de crépissage	m^2	300	350.00	105.000.00
18	Equipement hydraulique des stations de pompages	unité	3	637.100.00	191.130.000
TOTAL EN HT					**215.124.260.00**

VII .3. Travaux des réservoirs

Dans notre projet nous avons deux réservoirs circulaires semi-enterrés et trois bâches d'aspiration, les dimensions des réservoirs sont résume dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : les dimensions des réservoirs

Réservoirs / **Dimensions**	**R Ain. L**	**R Beni.O**	**B SP2.1**	**B SP2.1**	**B SP2.1**
Capacité de réservoir **V (m^3)**	2000	1000	1000	1000	1000
Profondeur de terrassement Bon sol **h (m)**	2	2	2	2	2
Diamètre intérieur des réservoirs **D_{int} (m)**	22.60	16	15	15	15

Tableau VII.4 : les dimensions des réservoirs (suite)

Réservoirs / Dimensions	**R Ain. L**	**R Beni.O**	**B SP2.1**	**B SP2.1**	**B SP2.1**
Epaisseur du radier du réservoir **a (m)**	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
Epaisseur des parois **b (m)**	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Flèche de la coupole **f (m)**	1	1	1	1	1
Hauteur du réservoir **H (m)**	5.50	5.30	6	6	6

VII .3.1. Détermination du volume des travaux des réservoirs

Les volumes des travaux des réservoirs est donnée par la relation suivante :

1. **Volume de décapage de la terre végétale :**

$L_{déc} = D_{ext} + 1 + 1 = (D_{int} + 2 * b) + 2$ et $e_{déc} = 0.2$ m

$$V_{d.t.v} = D_{ext}^2 * e_{déc} \quad \text{(VII -9)}$$

2. **Volume de déblai de la fouille :**

$$D_f = D_{ext} + 2 * 0.6$$

$$V_{d.f} = (\pi * D_f^2 / 4) * H \quad \text{(VII -10)}$$

3. **Volume de béton armé du radier :**

$$V_{b.a.r} = (\pi * D_{ext}^2 / 4) * a \quad \text{(VII -11)}$$

4. **Volume de béton armé des parois :**

$$V_{b.a.p} = V_{ext} - V_{int}$$

$$V_{b.a.p} = [\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2) / 4] * H \quad \text{(VII -12)}$$

5. **Volume du béton armé de la coupole :**

$$R_{moy} = (R_{int}^2 + f^2) / (2 * f) \quad \text{et} \quad e_c = 0.12 \text{ m}$$

$$S_c = 2 * \pi * R_{moy} * f$$

$$V_{b.a.c} = S_c * e_c \quad \text{(VII -13)}$$

6. **Volume de remblai :**

$$S_f = \pi * D_f^2 / 4$$

$$S_{b.p} = \pi * D_{b.p}^2 / 4$$

$$S_r = \pi * D_r^2 / 4$$

$$V_r = (S_f - S_{b.p)} * 0.1 + (Sf - S_{r)} * 1.8 \quad \text{(VII -14)}$$

Application numérique :

En appliquant les formules VII.9 VII.10 VII.11 VII.12 VII.13 VII.14 on trouve les résultats suivants :

Tableau VII.5 : Devis quantitatif et estimatif pour la réalisation des réservoirs

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage de la terre végétale	m³	378.20	250.00	945.500
2	Déblai de la fouille	m³	7767.55	350.00	271.864.20
3	Béton armé du radier	m³	419.64	40000.00	167.856.00
4	Béton armé des parois	m³	381.92	40000.00	127.568.00
5	Béton armé de la coupole	m³	205.16	40000.00	820.640.00
6	Remblai	m³	2475.94	250.00	618.985.00
TOTAL EN HT					**411.809.770.00**

VII .3.2. Devis estimatif global

La pré-estimation du montant total des travaux à réaliser dans le cadre du transfert sont résumes ci- après :

Tableau VII.6 : Devis estimatif global

Désignation	Montant HT (DA)
Adductions	896.491.950.00
Stations de pompages	215.124.260.00
Réservoirs	411.809.770.00
TOTAL HT	**345.954.432.00**
TVA 19%	**657.313.421.00**
TOTAL TTC	**411.685.774.10**

VII .4. Planification des travaux de l'adduction

L'objectif de planification est d'assurer la fin du projet dans la durée prévue, d'attribuer les ressources adéquates et surtout d'anticiper les problèmes.

