



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES
CENTRES D' EL MARDJ ET LAARBAA DE LA
COMMUNE DE AIN SEBT (W . SETIF)**

Présenté par :

SAHRAOUI Roumaissa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABES / CHARIFI Salima	M.C.B	Examineur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session septembre 2024

Remerciment

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

*Je remercie fortement mon promoteur : **Mr. SALAH BOUALEM** de m'avoir orienté par ses conseils dans le but de mener à bien ce travail.*

Je remercie L'ensemble des enseignants de L'ENSH qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Je souhaite également remercier les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à mon travail et pour leurs précieux commentaires et suggestions qui ont permis d'enrichir ce mémoire.

Merci.

Dédicace

J'ai tout le plaisir de dédier ce mémoire à:

*Mon héros mon père Saadi, Ma reine ma mère
Wassila, pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué
avec tous les moyens et au prix de toutes les
sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le
sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon
enfance.*

ma sœur Ferial et mon frère Sami,

*Et mon petit amour Siradj et toute la famille pour
leurs soutiens inconditionnels, leurs amours et
leurs présences ont été d'une importance capitale
pour moi.*

*tous mes amies :Houda,
Olaya,Mounia,Lara,Thiziri*

A tous ceux qui m'aiment, A tous ceux que j'aime.

ملخص

يعتبر كلا من مركزي المريج والأربعاء الواقعان بمنطقة عين السبت التابعة لولاية سطيف من المناطق التي لا تتوفر على نظام للتزويد بالمياه الصالحة للشرب. هدفنا من هذه المذكرة هو تخطيط نظام توصيل يربط بين منطقة مستجمعات المياه وهيكل التخزين من اجل تزويد شبكات التوزيع المخطط لها على مستوى المركزين لتلبية احتياجاتهم من مياه الشرب مستقبلا.

الكلمات المفتاحية:

مركز المريج والأربعاء، نظام الإمداد، هيكل التخزين، شبكة توزيع المياه.

Résumé

Les centres d'EL MERDJ et de LAARBAA, situés dans la commune d'AIN SEBT dans la wilaya de SETIF, ne disposent pas d'un système d'approvisionnement en eau potable.

Notre objectif consiste à projeté un système d'adduction reliant le champs de captage et l'ouvrage de stockage afin d'alimenter les réseaux de distribution qui sont projetés au niveau des deux centres pour satisfaire leurs besoins en eau potable à l'horizon futur.

Les mots clés :

Les centres d'EL MERDJ et de LAARBAA, système d'adduction, ouvrage de stockage, réseau de distribution d'eau.

Abstract

The EL MERDJ and LAARBAA centers, located in the commune of AIN SEBT in the WILAYA of SETIF, do not have a drinking water supply system.

Our objective is to plan an adduction system connecting the catchment field and the storage structure in ordre to supply the distribution networks which are planned at the level of the two centers to satisfy their drinking water needs in the futue.

Key words:

The EL MERDJ and LAARBAA centers, water supply system, and the storage structure, water distribution network.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de la commune

Introduction

I.1.Situation géographique	3
I.2. Situation topographique.....	3
I.3. Situation climatique	4
I.3.1. Le climat	4
I.3.2. Les précipitations	4
I.3.3.Humidité	5
I.3.4. Les vents	5
I.3.5. Les températures	6
I.3.6. La séismicité	6
I.4. Situation urbanistique	7
I.5.Situation hydraulique	7
Conclusion.....	8

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction.....	10
II.1. Estimation de la population	10
II.1.1. La population future	10
II.2.Catégories des besoins en eau.....	11
II.3.Estimation des besoins	11
II.3.1.Choix de la dotation domestique	11
II.3.2. Les besoins domestiques	12

II.3.3.Les besoins d'équipements	12
II.3.4.Débit moyen journalier total	13
II.4.Débit des fuites	13
II.5.Etude des variations de la consommation.....	14
II.5.1.Variation de la consommation journalière	14
II.5.2.Variation de la consommation horaire	16
II.6.Variations horaires de la consommation maximale journalière des deux centres de Larbaa et d'El Merdj	18
Conclusion.....	23

Chapitre III :Dimensionnement du réseau d'AEP

Introduction.....	25
III.1.Type des réseaux de distributions.....	25
III.1.1.Réseau ramifié.....	25
III.1.2.Réseau maillé	25
III.1.3.Réseau mixte	26
III.1.4.Réseau étagé	26
III.2.Principe de choix de tracé	26
III.3.Choix du matériau des conduites.....	26
III.4.Choix du type de conduite	26
III.5.Calcul hydraulique de réseau de distribution	27
III.5.1.Détermination des débits de dimensionnement	27
III.5.1.1.Débit spécifique.....	28
III.5.1.2.Débit en route	28
III.5.1.3.Débit au nœud.....	28
III.5.2.Logiciel Epanet	31
III.5.2.1.Présentation	31
III.5.2.2.Modélisation hydraulique	31

III.5.3.Dimensionnement de réseau	31
III.5.3.1.Conditions sur les vitesses et les pressions.....	31
III.5.4.Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2053	32
Conclusion	37
Chapitre IV : Réservoirs	
Introduction.....	39
IV.1. Utilité des réservoirs	39
IV.2.L'emplacement des réservoirs	39
IV.3.Classification des réservoirs	39
IV.4.Equipement des réservoirs	40
IV.4.1.Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	40
IV.4.2.Conduite de départ ou de distribution.....	40
IV.4.3.Conduite de trop plein.....	41
IV.4.4.Conduite de vidange	41
IV.4.5.Conduite de by-pass	41
IV.4.6.Système de matérialisation d'incendie	42
IV.5.Choix de type de réservoir	42
IV.6.Capacité du réservoir.....	42
IV.6.1.La méthode graphique	43
IV.6.2.La méthode analytique	43
IV.7.Dimensionnement du réservoir	45
IV.8.Entretien et protection du réservoir	45
Conclusion.....	46
Chapitre V: Adduction et protection anti bélier	
Introduction.....	48
V.1.Types d'adduction	48
V.2. Les critères de choix du tracé.....	49

V.3.Choix du matériau de la conduite	49
V.4.Calcul hydraulique.....	49
V.4 .1.Cas de refoulement.....	49
V.4 .1.1.Estimation du diamètre de la conduite de refoulement	49
V.4.1.2. Hauteur manométrique totale	49
V.4.1.3.Puissance absorbé de la pompe.....	50
V.4.1.4.Energie consommé par le pompage	50
V.4.1.5.Les frais d’amortissement	50
V.4.1.6.Frais d’exploitation.....	51
V.5.Dimensionnement de l’adduction par refoulement	51
V.5.1.Débit pompé	51
V.5.2.Diamètre économique	51
V.5.3.Calcul des frais d’exploitation	51
V.5.4.Calcul des frais d’investissements.....	52
V.5.5.Bilan des coûts	52
V.6.Protection anti-bélier	53
V.6.1.Définition	53
V.6.2.Les causes de coup de bélier	53
V.6.3. Les risques liés aux coups de bélier.....	53
V.6.4. Moyens de protection contre le coup de bélier	54
V.6.5.Etude du coup de bélier	54
V.6.6.Dimensionnement d’un réservoir d’air	54
Conclusion.....	56

Chapitre VI : Etude de pompage

Introduction.....	58
VI.1.Choix du type d’installation.....	58
VI.2.Les groupes immergées	58

VI.2.1.Description.....	58
VI.2.2.Condition d'installation	58
VI.3.Choix de la pompe	58
VI.3.1.Critère du choix du type de pompe	58
VI.3.2. Critère du choix du nombre de pompe	59
VI.4.Choix de la pompe immergée pour le forage	59
VI.4.1.Calcul la hauteur manométrique totale.....	59
VI.5. Courbes caractéristiques des pompes.....	60
Conclusion.....	61

Chapitre VII:Pose de canalisation

Introduction.....	63
VII.1.La pose de canalisation	63
VII.1.1.Principe de pose de canalisation	63
VII.1.2.Type de pose de canalisation.....	63
VII.2.Les accessoires du réseau d'AEP	64
VII.2.1.Les robinets vannes.....	64
VII.2.2.Les clapets anti-retours.....	65
VII.2.3.Les ventouses	65
VII.2.4.Les bouches et poteaux d'incendie	66
VII.3.Les pièces spéciales de raccordement.....	66
VII.3.1.Les cônes	66
VII.3.2.Les coudes	67
VII.3.3.Les tés	67
VII.3.4.Les manchons	67
VII.3.5.Les croix de jonctions	67
VII.4.Les organes de mesure	67
VII.4.1.Mesure de débit	67

VII.4.2.Mesure de la pression	68
Conclusion.....	68

Chapitre VIII :Devis quantitatif et estimatif

Introduction	70
VIII.1.Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP	70
VIII.1.1.Décapage de la couche végétale	70
VIII.1.2.Réalisation des tranchées et des fouilles.....	70
VIII.1.2.1.La largeur du tranché	70
VIII.1.2.2. La profondeur de la tranchée.....	70
VIII.1.3.Pose du lit de sable	71
VIII.1.4.Pose des conduites	71
VIII.1.5. Assemblage des conduites	71
VIII.1.6. L'essai de pression.....	71
VIII.1.7. Remblai des tranchées	71
VIII.1.8.Compactage.....	71
VIII.2.Calcul du volume des travaux	71
VIII.2.1.Pose des conduites (adduction+distribution)	71
VIII.2.1.1.Volume de décapage de la terre végétale	71
VIII.2.1.2. Volume du déblai des tranchées.....	72
VIII.2.1.3.Volume de lit de sable	72
VIII.2.1.4.Volume des conduites	72
VIII.2.1.5.Volume du remblai.....	72
VIII.2.1.6. Volume de terre à evacuer	71
VIII.3.Devis quantitatif et estimatif	73
VIII.4.Choix des engins de terrassement.....	74
VIII.5. Planification des travaux	76
VIII.5.1.Définition des tâches et leurs durées	76

VIII.5.2.Planification par la méthode du graph (diagramme de Gantt).....	77
VIII.6.Protection et sécurité de travail	78
VIII.7.Les causes principales des accidents de travail	78
VIII.8.La prévention pour éviter les accidents de travail	78
VIII.9.Conclusion.....	78

CONCLUSION GENERALE

Références bibliographique

ANNEXES

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la commune

Figure I.1 : situation géographique des centres El Merdj et Larbaa.....	3
Figure I .2 : Précipitations mensuelles enregistrées à Sétif.....	5
Figure I .3: Températures mensuelles moyennes à Sétif.....	6
Figure I .4: Carte des zones sismiques en Algérie.....	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Régime de la consommation horaire du centre El Merdj.....	20
Figure II.2 : Courbes des débits cumulés du centre El Merdj.....	20
Figure II.3: Régime de consommation horaire du centre Larbaa.....	22
Figure II.4 : Courbes des débits cumulés du centre Larbaa.....	22

Chapitre III :Dimensionnement du réseau d'AEP

Figure III.1 :schéma du réseau projeté.....	27
Figure III.2: un brise charge.....	33
Figure III.3 : schéma du réseau simulé sur EPANET après réduction de pression (cas de pointe).....	35
Figure III .4 : schéma du réseau simulé sur EPANET après réduction de pression (cas de pointe +inc).....	37

Chapitre IV : Réservoirs

Figure IV.1 : Arrivé par siphon noyé.....	40
Figure IV.2 : Arrivé par le bas.....	41
Figure IV.3 : Conduite de départ.....	41
Figure IV.4 : Conduite de vidange et de trop plein.....	41
Figure IV.5 : Conduite de by-pass.....	42
Figure IV.6 : Graphe de consommation maximale journalière par rapport aux apports.....	42

Chapitre V :Adduction et protection anti bélier

Figure V.1 :schéma du système l'adduction en refoulement.....	48
Figure V.2 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation.....	53

Chapitre VI : Etude de pompage

Figure VI.1 : Courbes caractéristiques des pompes.....	60
--	----

Chapitre VII:Pose de canalisation

Figure VII.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire	63
Figure VII.2 : robinet vanne à opercule.	64
Figure VII.3 : robinet vanne à papillon.	64
Figure VII.4 : clapet anti-retours.....	65
Figure VII.5 : ventouse.....	65
Figure VII.6 : bouche et poteau d'incendie.....	66
Figure VII.7 : cône à deux brides.....	66
Figure VII.8 : coude.....	66
Figure VII.9: tés à trois emboîtements.....	67
Figure VII.10: manchons.....	67

Chapitre VIII :Devis quantitatif et estimatif.

Figure VIII.1 : la profondeur du tranché.....	71
Figure VIII.2 : Pelle hydraulique.....	74
Figure VIII.3 : Bulldozer.....	75

Figure VIII.4 : chargeur.....	75
Figure VIII.5 : Compacteur.....	75
Figure VIII.6 : réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d’aduction et de distribution.....	77

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la commune

Tableau n°I-1 : précipitations mensuelles moyennes dans la région de Sétif	4
Tableau I-2 : Les vents mensuels dans la région d’étude.....	5
Tableau I-3 : températures mensuelles (°C) à Sétif (période 1995– 2021).....	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population des centres de Larbaa et d’El Merdj à l’horizon futur.....	10
Tableau II.3 : Estimation des débits moyens domestiques.	11
Tableau II.2 : Typologie des agglomérations	12
Tableau II.4 : Estimation des besoins d’équipements du centre de Larbaa.....	12
Tableau II.5 : Estimation des besoins d’équipements du centre El Merdj.....	13
Tableau II.6 : Débit moyen journalier.....	13
Tableau II.7. Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés.....	14
Tableau II.8 : Les consommations maximales et minimales journalières.	15
Tableau II.9 : Les valeurs de β_{max}	16
Tableau II.10 : Les valeurs de β_{min}	17
Tableau II.11: Résultats des débits moyens et maximaux horaires.	17
Tableau II.12: Résultats des débits minimaux horaires.....	18
Tableau II.13 : Variation des débits horaires du centre El Merdj.....	19
Tableau II.14 : Variation des débits horaires du centre Larbaa.....	21
Tableau II-15 :débits maximum et minimum horaires des deux centres à l’horizon(2054).....	23

Chapitre III :Dimensionnement du réseau d'AEP

Tableau III-1 : Récapitulatif des donnés pour le calcul du cas de pointe.....	28
Tableau III-2 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).....	29
Tableau III-3 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe + incendie).....	30
Tableau III-4:état des noeuds du réseau après réduction du pression (cas de pointe).....	33
Tableau III-5: caractéristiques hydrauliques des tronçons après réduction de pression (cas de pointe).....	34
Tableau III-6 :état des noeuds du réseau après réduction du pression (cas de pointe +inc).....	35
Tableau III-7: caractéristiques hydrauliques des tronçons (cas de pointe +inc).....	36

Chapitre IV :Réservoirs

Tableau IV-1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.....	44
Tableau IV-2 : Résultat du volume total du réservoir.....	44
Tableau IV-3 : caractéristique du réservoir existant.....	45

Chapitre v :Adduction et protection anti bélier

Tableau V-1: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	51
Tableau V-2: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	52
Tableau V-3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	52
Tableau V-4 : Bilan des frais d'exploitations et d'investissements.....	53
Tableau V-5 : les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	54
Tableau V-6 : calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	56
Tableau V-7 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	56

Chapitre VI : Etude de pompage

Tableau VI-1 : caractéristique du forage.....	59
Tableau VI-2: Les différentes variantes de pompes du forage.....	59
Tableau VI-3 : les caractéristiques du groupe électropompe choisie.....	60

Chapitre VIII :Devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII-1 : Calcul des différents volumes.....	73
Tableau VIII-2 : Devis quantitatif et estimatif.....	73
Tableau VIII-3 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.....	76
Tableau VIII-4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	77
Tableau VIII-5 : Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).....	77

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource essentielle à la vie. Cependant, une grande partie de la population mondiale, en particulier dans les régions rurales, souffre encore d'un accès limité ou inexistant à l'eau potable. Cette situation a des répercussions graves sur le développement économique et social des communautés.