VII .4.1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Exécution des tranches « tronçon SP2.1-SP2.2 »	35
B	Exécution des tranches « tronçon SP2.2-SP2.3 »	33
C	Exécution des tranches « tronçon SP2.3- $R_{Ain.L}$ »	30
D	Exécution des tranches « tronçon $R_{Ain.L}$ - $R_{Beni.O}$ »	32
E	Lit de sable et pose de canalisation «tronçon SP2.1-SP2.2 »	120
F	Lit de sable et pose de canalisation «tronçon SP2.2-SP2.3 »	90
G	Lit de sable et pose de canalisation «tronçon SP2.3- $R_{Ain.L}$»	88
H	Lit de sable et pose de canalisation «tronçon $R_{Ain.L}$-$R_{Beni.O}$»	50
I	Remballage des tranchées «tronçon SP2.1-SP2.2 »	12
L	Remballage des tranchées «tronçon SP2.2-SP2.3 »	10
K	Remballage des tranchées «tronçon SP2.3- $R_{Ain.L}$»	8
M	Remballage des tranchées «tronçon $R_{Ain.L}$-$R_{Beni.O}$»	11

VII .4.2. Planification par la méthode CPM (La méthode du réseau)

Les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Notation	Précède	Succède
A	BD	--
B	EC	A
C	F	B
D	GE	A
E	HF	BD
F	I	EC
G	LH	D
H	KI	GE
I	M	HF
L	K	G
K	M	LH
M	--	KI

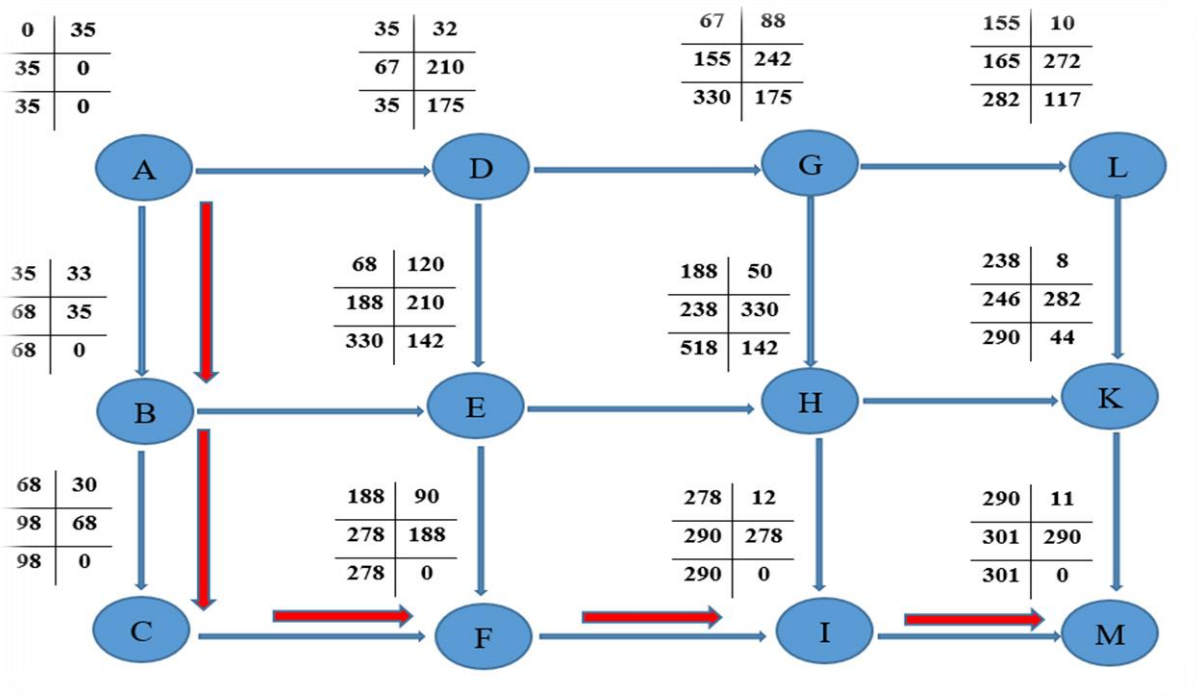


Figure VI.1: Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 301 jours, Les flèches rouge portées sur la figure représentent le chemin critique du réseau.



VII .5. Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un chargeur ;
- Un vibrateur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII .5.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains .Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très répondus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir. Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydrauliques.



Figure VI.2 : Pelle hydraulique

VII .5.2. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VI.3 : Chargeur

VII .5.3. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VI.4 : Compacteur

Conclusion

L'organisation de chantier est une question très importante pour un ingénieur, car le rôle de celui-ci est de faire gagner de l'argent, Une bonne organisation de chantier, surtout si il est très important, permet d'économiser beaucoup d'argent à l'entreprise de réalisation.