Le processus d'approvisionnement en eau potable comporte plusieurs étapes de base, commençant par l'extraction de l'eau des ressources naturelles, puis sa distribution aux consommateurs via le réseau d'approvisionnement en eau.

Le sujet de mémoire fin d'étude va concentrer sur l'agglomération des deux centres LAARBA et EL MERDJ de la commune d'AIN SEBT wilaya de SETIF qui rencontre actuellement un problème crucial en matière d'alimentation en potable. Devant à cette situation, il est impératif de concevoir un système d'adduction et de distribution pour satisfaire la demande en eau.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude d'alimentation en eau potable des centres d' EL MARDJ et LAARBAA de la commune de AIN SEBT (W . SETIF)

Le but de ce travail consiste à équiper ces centre d'un réseau d'alimentation en eau potable convenablement dimensionné.

Nous étudions la partie d'adduction qui sera à partir d'un forage vers le réservoir de stockage et la partie distribution depuis le réservoir jusqu'aux consommateurs des deux centres.

Pour cela notre travail comprend huit chapitres à savoir:

- ✓ Nous commençons par une présentation de la zone d'étude.
- ✓ Deuxièmes partie en estimant le nombre d'habitants et les différents besoins en eau à l'horizon futur.
- ✓ En troisième lieu, il sera procédé au dimensionnement des différents diamètres des conduites du réseau de distribution.
- ✓ La quatrième partie consiste au dimensionnement de réservoir de stockage.
- ✓ Le chapitre cinq présentes le dimensionnement du réseau d'adduction et l'étude du système de protection contre le phénomène du coup de bélier.
- ✓ Le sixième volet l'étude et le choix des pompes.
- ✓ Septième partie consiste à étudier la pose de canalisation et accessoires.
- ✓ Dans le dernier chapitre en faisant un devis estimatif et quantitatif a été présenté.

Chapitre I :

Présentation de la

commune

Introduction :

Afin de concevoir le système d'alimentation en eau potable de notre commune, le présent chapitre a pour objectif la collecte des données et informations qui sont nécessairement utiles au dimensionnement hydraulique des différents ouvrages composant ce système. Ces données ainsi collectées concernent les caractéristiques actuelles et futures relatives à la population et à l'agglomération ainsi que celles qui correspondent à la dite agglomération notamment sur le plan hydraulique tels que le réseau de distribution, le réservoir, l'adduction ...etc.

I.1.Situation géographique :

Les centres de Larbaa et El Merdj se trouvent dans la wilaya de Sétif distants 85km du chef lieu de la Wilaya .Ces centres, de superficie totale 253 hectares, sont limités :

- Au Nord par un massif.
- Au Sud par Draa Boulahlah.
- A l'Ouest par le centre d'El Merdj.
- A l'Est par le chef lieu.

La figure I-1 montre la situation géographique des deux centres.

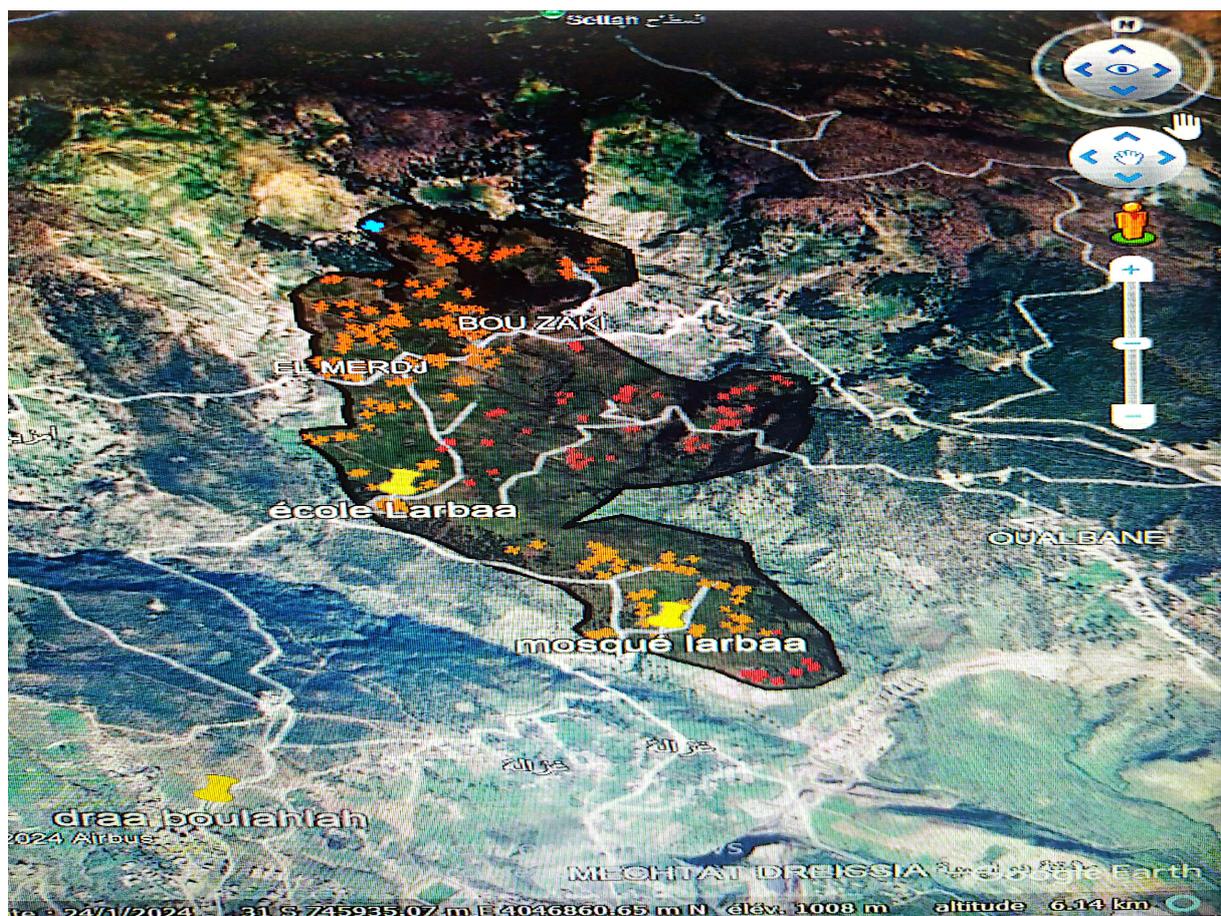


Figure I.1 : situation géographique des centres El Merdj et Larbaa.(Source :google earth)

Chapitre I :Présentation de la commune

I.2. Situation topographique :

L'ensemble du territorial des deux centres sus cités fait partie du vaste ensemble du domaine tellien. La superficie concernée par le projet se caractérise par un relief accidenté, montagneux très tourmenté.

Les deux centres sont caractérisés par une latitude 36.4818 et une longitude 5.7112 donc 36°28'54''Nord et 5°42'40''Est.

Le centre d'El Merdj se trouve à une altitude moyenne 950 m et une pente dépassant le 20%.

Le centre de Larbaa se trouve à une altitude maximale 860 m à l'Ouest et une altitude minimale 715 m à l'Est.

I.3. Situation climatique :

I.3.1. Le climat :

Le climat caractérisant les centres de Larbaa et d'El Merdj, présente des températures très élevées en périodes de chaleur et des températures très basses en période hivernale, avec une pluviométrie assez importante évaluée à 102 mm au mois de janvier.

I.3.2. Les précipitations :

Le mois de Juillet est caractérisé par les précipitations les plus faibles, avec seulement 12mm de précipitations. La majorité des précipitations les plus élevées se produisent pendant le mois de Novembre, avec une quantité moyenne est de 39 mm.

Tableau n°I-1 : précipitations mensuelles moyennes dans la région de Sétif (1995-2021).

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avri	mai	jui	juil	aou	Année
Précipitation (mm)	32	33	39	37	35	33	36	32	35	26	12	21	371

(Source: site climat org Sétif)

Chapitre I :Présentation de la commune

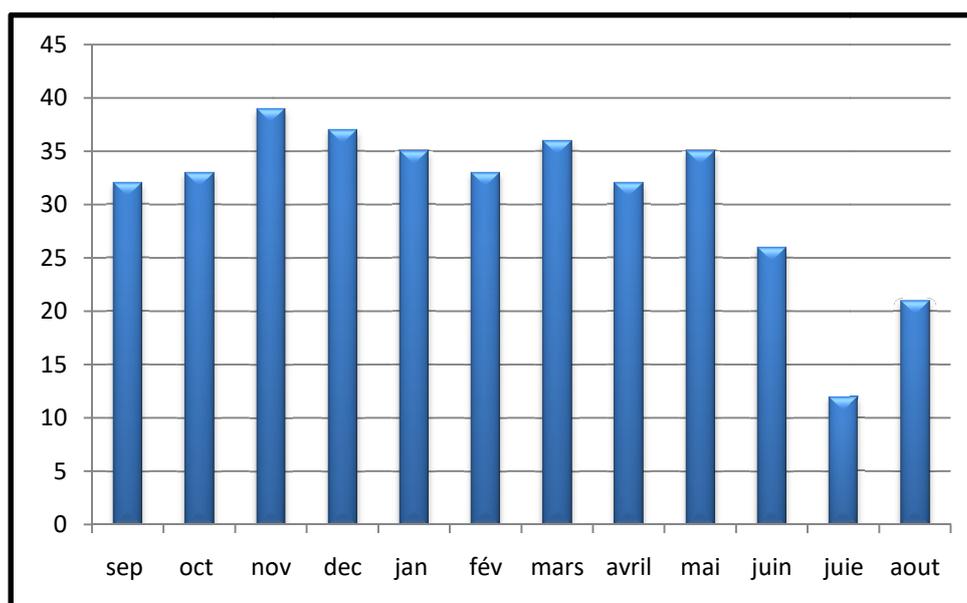


Figure I .2 : Précipitations mensuelles enregistrées à Sétif.

I.3.3.Humidité :

L'humidité relative est plus élevée durant le mois de Décembre avec 77%, par contre elle est plus faible durant le mois de Juillet 43%.Le mois le plus pluvieux est Avril, le mois le plus sec est Juillet.

I.3.4. Les vents

Les vents les plus dominants dans le site sont de direction du Nord-est.

Le tableau ci –après représente les vents dominants :

Tableau I-2 : Les vents mensuels dans la région d'étude.

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	sep	oct	nov	déc	Année
Le vent(m/s)	3,26	3,31	3,27	3,48	3,23	2,69	2,8	2,8	3,3	2,9	4,2	3,8	3,25

(Source : site power larc nasa 2023)

- Les régions longeant la côte sont assez bien ventées avec des vitesses supérieures à 4m/s.

Chapitre I :Présentation de la commune

I.3.5. Les températures :

Les températures mensuelles enregistrées à la station météo de Sétif sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : températures mensuelles (°C) à Sétif (période 1995– 2021)

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	aôut	sept	oct	nov	Déc
°Cmin	0,5	0,5	3,2	6,1	9,7	14,3	17,7	17,7	14,3	10,6	5	1,8
°Cmax	9,4	9,9	13,8	17,4	21,7	27,2	31,4	30,6	25,1	20,5	13,5	10,1
°Cmoy	4,4	4,8	8,2	11,5	15,6	20,6	24,4	23,8	19,2	15,1	8,8	5,5

(Source: site climat data org Sétif)

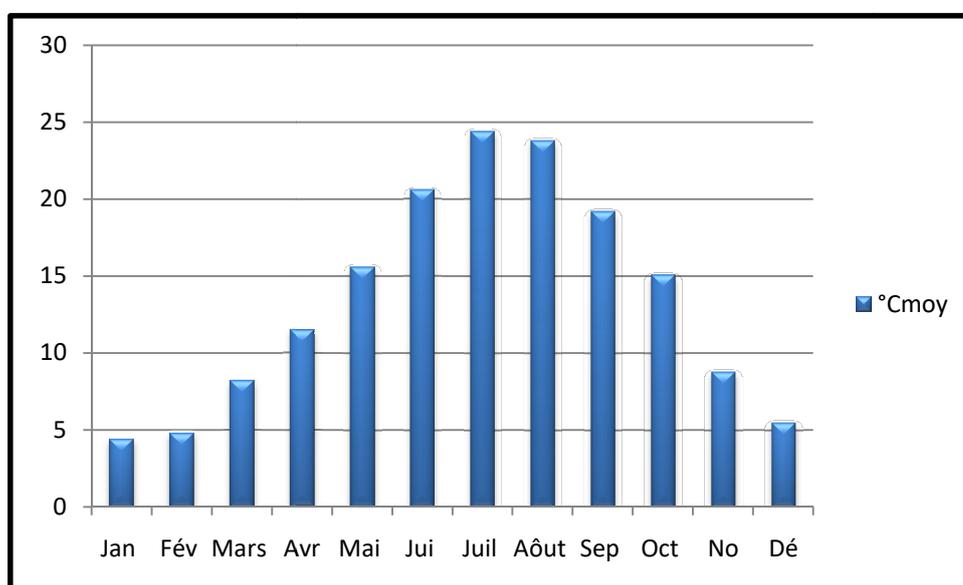


Figure I .3: Températures mensuelles moyennes à Sétif.