Dans ce chapitre nous avons fait un devis quantitatif et estimatif pour la conduite d'adduction, les stations de pompages et les réservoirs, le montant total des travaux à dans le cadre du transfert est **411.685.774.10 DA** et sera réalisé en **301 jours**. Enfin nous avons déterminé les engins adaptés pour chaque tâche.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre objectif essentiel qui représenté :

L'alimentation en eau potable à partir de la station de traitement du barrage **TICHY-HAF** vers la zone d'étude répondant aux besoins de la population sans faire recours aux ressources existantes dans la région.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon **2052**, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **37087** habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les communes concernées par l'étude, a donné la nécessite de prévoir un transfert de **9666.11** m^3/j des eaux du barrage **TICHY-HAF**
Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et selon leur rôle a destiné ; et cela sur le long de notre adduction, on a projeté deux réservoirs de tel sort à assurer une alimentation gravitaire et trois bâches d'aspiration des stations de pompage.

L'importance de longueur de l'adduction (plus de 16 Km), et la grande différence d'altitude qui est de 571m entre la station de traitement et le dernier réservoir projeté, a exigé l'implantation de plusieurs stations de pompage soit : trois stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à le réservoir de AIN LEGRADJ ; avec le choix des pompes adéquat dans chaque station.

La protection de ce réseau est prise en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire la protection contre :

- ✓ le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement ;
- ✓ les pressions exagérées dues aux différences d'altitudes, c'est la projection des régulateurs de pression. pour la partie gravitaire.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin; Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère qu'on a trouvé les meilleurs solutions pour résoudre le problème de l'eau potable des régions éloignées de la wilaya de Sétif.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

[1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I.

[2] **Dupont .A** « Hydraulique urbaine : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles », Tome II, 484 pages, 1979.

[3] Cours Cinquième années « Module AEP ».

[4] **Mr.B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

[5] **Mme.Mokrane Wahiba** et **Mr.Khodjet K.Omar** « polycopie de système de pompage 1ère Partie : Les pompes hydrauliques ».

[6] **Mr.B.SALAH** «Alimentation en eau potable des agglomérations»,ENSH Septembre2014.

[7] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.

[8] « La pose des canalisation pour l'adduction et la distribution de l'eau potable », Fondation de l'eau 1990.

Site internet

www.climatsetvoyages.com

www.mateoblue.com

Catalogues

CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression ».

CHARLATTE « Réservoirs hydraulique ».

ANNEXES

Annexe N°1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	**10000 à 50000**	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	1.00	**1.50**	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	**1.50**	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	**1.50**	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	**1.50**	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	**2.50**	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	**3.50**	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	**4.50**	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	**5.50**	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	**6.25**	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	**6.25**	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	**6.25**	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	**6.25**	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	**5.00**	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	**5.00**	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	**5.50**	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	**6.00**	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	**6.00**	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	**5.50**	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	**5.00**	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	**4.50**	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	**4.00**	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	**3.00**	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	**2.00**	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	**1.50**	3.30	3.70	1.00
Total	100%	**100%**	100%	100%	100%

(Source cours SALAH.B)

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET.

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 1	851.469	855.44	221.44
Noeud 2	631.925	855.44	223.51
Noeud 3	631.689	855.44	223.75
Noeud 4	632.898	855.42	222.52
Noeud 5	633.8	855.41	221.61
Noeud 6	635.826	855.4	219.57
Noeud 7	636.941	855.37	218.43
Noeud 8	636.331	855.35	219.02
Noeud 9	635.242	855.33	220.08
Noeud 10	634.305	855.3	221
Noeud 11	633.806	855.29	221.48
Noeud 12	633.686	855.28	221.59
Noeud 13	635.084	855.23	220.14
Noeud 14	635.311	855.22	219.91
Noeud 15	633.293	855.19	221.89
Noeud 16	631.482	855.16	223.68
Noeud 17	630.403	855.14	224.73
Noeud 18	626.395	855.09	228.69
Noeud 19	623.454	855.04	231.58
Noeud 20	623.422	855.03	231.61
Noeud 21	624.342	855.01	230.67
Noeud 22	625.775	854.99	229.22
Noeud 23	627.893	854.97	227.07
Noeud 24	630.272	854.94	224.67
Noeud 25	633.239	854.92	221.68
Noeud 26	637.152	854.88	217.73
Noeud 27	641.556	854.84	213.29
Noeud 28	646.498	854.8	208.3
Noeud 29	651.794	854.76	202.96
Noeud 30	653.11	854.74	201.63
Noeud 31	653.959	854.73	200.77
Noeud 32	653.399	854.72	201.32
Noeud 33	653.004	854.69	201.69
Noeud 34	651.783	854.67	202.88
Noeud 35	649.816	854.62	204.81
Noeud 36	649.33	854.59	205.26
Noeud 37	650.121	854.56	204.44
Noeud 38	650.204	854.53	204.33
Noeud 39	648.996	854.5	205.5
Noeud 40	648.436	854.48	206.04
Noeud 41	646.686	854.44	207.75
Noeud 42	646.658	854.4	207.74
Noeud 43	648.581	854.35	205.77
Noeud 44	649.439	854.31	204.87
Noeud 45	649.809	854.29	204.48

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET(Suite)

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 46	649.638	854.27	204.63
Noeud 47	649.638	854.26	204.62
Noeud 48	649.624	854.24	204.62
Noeud 49	648.653	854.22	205.57
Noeud 50	646.595	854.2	207.61
Noeud 51	644.643	854.19	209.54
Noeud 52	644.432	854.17	209.74
Noeud 53	644.974	854.15	209.18
Noeud 54	647.475	854.14	206.66
Noeud 55	650.187	854.11	203.92
Noeud 56	650.484	854.09	203.61
Noeud 57	650.123	854.07	203.95
Noeud 58	650	854.05	204.05
Noeud 59	650.569	854.02	203.46
Noeud 60	650.799	854	203.2
Noeud 61	651.008	853.99	202.98
Noeud 62	650.454	853.98	203.52
Noeud 63	651.119	853.94	202.82
Noeud 64	651.705	853.92	202.21
Noeud 65	651.359	853.89	202.54
Noeud 66	652.011	853.87	201.86
Noeud 67	652.386	853.86	201.48
Noeud 68	651.98	853.86	201.88
Noeud 69	650.695	853.84	203.15
Noeud 70	649.462	853.83	204.37
Noeud 71	649.119	853.83	204.71
Noeud 72	646.769	853.8	207.03
Noeud 73	644.064	853.77	209.71
Noeud 74	642.28	853.75	211.47
Noeud 75	640.263	853.73	213.47
Noeud 76	637.109	853.7	216.59
Noeud 77	633.504	853.66	220.15
Noeud 78	632.035	853.63	221.6
Noeud 79	631.965	853.62	221.66
Noeud 80	632.857	853.61	220.75
Noeud 81	635.134	853.59	218.45
Noeud 82	638.696	853.56	214.86
Noeud 83	642.621	853.53	210.91
Noeud 84	650.598	853.49	202.9
Noeud 85	658.121	853.45	195.33
Noeud 86	663.626	853.41	189.79
Noeud 87	664.904	853.4	188.49
Noeud 88	666.346	853.37	187.02
Noeud 89	668.231	853.33	185.1
Noeud 90	670.578	853.29	182.71

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET(Suite)

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 91	672.521	853.26	180.74
Noeud 92	673.45	853.24	179.79
Noeud 93	673.249	853.23	179.98
Noeud 94	671.245	853.2	181.95
Noeud 95	668.008	853.16	185.15
Noeud 96	665.474	853.12	187.65
Noeud 97	664.826	853.11	188.28
Noeud 98	664.68	853.1	188.42
Noeud 99	664.776	853.09	188.31
Noeud 100	665.022	853.06	188.04
Noeud 101	669.693	853.03	183.34
Noeud 102	677.213	852.98	175.77
Noeud 103	679.261	852.95	173.69
Noeud 104	679.484	852.94	173.45
Noeud 105	679.91	852.93	173.02
Noeud 106	679.742	852.92	173.17
Noeud 107	679.335	852.88	173.54
Noeud 108	678.867	852.84	173.97
Noeud 109	678.667	852.81	174.15
Noeud 110	678.444	852.8	174.35
Noeud 111	678.679	852.78	174.11
Noeud 112	678.807	852.77	173.96
Noeud 113	680.031	852.74	172.7
Noeud 114	682.244	852.7	170.46
Noeud 115	683.417	852.67	169.25
Noeud 116	684.393	852.65	168.26
Noeud 117	685.099	852.63	167.53
Noeud 118	687.418	852.6	165.18
Noeud 119	689.498	852.56	163.06
Noeud 120	691.59	852.52	160.93
Noeud 121	692.352	852.51	160.16
Noeud 122	691.206	852.46	161.25
Noeud 123	690.5	852.43	161.93
Noeud 124	689.917	852.41	162.5
Noeud 125	688.942	852.4	163.45
Noeud 126	687.888	852.36	164.47
Noeud 127	688.013	852.34	164.33
Noeud 128	688.652	852.32	163.67
Noeud 129	689.641	852.3	162.66
Noeud 130	690.259	852.29	162.03
Noeud 131	692.038	852.25	160.22
Noeud 132	693.335	852.23	158.9
Noeud 133	694.384	852.21	157.83
Noeud 134	695.282	852.19	156.91
Noeud 135	696.108	852.14	156.04

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET(Suite)