La température moyenne peut atteindre 25° au mois de juillet et 4° au mois de janvier.

I.3.6. La sismicité :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage globale de différentes wilayas.

Chapitre I :Présentation de la commune

La zone d'étude représente une partie de la wilaya de Sétif, donc ils sont situés dans la même zone sismique, on peut dire que les centres de Larbaa et d'El Merdj sont situés dans la zone sismique II : sismicité moyenne.

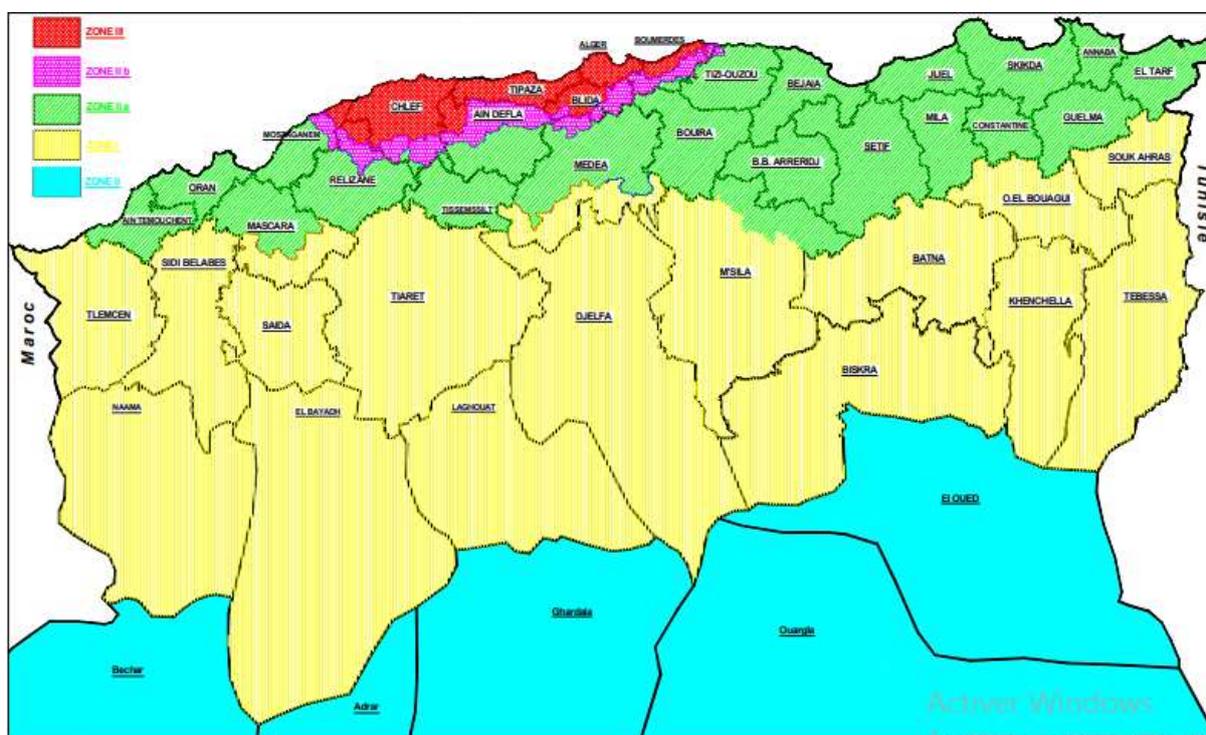


Figure I .4: Carte des zones sismiques en Algérie (Source : RPA 2003)

I.4. Situation urbanistique :

La zone d'étude est caractérisée par des habitations à caractère rural et agricole dont les habitations ne dépassent pas le R+1.

I.5.Situation hydraulique :

Les centres concernés par l'étude sont dépourvus de réseaux d'alimentation en eau potable .Les habitants s'alimentent à partir de quelques puits qui sont secs en général en été. Ils sont également dépourvus de système d'assainissement. On y rencontre des fosses septiques ou des rejets vers chaaba qui se trouve à proximité.

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons collecté des données et des informations à travers lesquels nous avons déduit qu'il est nécessairement utile de projeter un nouveau système d'AEP à l'horizon futur qui sera dimensionné d'une façon plus adéquate pour satisfaire les besoins en eau potable des différents consommateurs rencontrés ou projetés au niveau de ces deux centres.

Chapitre II:

Estimation des besoins en eau

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction :

Dans ce chapitre, nous estimerons les besoins en eau des centres de Larbaa et d'El Merdj, à l'horizon 2054. La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant d'engager un projet d'approvisionnement en eau potable, il est crucial de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants et estimés.

II.1. Estimation de la population :

II.1.1. La population future :

La population future pour l'horizon 2054 sera estimée moyennant la formule suivante :

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

P_n : Population à l'horizon de calcul 2054

P_0 : Population de référence.

τ : taux d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs estimé à 2,5 % selon APC. Ce taux dépend de :

- L'amélioration du cadre de vie.
- L'accroissement de la population.

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (30 ans).

L'estimation de la population de ces deux centres est présentée le tableau (II.1) ci-après :

Tableau II.1: Evolution de la population des centres de Larbaa et d'El Merdj à l'horizon futur.

Localité	Taux d'accroissement	Horizon 2024 (actuel)	Horizon 2054 (Futur)
EL Merdj	2,50%	654	1372
Larbaa	2,50%	720	1511
Total	-	1374	2883

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.2.Catégories des besoins en eau:

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

- ❖ Besoins domestiques.
- ❖ Besoins publics.
- ❖ Besoins industriels.
- ❖ Besoins d'incendies
- ❖ Besoins scolaires
- ❖ Besoins sanitaires

II.3.Estimation des besoins :

II.3.1.Choix de la dotation domestique :

L'évolution de la dotation en eau pour satisfaire les différents besoins des habitants pour notre horizon (2054) varie dans le temps et ne peut se faire avec grande certitude. Chaque catégorie de besoin dépend de nombreux paramètres.

Les débits de consommation connaissent des variations dues :

- Aux conditions climatiques.
- Aux activités de la population.
- A l'évolution du niveau de vie de la population.

Ainsi, pour l'horizon de calcul 2054, nous adopterons une dotation de 150 Litres / jour/habitant.

Tableau II.2 : Typologie des agglomérations

Type d'agglomération	Nombre d'habitants
Urbaine	Au moins 20000 habitants
Semi urbaine	Plus de 5000habitans
Semi rurale	Plus de 3000
Rurale aggloméré	600-3000 habitants
Rurale éparse	Inferieur à 600

(Source : PNE)

Selon la classification du tableau II.2, le nombre d'habitants est de 2883 notre d'agglomération est du type **rural aggloméré**.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.3.2. Les besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation moyenne choisie multipliée par le nombre d'usagers formant la catégorie de consommateurs, exprimé en mètre cube par jour :

$$Q_{moyj} = \sum \frac{D_i \times N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en (m^3/j).

D_i : dotation journalière moyen en ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$).

N_i : nombre de consommateurs formant la catégorie.

Tableau II.3 : Estimation des débits moyens domestiques.

Agglomération	Population en 2054	Dotation ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$)	Débit domestique (m^3/j)
El Merdj	1372	150	205,8
Larbaa	1511	150	226,65
Total	2883	-	432,45

II.3.3. Les besoins d'équipements :

On peut calculer la consommation moyenne journalière en donnant à chaque équipement sa dotation, comme c'est indiqué dans le tableau II.4 :

Tableau II.4 : Estimation des besoins d'équipements du centre de Larbaa.

Equipement	Nombre d'unité	unité	Dot ($\text{l}/\text{unité}/\text{j}$)	Q_{moyj} (m^3/j)
Ecole	240	Elève	10	2,4
mosquée	200	Fidèle	5	1
Centre de santé	50	Lit	50	2,5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Marché	200	m ²	5	1
Police	20	Employé	15	0,3
CEM	220	Elève	10	2,2
Lycée	200	Elève	10	2
Total	-	-	-	11,4

(Source : CTH W .Sétif)

La consommation moyenne journalière du centre El Merdj est indiquée dans le tableau (II.5).

Tableau II.5 : Estimation des besoins d'équipements du centre El Merdj.

Equipement	Nombre d'unité	unité	Dot (l/unité/j)	Q_{moyj} (m ³ /j)
mosquée	200	Fidèle	5	1
Ecole	200	Elève	10	2
Total	-	-	-	3

- Nous concluons que les besoins totaux des équipements des deux centres sont estimés à : **14,4 (m³/j)**

II.3.4.Débit moyen journalier total :

Le calcul de débit moyen journalier total est représenté dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : Débit moyen journalier.

Localité	Besoins domestiques	Besoins d'équipement	Débit moyen journalier total (m ³ / j)
El Merdj	205,8	3	208,8
Larbaa	226,65	11,4	238,05
Total	432,45	14,4	446,85

On obtient que le débit moyen journalier des centres Larbaa et El Merdj est de 446,85m³/j.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.4.1. Débit des fuites :

Quelque soit l'état du réseau, les fuites d'eau et gaspillages sont inévitables lors de l'exploitation de ce réseau. Pour leur considération nous estimons une majoration de 15% de débit moyen journalier : par conséquent nous obtenons :

$$Q_{fuite} = 15\%Q_{moyj} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.3})$$

Tableau II.7. Tableau récapitulatif des besoins moyens journaliers majorés.

Localité	Q_{moyj}	Q_{fuite}	Débit total (m^3/j)
El Merdj	208,8	31,32	240,12
Larbaa	238,05	35,71	273,76
Total	446,85	67,03	513,88

II.5. Etude des variations de la consommation :

Les débits de consommation varient au fil du temps :

1. Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
2. Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
3. Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
4. Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

II.5.1. Variation de la consommation journalière :

1) Coefficient d'irrégularité maximale journalière (K_{maxj}) :

Le coefficient d'irrégularité maximale est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière. Il est donné par la relation suivante :

$$K_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Q_{maxj} : Débit de consommation maximum journalière.

Q_{moyj} : Débit de consommation moyenne journalière.

La valeur de K_{maxj} varie entre 1,1 à 1,3, dans notre cas on prend $K_{maxj} = 1,1$.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

2) Coefficient d'irrégularité minimale journalière (K_{minj}) :

Le coefficient d'irrégularité minimale est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière.

Il est donné par la relation suivante :

$$K_{minj} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \quad (II.5)$$

Avec :

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimale journalière.

Q_{minj} : Débit de consommation minimum journalière.

Q_{moyj} : Débit de consommation moyenne journalière.

La valeur de K_{minj} varie entre 0,7 à 0,9, dans notre cas on prend $K_{minj} = 0,8$.

➤ Consommation maximale journalière (Q_{maxj}):

Le débit maximum journalier représente la journée où la consommation est maximale.

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj} \quad (\text{m}^3 / \text{j}) \quad (II.6)$$

D'où :
$$Q_{maxj} = 1,1 * Q_{moyj} \quad (II.7)$$

➤ Consommation minimum journalière (Q_{minj}) :

Le débit minimum journalier représente la journée où la consommation est minimale.

$$Q_{minj} = K_{minj} * Q_{moyj} \quad (\text{m}^3 / \text{j}) \quad (II.8)$$

D'où :
$$Q_{minj} = 0,8 * Q_{moyj} \quad (II.9)$$

Tableau II.8 : Les consommations maximales et minimales journalières.

Localité	Q_{moyj}	K_{maxj}	Q_{maxj} (m^3 / j)	K_{minj}	Q_{minj} (m^3 / j)
El Merdj	240,12	1,1	264,13	0,8	192,09
Larbaa	273,76	1,1	301,13	0,8	219,01

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Total	513,88	1,1	565,27	0,8	411,1
--------------	--------	-----	--------	-----	-------

II.5.2. Variation de la consommation horaire :

1) Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{maxh}) :

K_{maxh} est le coefficient de pointe indique l'augmentation de la consommation horaire durant la journée la plus chargée.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.10)$$

Avec :

K_{maxh} : Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau du confort de degré d'équipement. Il varie entre 1,2 et 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{max}=1,2$.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitations de l'agglomération, sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau II.9 : Les valeurs de β_{max} .

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2

2) Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{minh}) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, donné par la formule suivante :

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II.11)$$

Avec :

K_{minh} : Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

α_{min} : Coefficient qui dépend du niveau du confort de degré d'équipement. Il varie entre 0,4 et 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$

β_{min} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitations de l'agglomération. Ils sont représentés dans le tableau II.10 :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.10 : Les valeurs de β_{min} .

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5

➤ **Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \quad (\mathbf{m3/h}) \quad (\text{II.12})$$

Avec :

Q_{moyh} : Débit moyen horaire en (m3/ h).

Q_{maxj} : Débit de consommation maximale journalière en (m3 / j).

➤ **Débit maximum horaire :**

Ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la plus chargée. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh} \quad (\text{II.13})$$

Avec :

K_{maxh} : Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Q_{moyh} : Débit moyen horaire (m3/ h).

➤ **Débit minimum horaire :**

Ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la moins chargée. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh} \quad (\text{II.14})$$

Avec :

K_{minh} : Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Q_{moyh} : Débit moyen horaire en (m3/ h).

Les calculs des débits sont représentés dans les tableaux II-11 :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.11: Résultats des débits moyens et maximaux horaires.

Agglomération	Population en 2054	α_{max}	β_{max}	K_{maxh}	Q_{moyh} (m3/ h)	Q_{maxh} (m3/ h)
El Merdj	1372	1,2	1,86	2,23	11,01	24,55
Mechtet Larbaa	1511	1,2	1,25	1,5	12,55	18,94
Total	2883	1,2	1,5266	1,832	23,56	43,16

Le calcul de débit minimum horaire est représenté dans le tableau II.12.

Tableau II.12: Résultats des débits minimaux horaires.

Agglomération	Population en 2054	α_{min}	β_{min}	K_{minh}	Q_{moyh} (m3/ h)	Q_{minh} (m3/ h)
El Merdj	1372	0,5	0,1	0,05	8	0,4
Mechtet Larbaa	1511	0,5	0,1	0,05	9,12	0,46
Total	2883	0,5	0,11	0,055	17,13	0,94

II.6. Variations horaires de la consommation maximale journalière des deux centres de Larbaa et d'El Merdj :

La variation du débit horaire s'exprime en fonction de nombre d'habitants.

$$Q_h = \frac{Ch(\%)}{100} * Q_{maxj} \quad (II.15)$$

Tel que :

Q_h : Débit horaire nécessaire (m3 /h).

Q_{maxj} : Débit maximal journalier (m3 /j).

$Ch(\%)$: Pourcentage horaire de consommation par rapport aux débits maximum journalier .

Pour l'horizon 2054, les deux centres d'étude El Merdj et Larbaa ont des nombres d'habitants moins de 10000, alors ces consommations fluctuent selon la première colonne de la répartition horaire.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.13 : Variation des débits horaires du centre El Merdj.

$Q_{\max j} = 288,14 \text{ (m}^3/\text{j)}$			
H	Ch(%)	Q(m3/h)	Q(m3/h)
0-1	1	2,8814	2,8814
1-2	1	2,8814	5,7628
2-3	1	2,8814	8,6442
3-4	1	2,8814	11,5256
4-5	2	5,7628	17,2884
5-6	3	8,6442	25,9326
6-7	5	14,407	40,3396
7-8	6,5	18,7291	59,0687
8-9	6,5	18,7291	77,7978
9-10	5,5	15,8477	93,6455
10-11	4,5	12,9663	106,6118
11-12	5,5	15,8477	122,4595
12-13	7	20,1698	142,6293
13-14	7	20,1698	162,7991
14-15	5,5	15,8477	178,6468
15-16	4,5	12,9663	191,6131
16-17	5	14,407	206,0201
17-18	6,5	18,7291	224,7492
18-19	6,5	18,7291	243,4783
19-20	5	14,407	257,8853
20-21	4,5	12,9663	270,8516
21-22	3	8,6442	279,4958
22-23	2	5,7628	285,2586
23-24	1	2,8814	288,14
Total	100	-	-

On déduire pour le centre d'El Merdj :

- $Q_{\max h} = 20,1698 \text{ (m3/h)}$
- $Q_{\min h} = 2,8814 \text{ (m3/h)}$

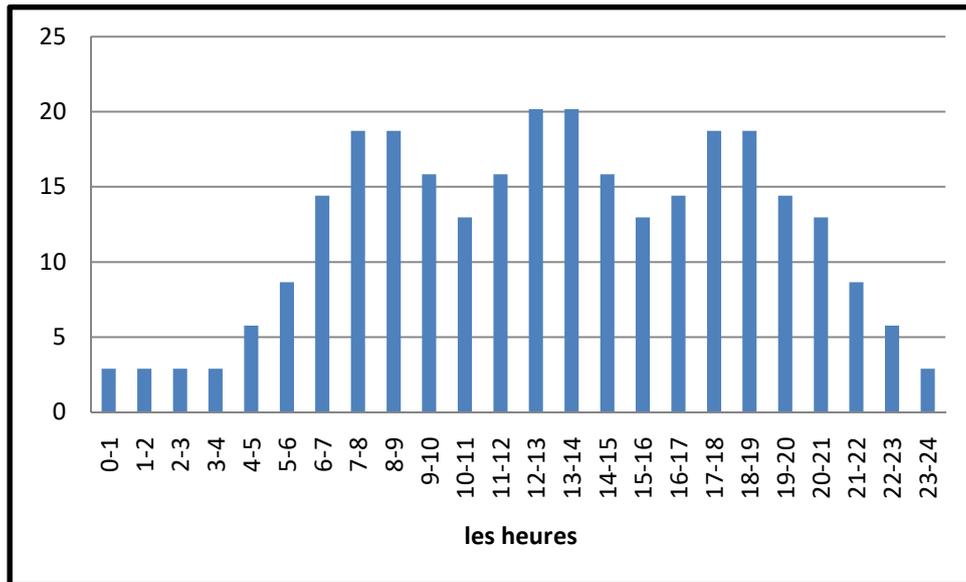


Figure II.1 : Régime de la consommation horaire du centre El Merdj.

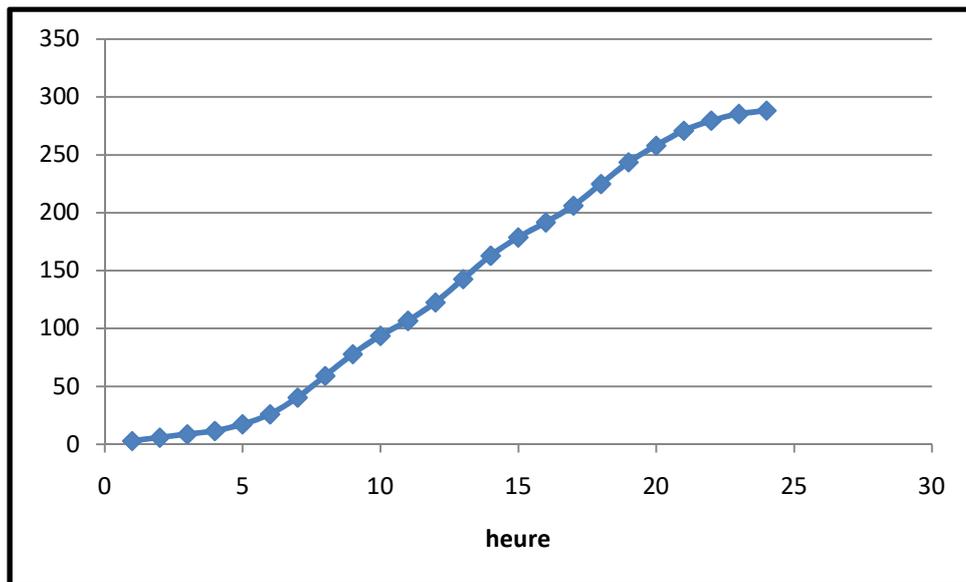


Figure II.2 : Courbes des débits cumulés du centre El Merdj.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.14 : Variation des débits horaires du centre Larbaa.

$Q_{\max j} = 328,51 \text{ (m}^3/\text{j)}$			
H	Ch(%)	Q (m3/h)	Q (m3/h)
0-1	1	3,2851	3,2851
1-2	1	3,2851	6,5702
2-3	1	3,2851	9,8553
3-4	1	3,2851	13,1404
4-5	2	6,5702	19,7106
5-6	3	9,8553	29,5659
6-7	5	16,4255	45,9914
7-8	6,5	21,35315	67,34455
8-9	6,5	21,35315	88,6977
9-10	5,5	18,06805	106,76575
10-11	4,5	14,78295	121,5487
11-12	5,5	18,06805	139,61675
12-13	7	22,9957	162,61245
13-14	7	22,9957	185,60815
14-15	5,5	18,06805	203,6762
15-16	4,5	14,78295	218,45915
16-17	5	16,4255	234,88465
17-18	6,5	21,35315	256,2378
18-19	6,5	21,35315	277,59095
19-20	5	16,4255	294,01645
20-21	4,5	14,78295	308,7994
21-22	3	9,8553	318,6547
22-23	2	6,5702	325,2249
23-24	1	3,2851	328,51

On déduire pour le centre de Larbaa:

- $Q_{\max h} = \mathbf{22,9957 \text{ (m3/h)}}$
- $Q_{\min h} = \mathbf{3,2851 \text{ (m3/h)}}$

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

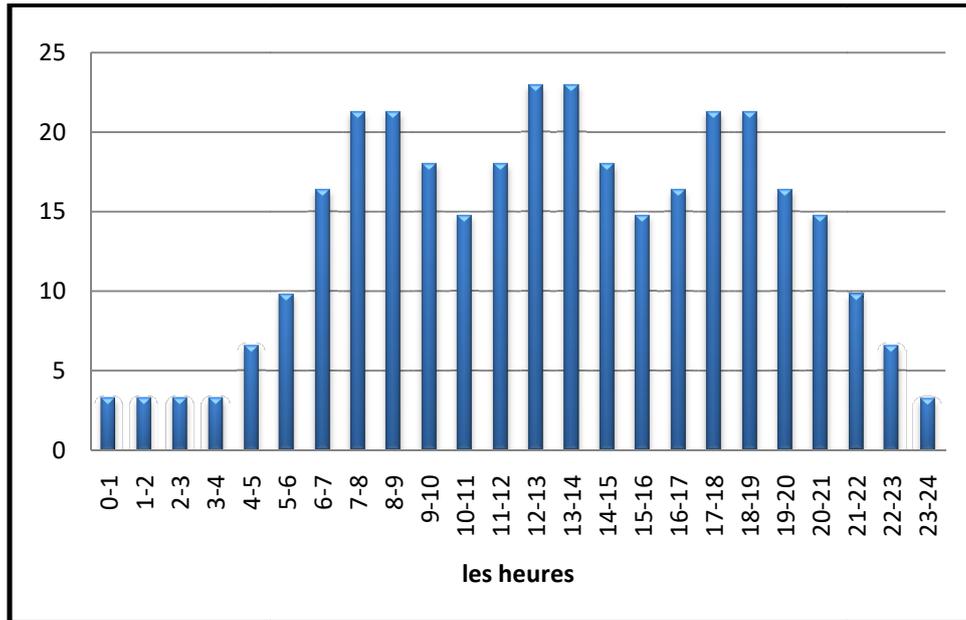


Figure II.3: Régime de consommation horaire du centre Larbaa.

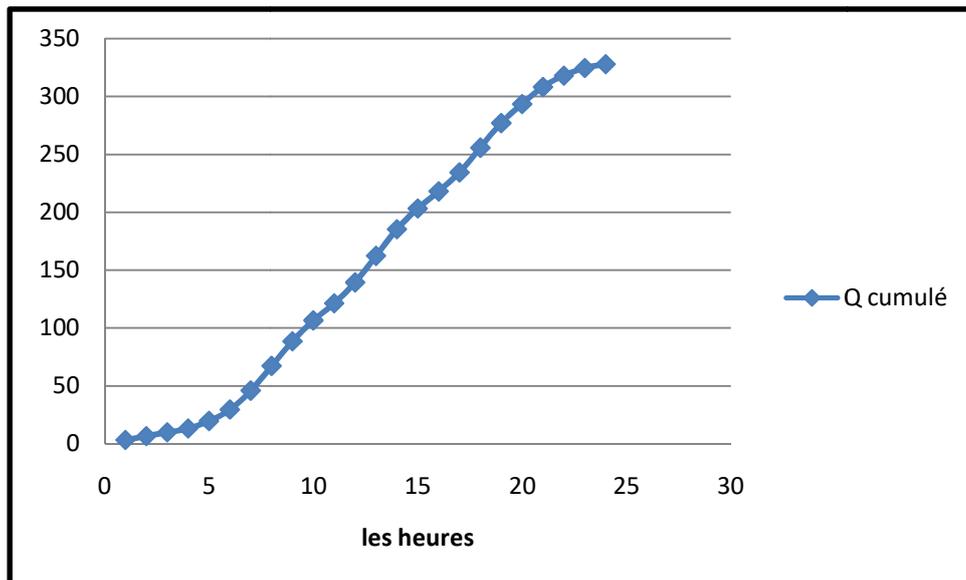


Figure II.4 : Courbes des débits cumulés du centre Larbaa.

Remarque :

On remarquera qu'il y a pratiquement une compatibilité entre les résultats obtenus, ci-dessus le tableau II-15 montre le débit maximum et le débit minimum horaire des centres Larbaa et El Merdj.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-15 : débits maximum et minimum horaires des deux centres à l'horizon(2054).

Localité	$Q_{\max h}$ (m3/h)	$Q_{\min h}$ (m3/h)
Larbaa	22,9957	3,2851
El Merdj	20,1698	2,8814
Total	43,1655	6,1665

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons estimé les différents débits qui seront utiles pour le dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques composant le système d'AEP projeté. Par hypothèse nous avons considéré que les deux centres en la même habitude de consommation.

Chapitre III :
Dimensionnement
du réseau d'AEP

Introduction :

L'objectif des réseaux de distribution d'eau est de ramener l'eau du réseau vers les consommateurs (ou les abonnés) : Fournir un débit maximal en utilisant une pression au sol adaptée à la hauteur des bâtiments.

III.1.Type des réseaux de distributions :

On distingue différent type de réseau de distribution :

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau mixte.

III.1.1.Réseau ramifié:

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) tout au long de la conduite principale ; c'est un réseau arborescent.

➤ **Avantage :**

Ce réseau est économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées.

➤ **Inconvénients :**

- Absence d'une alimentation en retour dans les conduites du fait que l'eau ne circule que dans un seul sens.
- Lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouvent privées d'eau.

III.1.2.Réseau maillé :

Le réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermés en suivant son tracé ; une telle boucle s'appelle une maille.

➤ **Avantage :**

-Plus de sécurité de distribution.

-La présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduite, car il assure une distribution en retour en cas de panne de tronçon.

➤ **Inconvénient :**

Plus de longueur des conduites rend le réseau relativement plus coûteux.

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

III.1.3.Réseau mixte (ramifié +maillé) :

C'est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter des zones isolées de la ville (zone industrielles, zone rurale).

III.1.4.Réseau étagé :

Le réseau étagé présente des variations de niveau très importantes, ce qui entraîne des pressions élevées aux points les plus bas lors de la distribution de l'eau par le réservoir, ne respectant pas les normes de pression.

Pour remédier à cela, il est nécessaire d'installer un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier, afin de réguler la pression au sein du réseau.

Remarque :

Dans notre cas, nous avons opté pour le réseau ramifié du fait que les deux centres sont de type rural avec des habitations éparses et présentent un relief accidenté avec des dénivelés relativement importants.

III.2.Principe de choix du tracé :

- Choisir les lieux de grands consommateurs.
- Choisir l'itinéraire jusqu'aux grands consommateurs
- Tracer les conduites maîtresses suivant ces itinéraires, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Relier les habitations aux conduites maîtresses par l'intermédiaire des conduites secondaires.

III.3.Choix du matériau des conduites :

Pour choisir le matériau des conduites utilisé dans le réseau on prend en considération :

- Le diamètre.
- La pression de service à supporter par le matériau.
- La durée de vie du matériau.
- Le prix de la conduite.

Dans notre cas, nous avons choisi le matériau PEHD (polyéthylène haute densité) pour les conduites de distribution

III.4.Choix du type de conduite :

Il existe plusieurs type de matériau des conduites on distingue : fonte, acier, PVC (Polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité).

De nos jours, le PEHD est le type le plus utilisé dans le domaine d'alimentation en eau potable, il a des avantages et des inconvénients.

➤ **Avantage :**

Le PEHD est un matériau flexible, il offre une excellente résistance à la corrosion chimique et aux variations de températures. Ce matériaux présente également une faible perte de charge due à son faible coefficient de rugosité, ce qui permet un meilleur un meilleur écoulement des fluides et réduit les coûts d'exploitation.

➤ **Inconvénient:**

Nécessite une grande technicité pour la jonction.

III.5.Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans le réseau se déroule comme suite :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau.
- Déterminer le débit spécifique et les débits de routes dans chaque tronçon
- Déterminer les débits concentrés aux nœuds.