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 136	697.682	852.09	154.41
Noeud 137	699.143	852.05	152.9
Noeud 138	700.378	852.02	151.64
Noeud 139	701.787	852	150.21
Noeud 140	702.002	851.99	149.99
Noeud 141	702.445	851.97	149.52
Noeud 142	702.657	851.95	149.29
Noeud 143	702.848	851.92	149.07
Noeud 144	702.702	851.9	149.2
Noeud 145	701.386	851.87	150.49
Noeud 146	700.893	851.86	150.97
Noeud 147	699.774	851.84	152.07
Noeud 148	698.869	851.83	152.96
Noeud 149	697.695	851.81	154.11
Noeud 150	696.67	851.78	155.11
Noeud 151	695.881	851.75	155.87
Noeud 152	694.573	851.71	157.14
Noeud 153	693.936	851.69	157.75
Noeud 154	692.738	851.65	158.91
Noeud 155	691.643	851.62	159.98
Noeud 156	690.896	851.6	160.7
Noeud 157	690.233	851.58	161.35
Noeud 158	689.576	851.55	161.98
Noeud 159	689.331	851.55	162.22
Noeud 160	687.985	851.53	163.54
Noeud 161	683.797	851.48	167.68
Noeud 162	683.498	851.45	167.95
Noeud 163	683.349	851.42	168.07
Noeud 164	682.797	851.39	168.59
Noeud 165	682.615	851.35	168.74
Noeud 166	682.232	851.31	169.08
Noeud 167	682.055	851.27	169.22
Noeud 168	681.194	851.25	170.06
Noeud 169	677.889	851.22	173.33
Noeud 170	675.26	851.2	175.94
Noeud 171	671.15	851.16	180.01
Noeud 172	668.469	851.13	182.66
Noeud 173	666.645	851.1	184.46
Noeud 174	664.97	851.08	186.11
Noeud 175	663.919	851.07	187.15
Noeud 176	664.185	851.04	186.86
Noeud 177	672.329	851	178.67
Noeud 178	687.501	850.91	163.41
Noeud 179	692.3	850.87	158.57
Noeud n180	695.84	850.84	155

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET(Suite)

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 181	697.948	850.81	152.86
Noeud 182	698.401	850.8	152.4
Noeud 183	699.702	850.78	151.07
Noeud 184	700.577	850.76	150.18
Noeud 185	701.983	850.74	148.76
Noeud 186	704.379	850.72	146.34
Noeud 187	709.444	850.68	141.23
Noeud 188	715.675	850.63	134.95
Noeud 189	722.312	850.57	128.25
Noeud 190	726.864	850.53	123.66
Noeud 191	731.334	850.49	119.16
Noeud 192	734.257	850.46	116.2
Noeud 193	735.704	850.44	114.74
Noeud 194	738.148	850.42	112.27
Noeud 195	739.733	850.4	110.66
Noeud 196	742.199	850.37	108.17
Noeud 197	744.372	850.35	105.98
Noeud 198	746.07	850.32	104.25
Noeud 199	746.278	850.3	104.02
Noeud 200	746.69	850.26	103.57
Noeud 201	748.55	850.21	101.66
Noeud 202	750.86	850.17	99.31
Noeud 203	753.886	850.11	96.22
Noeud 204	756.642	850.06	93.42
Noeud 205	758.405	850.02	91.61
Noeud 206	758.552	850	91.45
Noeud 207	759.011	849.99	90.97
Noeud 208	759.142	849.95	90.81
Noeud 209	758.86	849.94	91.08
Noeud 210	758.529	849.92	91.4
Noeud 211	758.47	849.9	91.43
Noeud 212	757.735	849.87	92.13
Noeud 213	756.753	849.82	93.07
Noeud 214	756.473	849.8	93.33
Noeud 215	756.795	849.78	92.99
Noeud 216	756.876	849.76	92.88
Noeud 217	759.605	849.73	90.12
Noeud 218	759.094	849.69	90.6
Noeud 219	761.174	849.66	88.48
Noeud 220	762.516	849.63	87.12
Noeud 221	763.705	849.61	85.9
Noeud 222	763.747	849.6	85.85
Noeud 223	763.612	849.58	85.97
Noeud 224	762.129	849.57	87.44
Noeud 225	760.707	849.55	88.84

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET(Suite)