III.5.1.Détermination des débits de dimensionnement :

Pour notre agglomération on projeté un système de distribution qui est alimenté à partir du réservoir existant. Nous allons étudier deux cas pour la détermination des paramètres hydrauliques :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe + incendie.

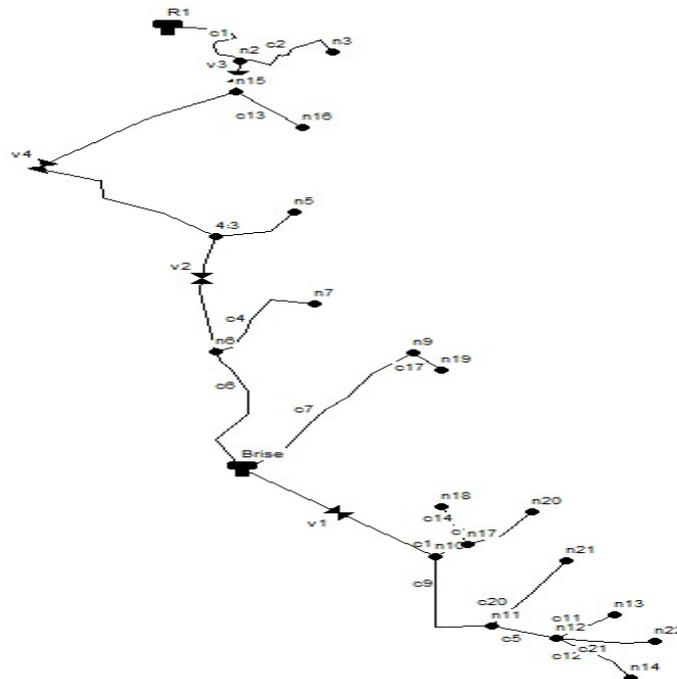


Figure III.1 :schéma du réseau projeté (voir planche N° 2).

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

III.5.1.1. Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport entre le débit maximum horaire (débit de pointe) et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma L_i} \quad (l/s/ml) \quad (III.1)$$

Avec :

Q_p : débit de pointe qui est de $43,16 m^3/h$.

L_i : Longueur des tronçons (ml).

III.5.1.2. Débit en route :

Le débit en route représente la longueur de tronçon multiplié par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = q_{sp} * L_i \quad (III.2)$$

Q_r : débit en route (l/s).

q_s : Débit spécifique (l/s/ml).

III.5.1.3. Débit au nœud :

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés, selon la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_{ri} + \Sigma Q_{conc} \quad (III.3)$$

Q_{ni} : Débit au nœud (l/s).

Q_{ri} : Débit en route (l/s).

Q_{conc} : Débit concentré dans notre cas il n'y a pas de débits localisés.

➤ Cas de pointe :

À partir du tableau de la variation horaire de la consommation des deux centres nous avons obtenus que la pointe soit entre 12h et 14h.

Tableau III-1 : Récapitulatif des données pour le calcul du cas de pointe.

Q_{maxh}	total	ΣL_i (m)	Q_{conc} (l/s)	q_{sp} (l/s/m)
43,16 m ³ /h	11,99 l/s	12508,74	0	0,00192

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

- Le réseau de distribution assure une distribution de des deux centres avec un débit de pointe de 11,99 l/s. Le tableau III-2 montre le calcul des débits (cas de pointe).

Tableau III-2 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Noeud	Trancon	Longueur(m)	q ^{sp} (l/s/ml)	Q _r (l/s)	Q _N (l/s)
R1	R1-2	336,9	-	-	-
2	2-15	126,9	0,00192	0,24	0,39
	2-3	278,7	0,00192	0,53	
3	3-2	278,7	0,00192	0,53	0,27
4	4-15	961,8	0,00192	1,84	1,58
	4-6	482	0,00192	0,92	
	4-5	202,4	0,00192	0,39	
5	5-4	202,4	0,00192	0,39	0,19
6	6-4	482	0,00192	0,92	1,29
	6-7	337,5	0,00192	0,65	
	6-8	521,9	0,00192	1,00	
7	7-6	337,5	0,00192	0,65	0,32
8	8-6	521,9	0,00192	1,00	1,58
	8-9	596,2	0,00192	1,14	
	8-10	532,9	0,00192	1,02	
9	9-8	596,2	0,00192	1,14	0,66
	9-19	90,01	0,00192	0,17	
10	10-8	532,9	0,00192	1,02	0,97
	10-11	399,8	0,00192	0,77	
	10-17	83,16	0,00192	0,16	
11	11-12	139,7	0,00192	0,27	0,81
	11-21	307	0,00192	0,59	
	11-10	399,8	0,00192	0,77	
12	12-11	139,7	0,00192	0,27	0,69
	12-22	204,2	0,00192	0,39	
	12-14	226,3	0,00192	0,43	
	12-13	152,7	0,00192	0,29	
13	13-12	152,7	0,00192	0,29	0,15
14	14-12	226,3	0,00192	0,43	0,22
15	15-2	126,9	0,00192	0,24	1,23
	15-16	197,3	0,00192	0,38	
	15-4	961,8	0,00192	1,84	
16	16-15	197,3	0,00192	0,38	0,19
17	17-20	192,2	0,00192	0,37	0,48
	17-10	83,16	0,00192	0,16	
	17-18	221,7	0,00192	0,42	
18	18-17	221,7	0,00192	0,42	0,21
19	19-9	90,01	0,00192	0,17	0,09
20	20-17	192,2	0,00192	0,37	0,18

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

21	21-11	307	0,00192	0,59	0,29
22	22-12	204,2	0,00192	0,39	0,20

➤ Cas de pointe + incendie :

Le débit d'incendie donné par le réservoir 17 l/ s se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud 4, alors $Q_n(4)=18,58$ l/s.

Tableau III-3 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe + incendie).

Noeud	Trancon	Longueur (m)	qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	QN(l/s)
R1	R1-2	336,9	-	-	-
2	2-15	126,9	0,00192	0,24	0,39
	2-3	278,7	0,00192	0,53	
3	3-2	278,7	0,00192	0,53	0,27
4	4-15	961,8	0,00192	1,84	18,58
	4-6	482	0,00192	0,92	
	4-5	202,4	0,00192	0,39	
5	5-4	202,4	0,00192	0,39	0,19
6	6-4	482	0,00192	0,92	1,29
	6-7	337,5	0,00192	0,65	
	6-8	521,9	0,00192	1,00	
7	7-6	337,5	0,00192	0,65	0,32
8	8-6	521,9	0,00192	1,00	1,58
	8-9	596,2	0,00192	1,14	
	8-10	532,9	0,00192	1,02	
9	9-8	596,2	0,00192	1,14	0,66
	9-19	90,01	0,00192	0,17	
10	10-8	532,9	0,00192	1,02	0,97
	10-11	399,8	0,00192	0,77	
	10-17	83,16	0,00192	0,16	
11	11-12	139,7	0,00192	0,27	0,81
	11-21	307	0,00192	0,59	
	11-10	399,8	0,00192	0,77	
12	12-11	139,7	0,00192	0,27	0,69
	12-22	204,2	0,00192	0,39	
	12-14	226,3	0,00192	0,43	
	12-13	152,7	0,00192	0,29	
13	13-12	152,7	0,00192	0,29	0,15
14	14-12	226,3	0,00192	0,43	0,22
15	15-2	126,9	0,00192	0,24	1,23
	15-16	197,3	0,00192	0,38	
	15-4	961,8	0,00192	1,84	
16	16-15	197,3	0,00192	0,38	0,19

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

17	17-20	192,2	0,00192	0,37	0,48
	17-10	83,16	0,00192	0,16	
	17-18	221,7	0,00192	0,42	
18	18-17	221,7	0,00192	0,42	0,21
19	19-9	90,01	0,00192	0,17	0,09
20	20-17	192,2	0,00192	0,37	0,18
21	21-11	307	0,00192	0,59	0,29
22	22-12	204,2	0,00192	0,39	0,20

III.5.2. Logiciel Epanet :

III.5.2.1. Présentation :

Le logiciel EPANET est un logiciel de modélisation d'écoulement hydraulique dans le réseau d'eau potable. Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année. Le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau.
- Dimensionnement de réseau.

III.5.2.1. Modélisation hydraulique :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, de réservoirs et des bâches.

Dans l'aire d'étude, la modélisation concerne l'introduction des différentes données du réseau au niveau des nœuds :

- ✓ L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence.
- ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

Au niveau des arcs :

- ✓ Les nœuds initial et final.
- ✓ Le diamètre.
- ✓ La longueur.
- ✓ Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).

Au niveau des réservoirs :

- ✓ L'altitude du radier (ou le niveau de l'eau est nul).

- ✓ Le diamètre.

- ✓ Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

III.5.3. Dimensionnement de réseau :

III.5.3.1. Conditions sur les vitesses et les pressions :

Le calcul hydraulique des canalisations se fait avec le débit de pointe.

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

➤ Vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution sera de l'ordre de 0.5 à 2 m/s. Les vitesses inférieures à 0.5 m/s favorisent le dépôt solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile de les évacuer. Les vitesses supérieures à 2 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

➤ Pression

Le réseau de distribution doit satisfaire les conditions de pressions suivantes :

La pression de l'eau dans les conduites de distribution sera de 10m à 60m.c.e (1 à 6 bars), il faut éviter des pressions supérieures à 60 m.c.e qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés.

NB :

1) nous allons simuler notre réseau de distribution avec la formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

➤ On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante :

$$\Delta H_T = \Delta H_S + \Delta H_L \quad (\text{III.4})$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaire :

$$\Delta H_T = 0,1\Delta H_L + \Delta H_L = 1,1\Delta H_L \quad (\text{III.5})$$

Avec :

ΔH_S : pertes de charge singulières.

ΔH_L : Pertes de charge linéaires.

ΔH_T : Pertes de charge totales.

Les pertes de charges linéaires sont calculées par la formule de DARCY :

$$\Delta H = \frac{8.\lambda.L.Q^2}{\pi^2.g.D^5} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

D : Diamètre de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement linéaire.

On détermine le coefficient de frottement par la formule suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \quad (\text{III.7})$$

ε : La rugosité de la conduite dépend du matériau utilisé, de diamètre de la conduite et la pression de l'eau à l'intérieure de la conduite. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par EPANET est égale à 0.1 mm. Pour la formule de Darcy-Weisbach.

III.5.4. Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2053 :

Après avoir tracé notre réseau de distribution selon le plan de masse, nous avons lancé la simulation du réseau de distribution.

Remarque : les conduites sont en PEHD PN16.

➤ Vu que le dénivelé entre le réservoir et l'agglomération est très grande les pressions de distribution sont importantes.

Pour réduire ces pressions deux solutions peuvent être proposées :

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

- ✓ Installation des réducteurs de pression (RP).
- ✓ Création d'un stockage intermédiaire qui fera office de brise charge.
- **Brise charge :**

C'est un réservoir à surface libre, doté à son entrée d'une vanne qui permet de dissiper l'énergie de l'eau. De plus, l'emplacement du brise-charge dans un réseau d'AEP contribue à limiter la pression statique maximale à un niveau acceptable, afin que nos conduites puissent supporter cette pression.

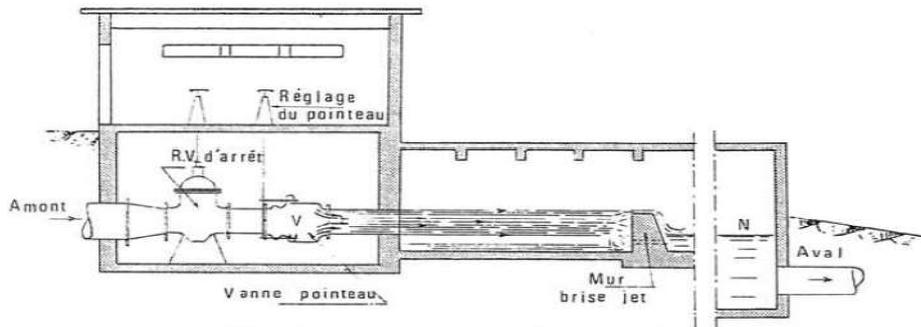


Figure III-2 : un brise charge (Dupont .1974).

- **Cas de pointe :**

Le tableau III-4 montre l'état des nœuds des réseaux.

Tableau III-4 : état des noeuds du réseau après réduction du pression (cas de pointe).

Noeud	Cote terrain m	Débit nodal l/s	Cote piézométrique m	Pression mce
Réservoir 1	1098,5	11,99	1102,5	4
Noeud n2	1039,17	0,39	1099,17	60
Noeud n3	1049,51	0,27	1082,25	32,74
Noeud 4	945,02	1,58	999,17	54,15
Noeud n5	948,04	0,19	992,79	44,75
Noeud n6	882,21	1,29	939,17	56,96
Noeud n7	880,28	0,32	930,9	50,61
Noeud n8 Brise charge	831,77	1,58	833,77	2
Noeud n9	823,90	0,66	834,41	10,51
Noeud n10	749,23	0,97	783,77	34,53
Noeud n11	712,18	0,81	770,29	58,1
Noeud n12	715,06	0,69	755,79	40,72
Noeud n13	725,16	0,15	752,67	27,51
Noeud n14	705,69	0,22	746,42	40,73
Noeud n15	1024,51	1,23	1049,17	24,66
Noeud n16	1011,47	0,19	1042,96	31,48

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

Noeud n17	750,57	0,48	779,51	28,94
Noeud n18	765,81	0,21	777,01	11,2
Noeud n19	802,81	0,09	830,69	27,87
Noeud n20	734,91	0,18	774,03	39,12
Noeud n21	727,96	0,29	764,02	36,06
Noeud n22	707,03	0,2	748,71	41,67

Le tableau III.5 montre les caractéristiques hydrauliques des tronçons après réduction de pression.

Tableau III-5 : caractéristiques hydrauliques des tronçons après réduction de pression (cas de pointe).