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 226	760.308	849.54	89.23
Noeud 227	760.507	849.53	89.02
Noeud 228	761.749	849.5	87.75
Noeud 229	762.779	849.49	86.71
Noeud 230	764.214	849.47	85.26
Noeud 231	764.787	849.45	84.67
Noeud 232	765.408	849.44	84.03
Noeud 233	765.932	849.42	83.48
Noeud 234	766.508	849.4	82.89
Noeud 235	767.21	849.37	82.16
Noeud 236	767.638	849.35	81.71
Noeud 237	768.547	849.31	80.77
Noeud 238	770.246	849.28	79.04
Noeud 239	772.193	849.25	77.06
Noeud 240	774.631	849.22	74.59
Noeud 241	775.126	849.2	74.07
Noeud 242	776.972	849.19	72.22
Noeud 243	775.304	849.18	73.87
Noeud 244	774.429	849.15	74.72
Noeud 245	773.824	849.13	75.3
Noeud 246	773.183	849.1	75.92
Noeud 247	772.625	849.09	76.46
Noeud 248	771.927	849.07	77.14
Noeud 249	771.331	849.05	77.72
Noeud 250	770.76	849.03	78.27
Noeud 251	769.952	848.99	79.04
Noeud 252	769.066	848.97	79.9
Noeud 253	768.557	848.94	80.38
Noeud 254	767.895	848.92	81.02
Noeud 255	767.537	848.9	81.36
Noeud 256	766.879	848.87	82
Noeud 257	766.29	848.84	82.55
Noeud 258	766.117	848.83	82.72
Noeud 259	765.704	848.8	83.1
Noeud 260	765.778	848.77	83
Noeud 261	766.072	848.74	82.67
Noeud 262	766.43	848.7	82.27
Noeud 263	767.436	848.66	81.23
Noeud 264	767.799	848.64	80.84
Noeud 265	767.349	848.61	81.26
Noeud 266	766.563	848.58	82.02
Noeud 267	765.276	848.54	83.26
Noeud 268	764.162	848.5	84.34
Noeud 269	763.163	848.46	85.3
Noeud 270	762.626	848.43	85.8

Annexe N°2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds EPANET(Suite)

Noeud	Altitude m	Charge m	Pression m.c.e
Noeud 271	762.252	848.39	86.14
Noeud 272	762.241	848.36	86.12
Noeud 273	762.234	848.35	86.11
Noeud 274	762.095	848.33	86.24
Noeud 275	762.54	848.3	85.76
Noeud 276	762.896	848.28	85.38
Noeud 277	763.906	848.25	84.34
Noeud 278	766.107	848.22	82.11
Noeud 279	769.274	848.18	78.9
Noeud 280	773.069	848.13	75.06
Noeud 281	777.336	848.09	70.75
Noeud 282	782.924	848.04	65.12
Noeud 283	787.796	847.99	60.2
Noeud 284	791.72	847.95	56.23
Noeud 285	794.454	847.91	53.45
Noeud 286	796.663	847.86	51.2
Noeud 287	799.817	847.82	48
Noeud 288	803.533	847.77	44.24
Noeud 289	805.377	847.74	42.36
Noeud 290	806.99	847.71	40.72
Noeud 291	810.168	847.67	37.5
Noeud 292	814.405	847.61	33.21
Noeud 293	818.018	847.57	29.55
Noeud 294	822.126	847.52	25.39
Noeud 295	825.321	847.49	22.16
Noeud 296	828.604	847.45	18.84
Noeud 297	831.078	847.42	16.34
Noeud 298	832.042	847.41	15.37
Noeud 299	833.4	847.39	13.99
Noeud 300	835.425	847.37	11.95
Noeud 301	834.909	847.37	12.46
Bâche SP2.2	847.36	847.36	0

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET

Nº de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p1	1.345	400	134.3	1.07	2.32
Tuyau p2	1.277	400	134.3	1.07	2.39
Tuyau p3	6.098	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p4	5.567	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p5	5.983	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p6	9.088	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p7	11.38	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p8	8.633	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p9	10.39	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p10	7.17	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p11	3.971	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p12	21.07	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p13	3.229	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p14	13.8	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p15	10.13	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p16	10.95	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p17	19.91	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p18	22.62	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p19	3.34	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p20	7.489	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p21	8.311	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p22	10.17	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p23	10.3	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p24	11.75	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p25	14.6	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p26	16.79	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p27	17.18	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p28	17.9	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p29	7.829	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p30	3.651	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p31	4.119	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p32	12.56	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p33	11.26	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p34	18.06	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p35	15.08	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p36	12.48	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p37	11.29	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p38	14.04	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p39	8.776	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p40	15.8	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p41	18.03	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p42	20.34	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p43	16.76	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p44	10.42	400	134.3	1.07	2.36