	Longueur	Diamètre normalisé	Rugosité	Débit	Vitesse	ΔH	La charge brisé
tronçons	m	mm	mm	l/s	m/s	mce/km	-
c1	336,9	140	0,1	6,43	0,62	3,94	-
c2	278,7	25	0,1	0,27	0,83	60,71	-
c3	202,4	25	0,1	0,19	0,58	31,51	-
c4	337,5	32	0,1	0,32	0,6	24,51	-
c 5	139,7	50	0,1	1,26	0,96	33,04	-
c6	521,9	40	0,1	1,78	2,13	201,33	-
c7	596,2	63	0,1	0,75	0,36	3,95	-
c8/RP1	532,9	75	0,1	4,2	1,42	-	50
c9	399,8	63	0,1	2,36	1,14	33,72	-
c10/RP2	482	90	0,1	2,58	0,61	-	60
c11	152,7	25	0,1	0,15	0,46	20,38	-
c12	226,3	25	0,1	0,22	0,67	41,38	-
c13	197,3	25	0,1	0,19	0,58	31,51	-
c14	221,7	32	0,1	0,21	0,4	11,28	-
C15 /RP 3	126,9	140	0,1	5,77	0,56	-	50
C16 / RP4	961,8	125	0,1	4,35	0,53	-	50
c17	90,01	25	0,1	0,09	0,28	8,08	-
c18	83,16	40	0,1	0,87	1,04	51,17	-
c19	192,2	25	0,1	0,18	0,55	28,51	-
c20	307	32	0,1	0,29	0,55	20,42	-
c21	204,2	25	0,1	0,2	0,61	34,66	-

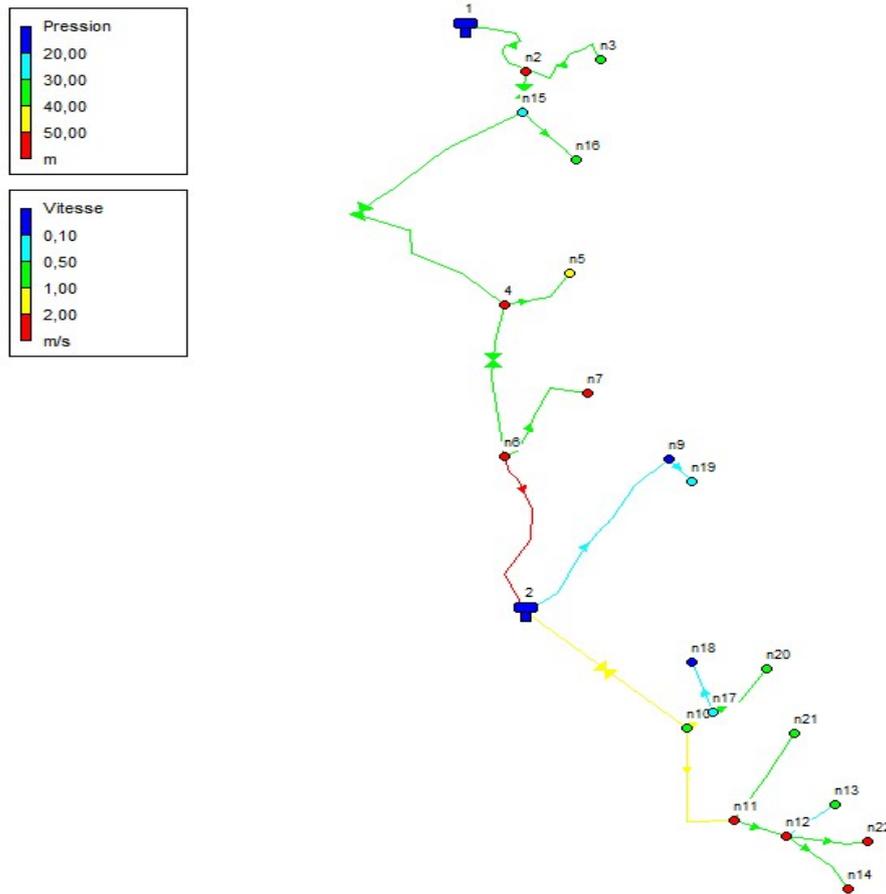


Figure III-3 : schéma du réseau simulé sur EPANET après réduction de pression (cas de pointe).

➤ **Cas de pointe +incendie :**

Le tableau III-6 montre l'état des nœuds des réseaux.

Tableau III-6 : état des nœuds du réseau après réduction du pression (cas de pointe +inc).

	Cote terrain	Débits nodals	Cotes piézométrique	Pression
Noeud	m	l/s	m	mce
Noeud n2	1039,17437	0,39	1083,87	44,7
Noeud n3	1049,51516	0,27	1066,95	17,44
Noeud n5	948,047982	0,19	977,5	29,45
Noeud n6	882,214829	1,29	923,87	41,66
Noeud n7	880,286998	0,32	915,6	35,32
Noeud n9	823,904437	0,66	834,41	10,51
Noeud n10	749,235199	0,97	783,77	34,53
Noeud n11	712,186073	0,81	770,29	58,1
Noeud n12	715,069854	0,69	765,67	50,6
Noeud n13	725,160054	0,15	762,56	37,4
Noeud n14	705,690191	0,22	756,31	50,62

Chapitre III : dimensionnement du réseau d'AEP

Noeud n15	1024,5135	1,23	1034,51	10
Noeud n16	1011,47983	0,19	1027,66	16,18
Noeud n17	750,574601	0,48	779,51	28,94
Noeud n18	765,813119	0,21	777,01	11,2
Noeud n19	802,817134	0,09	830,69	27,87
Noeud n20	734,911505	0,18	774,03	39,12
Noeud n21	727,961447	0,29	764,02	36,06
Noeud n22	707,033838	0,2	758,6	51,56
Noeud 4	945,02	18,58	983,87	38,85
Réservoir 1	1098,5	11,99	1100,5	2
Réservoir 2	831,77	1,58	833,77	2

Le tableau III.7 montre les caractéristiques hydrauliques des tronçons après réduction de pression cas de pointe +inc.

Tableau III-7 : caractéristiques hydrauliques des tronçons (cas de pointe +inc).

	Longueur	Diamètre normalisé	Rugosité	Débit	Vitesse	ΔH	La charge brisé
tronçons	m	mm	mm	l/s	m/s	mce/km	-
c1	336,9	140	0,1	24,1	2,34	49,35	-
c2	278,7	25	0,1	0,27	0,83	60,71	-
c3	202,4	25	0,1	0,19	0,58	31,51	-
c4	337,5	32	0,1	0,32	0,6	24,51	-
c 5	139,7	50	0,1	1,26	0,96	33,04	-
c6	521,9	40	0,1	1,64	1,97	172,65	-
c7	596,2	63	0,1	0,75	0,36	3,95	-
c8/RP1	532,9	75	0,1	4,2	1,42	-	50
c9	399,8	63	0,1	2,36	1,14	33,72	-
c10/RP2	482	90	0,1	3,25	0,76	-	60
c11	152,7	25	0,1	0,15	0,46	20,38	-
c12	226,3	25	0,1	0,22	0,67	41,38	-
c13	197,3	25	0,1	0,19	0,58	31,51	-
c14	221,7	32	0,1	0,21	0,4	11,28	-
C15 / RP 3	126,9	140	0,1	23,44	2,27	-	50
C16 / RP4	961,8	125	0,1	22,02	2,68	-	50
c17	90,01	25	0,1	0,09	0,28	8,08	-
c18	83,16	40	0,1	0,87	1,04	51,17	-
c19	192,2	25	0,1	0,18	0,55	28,51	-
c20	307	32	0,1	0,29	0,55	20,42	-
c21	204,2	25	0,1	0,2	0,61	34,66	-

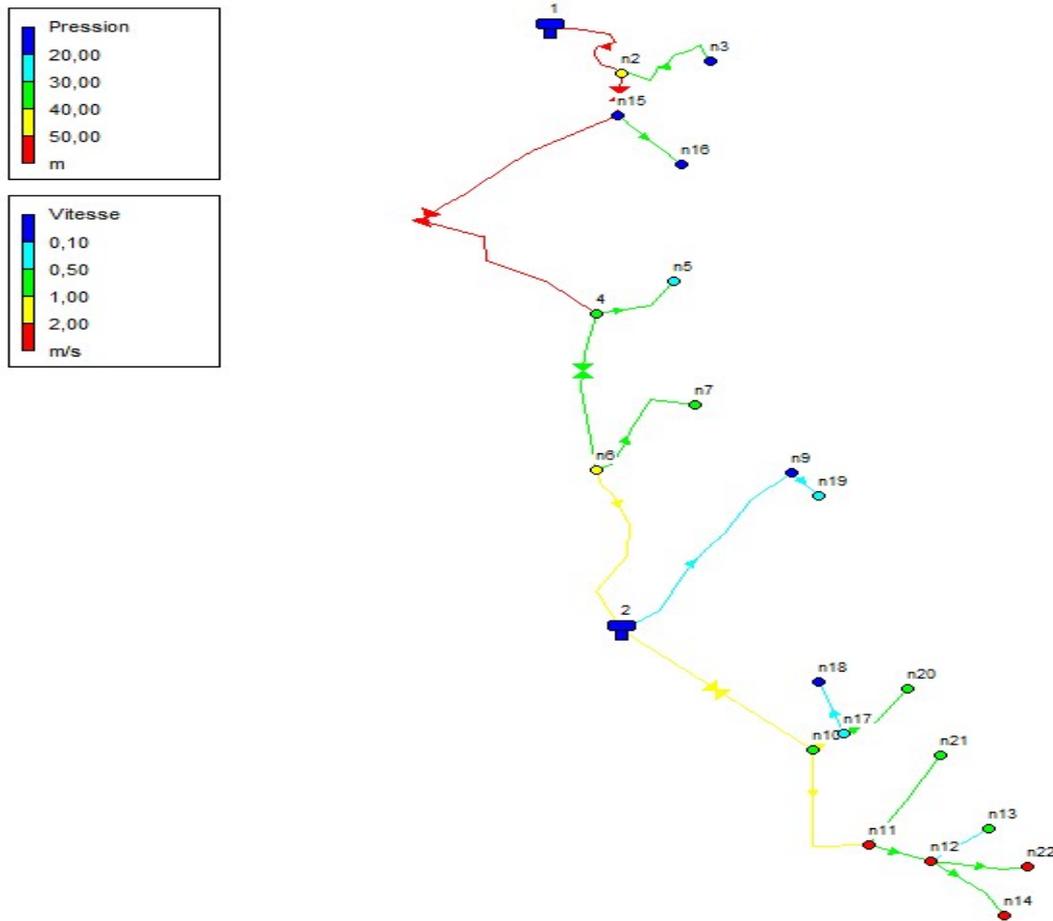


Figure III-3 : schéma du réseau simulé sur EPANET après réduction de pression
(cas de pointe +inc).

Interprétation des résultats :

Les pressions :

Avec l'implantation du brise charge et les réducteurs de pression on remarque sur la simulation par Epanet que les pressions ont réglée le long des tronçons

Les vitesses :

Pour les deux cas (cas de pointe et cas de pointe+ incendie) les vitesses sont respectées, sauf quelques tronçons : c1, c15, c16 où la vitesse a augmenté (dans le cas de pointe + incendie).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présente le type de notre réseau et on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds ; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable. Nous avons fait le dimensionnement du réseau d'étude avec le logiciel EPANET qui donne des résultats plus précis.

Chapitre IV :

Réservoirs

Introduction :

Ce chapitre est destiné à l'étude des réservoirs de stockage d'eau en vue de sa distribution pour les occupants de la dite agglomération. A travers cette étude, nous déterminons le volume d'eau nécessaire à la consommation domestique et autre, à l'extinction d'incendie, ainsi que son emplacement et sa cote.

IV.1. Utilité des réservoirs :

- Régulateur de débits :

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas toujours égal au débit consommé. Par conséquent, un réservoir est essentiel pour réguler la différence entre le débit refoulé et celui consommé.

-Augmentation des pressions :

Par sa cote et son endroit d'emplacement vis à vis du réseau de distribution, le réservoir est appelé à assurer les pressions de service en tout point de ce réseau.

- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie en cas d'arrêt des pompes (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe.

- Briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

- Stockage de la réserve d'incendie:

La réserve d'incendie est stockée et matérialisée au niveau de la cuve du réservoir. Cette réserve est utile pour l'extinction des incendies notamment en cas de pointe

IV.2.L'emplacement des réservoirs :

- Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui nécessiterait de le situer à un niveau inférieur à celui de la source d'eau. Cependant, ce n'est pas applicable à nos réservoirs, qui se remplissent par pompage.
- L'alimentation du réseau de distribution doit être assurée par gravité, ce qui implique que le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. Ce qui est vérifié pour les deux centres Larbaa et El Merdj.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réservoir.

IV.3.Classification des réservoirs :

Les réservoirs se distinguent en fonction :

- De leur position par rapport au sol

- Réservoirs enterrés.
- Réservoirs semi-enterrés.
- Réservoirs au sol.
- Réservoirs surélevé.
- Des matériaux employés :
 - Réservoirs en béton armé.
 - Réservoirs en métallique.
 - Réservoirs en maçonnerie.
- De leur forme :
 - Réservoirs circulaire.
 - Réservoirs rectangulaire.

IV.4.Équipement des réservoirs :

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV.4.1.Conduite d'arrivé ou d'adduction:

Cette conduite est placée toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage, doit arrivé dans le réservoir en siphon noyé ou par le bas.

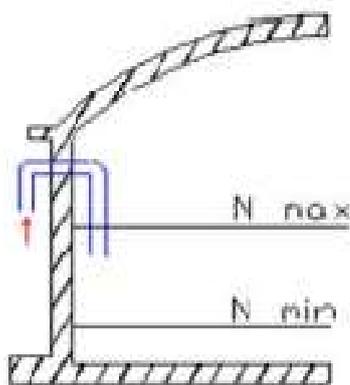


Figure IV.1 : Arrivée par siphon noyé.

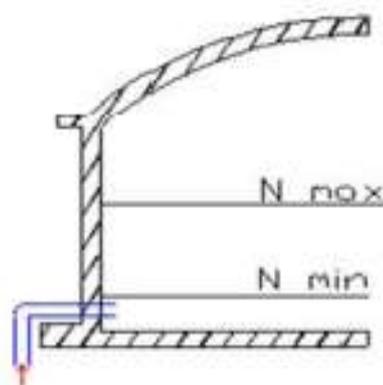


Figure IV.2 : Arrivée par le bas.

➤ Dans notre cas nous avons une conduite d'adduction avec arrivé par siphon noyé.

IV.4.2.Conduite de départ ou de distribution:

Cette conduite est installée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à 15 ou 20 cm au-dessus du radier, afin de prévenir l'entrée de matières en suspension (MES). Son extrémité est dotée d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex, qui peut entraîner la pénétration d'air dans la conduite.

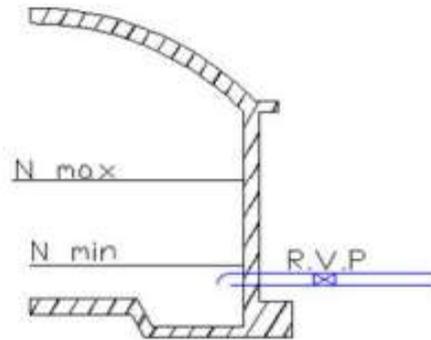


Figure IV.3 : Conduite de départ.

IV.4.3. Conduite de trop plein:

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop plein.

IV.4.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de répartition. Il est équipé d'un robinet-vanne et est généralement raccordé à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable

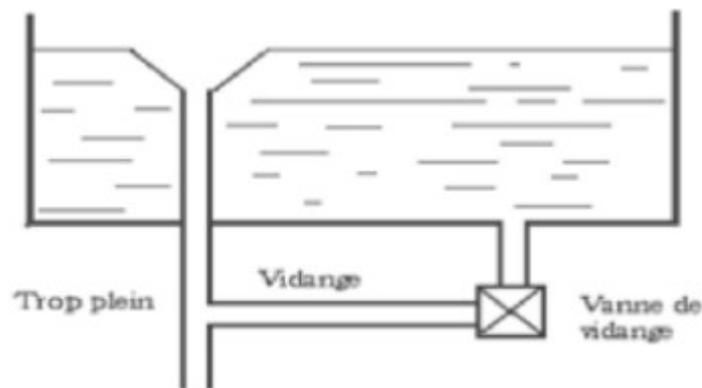


Figure IV.4 : Conduite de vidange et de trop plein.

IV.4.5. Conduite de by-pass :

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté.

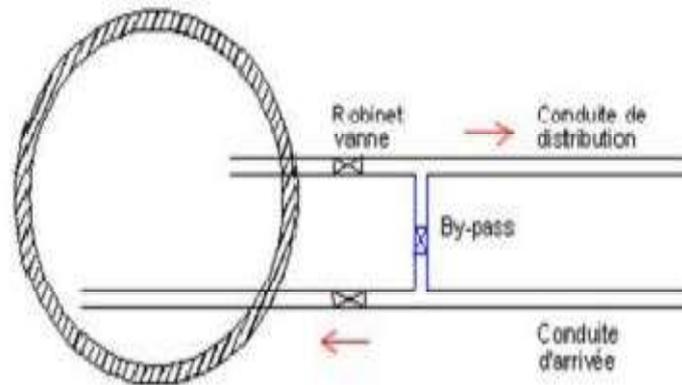


Figure IV.5 : Conduite de by-pass.

IV.4.6. Système de matérialisation d'incendie :

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

- **Système à siphon :** Lorsque le niveau de réserve est atteint, le siphon est désactivé grâce à l'évent, La réserve n'est donc pas utilisée. De ce fait, la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.
- **Système à deux prises :** rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

IV.5. Choix de type de réservoir :

Se fait tous simplement pour les raisons suivantes :

- ✓ Economie aux frais de construction.
- ✓ Etude architecturale très simplifiée.
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.
- ✓ Capacité très importante.
- ✓ Aspect esthétique.

IV.6. Capacité du réservoir:

Les réservoirs doivent disposer d'une capacité adéquate, estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie. Cela inclut, d'une part, le mode d'exploitation des ouvrages en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

On peut appliquer deux méthodes pour déterminer le volume du réservoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.6.1. La méthode graphique :

La méthode graphique prend en compte la courbe de consommation totale (intégrale) ainsi que la courbe du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déterminée à partir des extrêmes des cumuls de consommation par rapport aux apports. La figure IV.9 représente les graphes de la consommation et de l'apport :

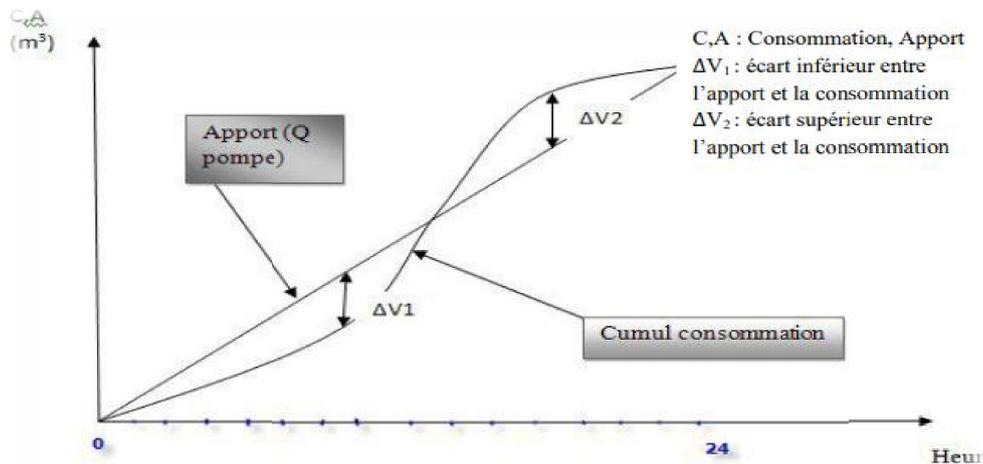


Figure IV.6 : Graphe de consommation maximale journalière par rapport aux apports

Alors :
$$V = \frac{\Delta V1 + \Delta V2}{100} \quad (\%) \quad (IV.1)$$

Avec :

V : volume utile

$\Delta V1$: écart inférieur entre l'apport et la consommation ;

$\Delta V2$: écarte supérieur l'apport et la consommation ;

IV.6.2. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir, afin de déterminer son volume qui sera donné par la formule suivante :

$$Vu = \frac{Rmax^+ + Rmax^-}{100} \times Q_{max j} \quad (IV.2)$$

Avec :

Vu : Le volume utile du réservoir (m^3)

$Rmax^+$: Le reste dans le réservoir maximum positif.

$Rmax^-$: Le reste dans le réservoir maximum négatif.

$Qmaxj$: le débit maximum journalier (m^3/j).

En prenant en considération la réserve d'incendie, le volume total de réservoir sera :

$$Vt = Vu + V_{inc} \quad (IV.3)$$

Telle que :

Chapitre IV: Réservoirs

V_t : le volume total du réservoir (m^3).

V_u : le volume utile du réservoir (m^3).

V_{inc} : le volume d'incendie estimé à 120 (m^3).

La détermination de la capacité du réservoir représente dans le tableau IV-1 :

Tableau IV-1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.

Horaire	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau	Départ D'eau	Reste dans le réservoir
0-1	1	5	4	-	4
01-02	1	5	4	-	8
02-03	1	5	4	-	12
03-04	1	5	4	-	16
04-05	2	5	3	-	19
05-06	3	5	2	-	21
06-07	5	5	0	-	21
07-08	6,5	5	-	1,5	19,5
08-09	6,5	5	-	1,5	18
09-10	5,5	5	-	0,5	17,5
10-11	4,5	5	0,5	-	18
11-12	5,5	5	-	0,5	17,5
12-13	7	5	-	2	15,5
13-14	7	5	-	2	13,5
14-15	5,5	5	-	0,5	13
15-16	4,5	5	0,5	-	13,5
16-17	5	5	0	-	13,5
17-18	6,5	0	-	1,5	12
18-19	6,5	0	-	1,5	10,5
19-20	5	0	-	0	10,5
20-21	4,5	0	-	4,5	6
21-22	3	5	-	3	3
22-23	2	5	-	2	1
23-24	1	5	-	1	0

Le tableau IV-2 représente les résultat du volume total du réservoir.

Tableau IV-2 : Résultat du volume total du réservoir.

Paramètre	Q_{maxj} (m^3/j)	R_{max}^+	R_{max}^-	V_u (m^3)	V_{inc} (m^3)	V_t (m^3)
Résultat	616,65	21	0	129,49	120	149,49

Chapitre IV: Réservoirs

- D'après les résultats obtenus dans le tableau IV-2 on remarque la capacité du réservoir existant 250 m³ est largement suffisante pour satisfaire les besoins futurs.

IV.7. Dimensionnement du réservoir :

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur tel que sa valeur est variée entre 3m et 6m dans notre cas on prend H= 3,5m.

- **Section du réservoir :**

$$V = S * H \Rightarrow S = \frac{V}{H} \quad (IV.4)$$

Avec :

V : capacité du réservoir (m³).

S : la section du réservoir (m²).

D : diamètre de la cuve (m).

H : la hauteur utile optimale d'eau (m)

$$\text{AN : } S = \frac{250}{3,5} \Rightarrow S = 71,4 \text{ m}^2$$

- **Diamètre de la cuve :**

Le diamètre du réservoir est donné par la formule ci-après :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \quad (IV.5)$$

$$\text{AN : } D = \sqrt{\frac{4 * 71,43}{\pi}} = 9,5 \text{ m}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{inc} = \frac{v_{inc}}{S} \quad (IV.6)$$

$$\text{AN : } H_{inc} = \frac{120}{71,43} \Rightarrow H_{inc} = 1,7 \text{ m}$$

Tableau IV-2 : caractéristique du réservoir existant.

Réservoir	Type	Cp	volume	Section	hauteur	diamètre	Hauteur d'incendie
existant	Semi enterré	1102,5 m	250 m ³	m ²	3,5 m	10 m	1,7 m

IV.8. Entretien et protection du réservoir :

Le réservoir constitue un pont de contact de l'air extérieur avec l'eau. Il importe qu'il soit particulièrement surveillé et maintenu propre, ce qui nécessite :

- Une surveillance de la corrosion sur les parties métalliques.

Chapitre IV: Réservoirs

- Un nettoyage annuel de la cuve selon la méthode suivante :
 - Isolation et vidange de la cuve.
 - Elimination des dépôts par brossage.
 - Désinfection à l'aide des produits chlorés.
 - Eclairer par des ouvertures munies de plaques en verre.
 - Rinçage et remise en service.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé la capacité totale du réservoir qui est de 184,64 m³ par la méthode analytique, alors que le volume normalisé est estimé à 250 m³ qui caractérisé par un cote de radier 1098,5m et un cote piézométrique 1102,5mce. La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins des centres EL Merdj et Larbaa.

Chapitre v :
Adduction et
protection anti b elier

Introduction :

L'adduction d'eau consiste à acheminer l'eau depuis sa source jusqu'aux ouvrages de stockage en utilisant un réseau de canalisation ou des structure comme les aqueducs.

Ce chapitre a pour but le dimensionnement des conduites d'adduction dans un cadre technico économique pour assurer le transport efficace de l'eau vers ces ouvrages.

V.1.Types d'adduction :

L'adduction est divisée en trois types :

➤ Adduction gravitaire :

On trouve ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (réservoir).L'écoulement peut être en charge ou à surface libre.

➤ Adduction par refoulement :

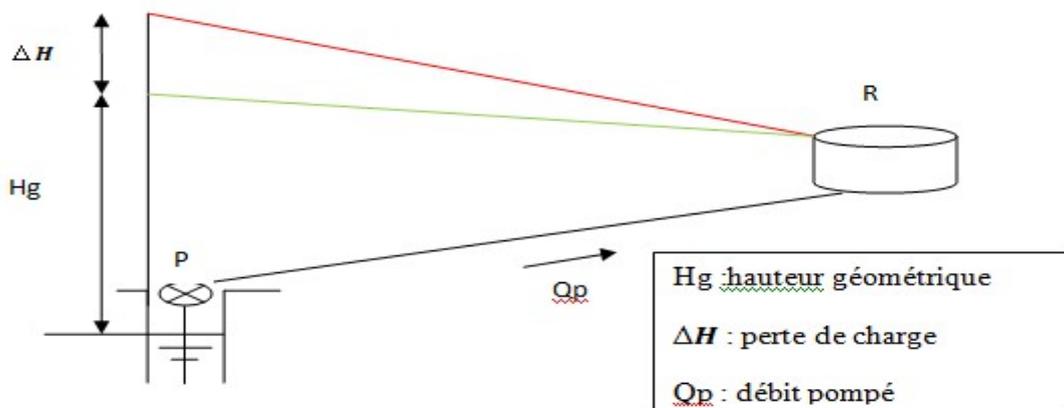
Dans un système d'adduction par refoulement, l'eau est prélevée à un niveau plus bas que celui du réservoir de stockage. Elle est ensuite pompée par une station de pompage et refoulée à travers une conduite de refoulement pour atteindre son point de destination.

➤ Adduction mixte :

Il s'agit d'une adduction où la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire, ou vice versa. La transition entre ces deux types de conduite est assurée par un réservoir, désigné sous le nom de réservoir tampon.

N.B : Dans le cas de notre projet, vu l'importation de la longueur de l'adduction et la nature du relief ; l'adduction projeté est une adduction par refoulement.

La conduite d'adduction relié le forage de cote de terrain 1098,28 m par le réservoir existant qui situé au nord du centre El Merdj de cote de terrain de 1100m. (Figure V.1)



V.2. Les critères de choix du tracé :

Le choix du tracé d'adduction dans l'alimentation en eau potable dépend de plusieurs critères qui suivent :

- Le profil doit être le plus directe et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement tout en suivant les chemins et routes s'il y a lieu .
- Éviter les contre-pentes, qui peuvent créer des points hauts où l'air peut s'accumuler, rendant son évacuation plus ou moins difficile.
- Il faut éviter les sur profondeurs et les ouvrages couteux ou fragiles : traversées des rivières, routes, chemins de fer.
- Choisir un terrain stable le long du tracé.

V.3.Choix du matériau de la conduite :

Il existe plusieurs types de tuyaux pouvant être utilisés pour créer des conduites .Nous pouvons classer selon les matériaux de fabrication : fonte, acier, PEHD...etc. Le choix du tuyau utilisé dépend de la pression, du coût, la facilité à réaliser les raccords et les réparations en cas de fuites.

Dans notre projet, nous choisissons les tuyaux en PEHD pour les raisons suivantes :

- Facilité d'entretien.
- La disponibles sur le marché.
- Economique.
- Faibles pertes de charge et bonne résistance aux coups de bélier.
- Fiabilité et durabilité du réseau (durée de vie estimée à 50 ans).

V.4.Calcul hydraulique :

V.4 .1.Cas de refoulement :

Pour établir une conduite de refoulement, il faut tenir compte de l'aspect technique et aussi de l'aspect économique. Ces deux aspects sont liés entre eux.

Plus le diamètre de la conduite est petit, plus la perte de charge est grande et plus l'énergie dépensée sera importante.

Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement, qui résulte d'un compromis entre :

- Les coûts de construction, qui augmentent avec le diamètre ;
- Les coûts d'exploitation, qui diminuent lorsque le diamètre augmente.

V.4 .1.1.Détermination du diamètre de la conduite de refoulement :

Nous proposons de réaliser une première approximation de notre diamètre à l'aide de l'expression suivante :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} \text{ (Relation de Bonin)} \quad (V.1)$$

Avec :

$D_{éc}$: diamètre économique de la conduite (m).