Annexe N°2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET suite

N° de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p45	8.38	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p46	3.704	400	134.3	1.07	2.37
Tuyau p47	6.428	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p48	8.598	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p49	8.535	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p50	7.381	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p51	7.058	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p52	6.165	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p53	7.339	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p54	11.05	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p55	7.22	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p56	9.3	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p57	8.627	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p58	11.29	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p59	9.35	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p60	5.887	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p61	5.106	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p62	15.14	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p63	10.96	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p64	8.936	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p65	8.358	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p66	5.361	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p67	2.452	400	134.3	1.07	2.34
Tuyau p68	6.237	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p69	4.633	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p70	1.225	400	134.3	1.07	2.37
Tuyau p71	10.66	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p72	11.92	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p73	10.26	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p74	8.901	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p75	13.63	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p76	17.03	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p77	10.1	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p78	4.569	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p79	6.421	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p80	9.153	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p81	10.72	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p82	11.16	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p83	17.38	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p84	17.11	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p85	17.01	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p86	6.963	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p87	13.13	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p88	16.95	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p89	15.82	400	134.3	1.07	2.36

Annexe N°2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET suite

N° de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p90	11.63	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p91	7.913	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p92	3.56	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p93	15.31	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p94	17.13	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p95	15.48	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p96	5.375	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p97	3.613	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p98	5.6	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p99	9.807	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p100	14.73	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p101	19.18	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p102	13.04	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p103	7.218	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p104	2.113	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p105	6.183	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p106	15.78	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p107	16.74	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p108	10.8	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p109	7.221	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p110	5.799	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p111	7.078	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p112	13.59	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p113	14.76	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p114	13.1	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p115	9.027	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p116	6.381	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p117	16.3	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p118	15.16	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p119	15.3	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p120	6.186	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p121	21.94	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p122	10.94	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p123	7.487	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p124	7.498	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p125	15.34	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p126	8.837	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p127	7.135	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p128	7.783	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p129	6.759	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p130	14.38	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p131	9.245	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p132	8.152	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p133	10.62	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p134	19.05	400	134.3	1.07	2.36

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET suite

Nº de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p135	22.51	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p136	18.64	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p137	11.97	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p138	7.189	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p139	5.471	400	134.3	1.07	2.37
Tuyau p140	9.132	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p141	9.193	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p142	10.88	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p143	7.464	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p144	12.37	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p145	4.988	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p146	8.115	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p147	6.583	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p148	8.374	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p149	10.72	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p150	11.91	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p151	17.97	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p152	10.78	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p153	14.39	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p154	13.61	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p155	9.866	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p156	7.709	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p157	10.52	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p158	1.972	400	134.3	1.07	2.34
Tuyau p159	10.1	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p160	18.91	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p161	12.07	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p162	13.21	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p163	12.52	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p164	16.46	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p165	18.39	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p166	16.54	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p167	6.932	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p168	14.65	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p169	10.35	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p170	16.04	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p171	13.76	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p172	10.37	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p173	9.057	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p174	4.484	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p175	12.25	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p176	19.05	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p177	37.31	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p178	14.75	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p179	15.3	400	134.3	1.07	2.35

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET suite

Nº de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p180	11.88	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p181	4.897	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p182	8.996	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p183	6.152	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p184	8.333	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p185	10.21	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p186	16.59	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p187	21.07	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p188	26.46	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p189	16.17	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p190	15.57	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p191	14.52	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p192	6.931	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p193	10.51	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p194	8.085	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p195	10.83	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p196	10.13	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p197	13.33	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p198	8.437	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p199	16.13	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p200	20.17	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p201	19.49	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p202	25.02	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p203	20.7	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p204	17.9	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p205	6.606	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p206	6.332	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p207	13.81	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p208	5.089	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p209	6.748	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p210	11.65	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p211	13.51	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p212	17.37	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p213	9.751	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p214	7.762	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p215	9.937	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p216	13.86	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p217	14.4	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p218	16.1	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p219	10.29	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p220	9.338	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p221	5.388	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p222	5.977	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p223	6.835	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p224	6.503	400	134.3	1.07	2.35

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET suite

Nº de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p225	3.913	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p226	6.276	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p227	9.491	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p228	5.491	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p229	9.731	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p230	7.174	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p231	6.852	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p232	7.787	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p233	9.095	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p234	9.721	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p235	9.904	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p236	15.07	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p237	12.96	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p238	14.47	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p239	14.11	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p240	7.006	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p241	3.543	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p242	6.304	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p243	10.8	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p244	10.1	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p245	9.935	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p246	8.217	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p247	6.028	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p248	7.187	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p249	9.314	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p250	16.36	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p251	11.58	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p252	10.4	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p253	10.11	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p254	8.071	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p255	10.34	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p256	12.91	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p257	4.145	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p258	13.24	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p259	12.34	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p260	13.33	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p261	17	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p262	17.51	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p263	8.834	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p264	14.2	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p265	10.35	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p266	17.8	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p267	17.95	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p268	16.67	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p269	14.49	400	134.3	1.07	2.36

Annexe Nº2 : Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons EPANET suite

Nº de conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert Charge Unit (m/km)
Tuyau p270	15.19	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p271	10.43	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p272	6.353	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p273	8.197	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p274	11.66	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p275	10.02	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p276	12.77	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p277	13.89	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p278	16.29	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p279	20.07	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p280	17.71	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p281	20.69	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p282	19.63	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p283	19.42	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p284	17.53	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p285	18.58	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p286	18.35	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p287	21.33	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p288	12.1	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p289	12.3	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p290	18.3	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p291	23.95	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p292	19.36	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p293	20.66	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p294	14.1	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p295	15.73	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p296	12.22	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p297	4.897	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p298	5.909	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p299	8.687	400	134.3	1.07	2.36
Tuyau p300	3.424	400	134.3	1.07	2.35
Tuyau p301	2.5	400	134.3	1.07	2.35

Annexe N°3 : Abaque de VIBERT

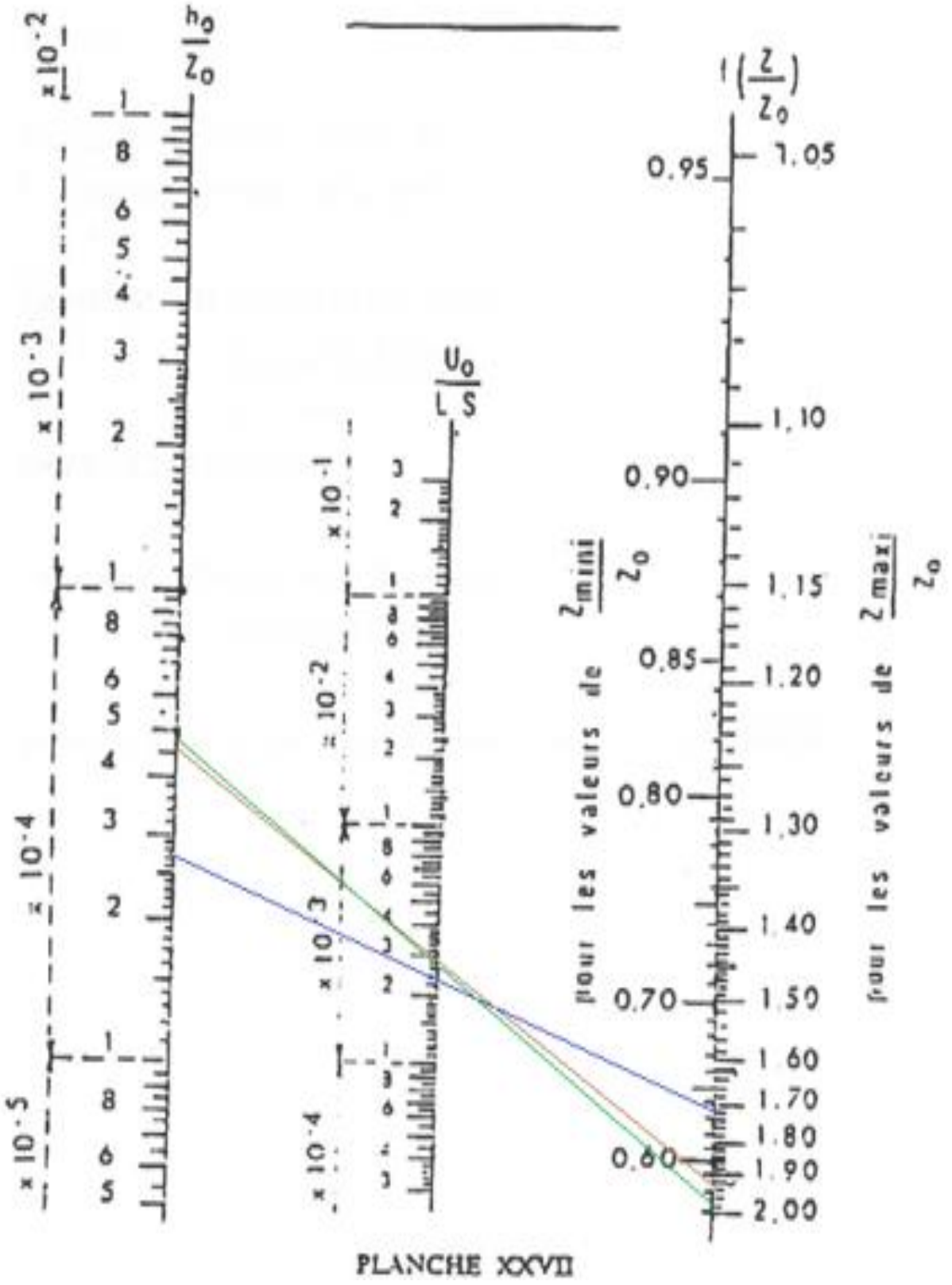


PLANCHE XXVII