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

V.4.1.2. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Sigma \Delta h \quad (V.2)$$

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

Chapitre V :Adduction et protection anti bélier

$$H_g = C_{TPR} - C_{ND} \quad (V.3)$$

$$C_{ND} = C_T - N_D \quad (V.4)$$

C_{TPR} : cote trop plein du réservoir ;

C_{ND} : cote niveau dynamique du forage.

C_T : cote de terrain du forage.

N_D : niveau dynamique du forage.

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

$$\Sigma\Delta h = 1,10 * \Delta H_{lin} \quad (V.5)$$

$$\Delta H_{lin} = \frac{8.\lambda.L.g.Q^2}{\pi^2.g.D^5} \quad (\text{Formule de DARCY-WEISBAKH})$$

V.4.1.3.Puissance absorbé de la pompe :

La puissance absorbée est calculé par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho.g.Q.Hmt}{\eta} \quad (V.6)$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw).

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

Q : Débit à refouler (m³/s).

ρ : la masse volumique de l'eau (1 kg/l).

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%), un rendement de 70% est retenu.

V.4.1.4.Energie consommé par le pompage :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P \times T \times 365 \quad (V.7)$$

Avec : E : énergie consommée exprimée en (KWh)

T : nombre d'heures de pompage (dans notre cas en prend T = 20 h)

P : puissance absorbée par la pompe en KW.

V.4.1.5.Les frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la relation suivante :

$$Fam = Pr \times A \times Lref \quad (V.8)$$

Pr : prix de la conduite (DA).

Lref : la longueur de la conduite de refoulement.

A : Amortissement annuel, tel que :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (V.9)$$

i: Taux d'annuité (i=8%)

n: nombres d'années d'amortissement (n=30ans)

Alors :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08 \quad (V.10)$$

On obtient que :

$$A = 0,088$$

V.4.1.6.Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitations sont exprimés par la formule suivante :

Chapitre V :Adduction et protection anti bélier

$$F_{ex} = E \times e \quad (V.11)$$

E : énergie consommée par la pompe par année (Kwh)

e : prix unitaire d'un Kwh,

e= 3.5 DA (SONALGAZ, Sétif)

V.5.Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

V.5.1.Débit pompé :

Le débit pompé est calculé comme suit :

$$Q_p = \frac{Q_{maxj}}{t_f} \quad (V.12)$$

Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m³/j) ;

Q_{maxj} =565,27 m³/j

t_f: Durée de fonctionnement de la pompe par jour, (**t_f** = 20 h).

A.N: $Q_p = 0,007851 \text{ m}^3/\text{s}$;

V.5.2.Diamètre économique :

Le diamètre économique moyennant les relations :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} = 88,6 \text{ mm} \quad (V.13)$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme des diamètres compris entre 63 et 160 mm.

V.5.3.Calcul des frais d'exploitation :

Dans le tableau V-1 on calcule les hauteurs manométriques correspond aux différents diamètres.

Tableau V-1: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Dr (mm)	Lref (m)	Hg (m)	V (m/s)	V² /2g	λ	Δhtot (m)	HMT (m)
63	155,11	75,22	3,79	0,730	0,024	57,24	132,46
75	155,11	75,22	2,65	0,359	0,023	22,46	97,68
90	155,11	75,22	1,85	0,174	0,022	8,67	83,89
110	155,11	75,22	1,23	0,078	0,020	3,01	78,23
125	155,11	75,22	0,96	0,047	0,020	1,55	76,77
160	155,11	75,22	0,58	0,017	0,019	0,42	75,64
200	155,11	75,22	0,37	0,007	0,018	0,13	75,35

Les frais d'exploitations correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le tableauV-2:

Chapitre V :Adduction et protection anti bélier

Tableau V-2: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Dr (mm)	Q (m3/s)	HMT	Puissance (kw)	Energie (kwh)	F expl (DA)
63	0,007851	132,46	14,57	106389,84	372364,45
75	0,007851	97,68	10,75	78459,35	274607,74
90	0,007851	83,89	9,23	67377,16	235820,04
110	0,007851	78,23	8,61	62837,55	219931,41
125	0,007851	76,77	8,45	61659,30	215807,54
160	0,007851	75,64	8,32	60757,37	212650,81
200	0,007851	75,35	8,29	60521,89	211826,61

V.5.4.Calcul des frais d'investissements :

Les frais d'exploitations correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le tableauV-3:

Tableau V-3 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Dr (mm)	Lref (m)	A	Prix unitaire(DA)	Fam	Finv (DA)
63	155,11	0,088	324,87	4434,37	54824,96
75	155,11	0,088	452,65	6178,53	76389,07
90	155,11	0,088	659,21	8998,01	111248,07
110	155,11	0,088	959,21	13092,91	161875,97
125	155,11	0,088	1244,45	16986,34	210012,98
160	155,11	0,088	2035,85	27788,70	343569,39
200	155,11	0,088	3173,48	43316,99	535555,47

V.5.5.Bilan des coûts :

C'est la somme des frais d'exploitations et d'investissements et donne une courbe d'optimisation à partir de laquelle nous avons déduire le diamètre économique.

Chapitre V :Adduction et protection anti béliér

Tableau V-4 : Bilan des frais d'exploitations et d'investissements.

Dr (mm)	F expl (DA)	Finv (DA)	Bilan (DA)
63	372364,45	54824,96	427189,41
75	274607,74	76389,07	350996,80
90	235820,04	111248,07	347068,11
110	219931,41	161875,97	381807,38
125	215807,54	210012,98	425820,53
160	212650,81	343569,39	556220,21
200	211826,61	535555,47	747382,08

L'interprétation graphique des résultats du bilan est montrée dans la figure V.2 :

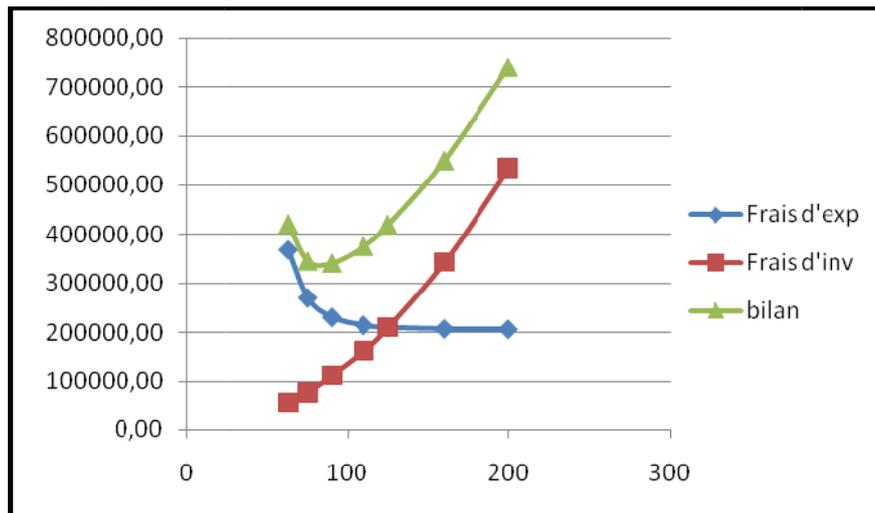


Figure V.2 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation.

- D'après la courbe on prend le diamètre économique du tronçon de refoulement égale à : **90 mm** avec une vitesse de refoulement **$V_r = 1,85$ m/s.**

V.6. Protection anti-béliér :

V.6.1. Définition :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite.

V.6.2. Les causes de coup de bélier :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes d'électro-pompes.
- Démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

V.6.3. Les risques liés aux coups de bélier :

Chapitre V :Adduction et protection anti bélier

❖ Forte pression (surpression) :

Lorsque la somme des surpressions engendrées par les coups de bélier et la pression initiale de la conduite dépasse la pression maximale admissible (PMA), il y a un risque de fissuration de la conduite et de déboîtement des joints.

❖ Pression négatives (dépression) :

Cette pression peut survenir après une forte surpression ou après un arrêt momentané de la pompe (une cavitation se produira si la pression est inférieure à 10 m.c.e.). Cette pression négative peut avoir des conséquences sur la conduite, telles que l'implosion des conduites, l'aspiration des joints.

❖ Fatigue de la conduite :

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

V.6.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Pour limiter les variations de la pression dans les conduites, les dispositifs anti-bélier pour effet de limiter la pression et la surpression. Parmi ces moyens en trouve :

- Volant d'inertie.
- Les ventouses.
- Les réservoirs d'air.

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

V.6.5. Etude du coup de bélier :

Notre système d'adduction d'eau repose sur une adduction par refoulement, on va étudier le phénomène de coup de bélier sur cette adduction. Le refoulement est assuré par une conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de classe PN 16, ayant un diamètre de 90 mm, le tableau V-5 représente les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Tableau V-5 : les caractéristiques de la conduite de refoulement

Matériaux de conduite	Q (l/s)	DN (mm)	Lref (m)	V (m/s)	S (m ²)	Hg (m)	Hmt (m)
PEHD	7,851	90	155,11	1,85	0,0043	75,22	83,89

V.6.6. Dimensionnement d'un réservoir d'air :

a. Calcul de la célérité d'onde :

La célérité de l'onde de coup de bélier, est calculée par deux formules :

Formule 01 :

Formule amélioré par Mr SALAH.B pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \vartheta m^2)(1 - \vartheta_s)}{(1 - \vartheta m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \vartheta_s)}}} \quad (V.14)$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,16*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

Chapitre V :Adduction et protection anti bélier

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

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^7$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,45$ (PEHD).<

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Formule 02 :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot D}{E \cdot e}}} \quad (V.15)$$

Avec :

c : célérité d'onde (m/s).

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

ρ : La masse volumique de l'eau : $\rho = 1000$ kg/m³.

K : Coefficient d'élasticité de l'eau : $k = 2,16 \cdot 10^9$ Pa.

E : module d'élasticité de Young de la conduite en PEHD : $E = 1,2 \cdot 10^9$ Pa.

❖ La fermeture rapide de est caractérisé par un temps $t < \frac{2L}{c}$ et la valeur maximale de surpression et de dépression est indiquées par : $b = \mp \frac{c \cdot V_0}{g}$

Avec

b : La valeur du coup de bélier (m).

c : La célérité de l'onde (m/s) .

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

b. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg \mp \frac{c \cdot V_0}{g} \quad (V.16)$$

Hg : la hauteur géométrique (m).

c. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (V.17)$$

Z_0 : Pression absolue de la conduite.

d. La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{c \cdot V}{g} \quad (V.18)$$

Tel que :

$$\text{abaque de vibert } \frac{U_0}{L \cdot S} \Rightarrow \left(\begin{array}{c} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right) \text{ tel que : } h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g}$$

❖ On tire U_0 à partir de $\frac{U_0}{L \cdot S}$.

❖ On a $U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min}$ avec : U_{max} :Volume de réservoir d'air.

❖ Le calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement par la formule 02 est représenté dans le tableau V-6 :

Chapitre V :Adduction et protection anti bélièr

Tableau V-6 : calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement par la formule 02.

K (Pa)	ρ (Kg/m³)	Dint(m)	E (Pa)	e (mm)	C (m/s)
2,16*10 ⁹	1000 kg / m ³	0,0736	1,2*10 ⁹	8,2	354,83

➤ Le calcul de la capacité de réservoir d'air est représenté dans le tableau V-7 :

Tableau V-7 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s²)	h0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L.S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U₀ (L)	U_{max} (L)
85,22	152,13	1,85	9,81	0,17	0,002	1,8* 10 ⁻²	0,78	12	16

➤ Ce volume est majoré de 30%, pour que la conduite soit protégée. Le volume réel du réservoir d'air anti-bélièr sera donc :

$$U_{réel} = 1,3 * U_{max} = 1,3 * 16 = \mathbf{21 \text{ l}}$$

Après la normalisation, le volume de réservoir d'air est : **50 l**

➤ La valeur maximale de la pression-surpression est : $H_s = H_0 + b$.

$$H_s = 85,22 + \frac{354,83 * 1,85}{9,81} = \mathbf{152,13 \text{ mce}}$$

➤ La valeur maximale de la pression-dépression est : $H_d = H_0 - b$.

$$H_d = 85,22 - \frac{354,83 * 1,85}{9,81} = \mathbf{18,3 \text{ mce}}$$

Interprétation :

D'après les résultats obtenus on a :

- la valeur de la dépression est supérieure à 1 bar donc, il n'y aura pas un risque de cavitation.
- La surpression ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous menons :

- Une étude d'adduction de notre zone d'étude. Ceci nous a mène à projeté une adduction par refoulement qui transportera l'eau de forage vers le réservoir de distribution avec un diamètre de 90 mm.
- Une étude de moyen de protection contre le phénomène de coup de bélièr qui est le réservoir d'air en utilisant la méthode de Vibert.

Chapitre VI : Etude du pompage

Introduction :

Les pompes jouent un rôle crucial dans le domaine de l'alimentation en eau potable, utilisés pour déplacer des fluides liquides d'une région à base pression vers une région à plus grande de pression.

Alors, dans ce chapitre on va choisir la pompe de forage d'El Merdj qui refoulant vers le réservoir existant de cote de radier 1098,5 m.

VI.1. Choix du type d'installation :

Le choix est basé sur le niveau dynamique de la nappe.

- Lorsque la nappe est relativement proche de la surface du sol (entre 20 et 30 m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).

- Pour des profondeurs supérieures à 60 m par rapport au niveau du sol, on opte pour des groupes électropompes immergés.

Pour nos ouvrages de production (forage), le niveau dynamique se situe à une profondeur de 71 m.

VI.2.Les groupes immergés :

VI.2.1.Description :

Les groupes immergés se composent d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique, reliés par un accouplement rigide. Ils sont généralement conçus pour une installation verticale, stationnaire et immergée dans l'eau. Le corps d'aspiration, situé entre la pompe et le moteur, est équipé d'une crépine d'aspiration qui protège la pompe des grosses impuretés présentes dans le liquide pompé.

VI.2.2.Condition d'installation :

- ✓ Les groupes immergés sont conçus pour être installés dans des forages, des bassins, des réservoirs ou des cuves, car ils fonctionnent entièrement immergés.
- ✓ Ces groupes ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni s'appuyer contre les parois du forage..
- ✓ Le groupe est directement raccordé à sa canalisation de refoulement.

VI.3.Choix de la pompe :

Il est nécessaire de définir les caractéristiques de la pompe de forage, qui remplit une double fonction : aspirer et refouler l'eau vers le réservoir de distribution.

Dans cette partie, nous aborderons les méthodes de pompage des eaux souterraines ainsi que les conditions requises pour leur installation.

VI.3.1.Critère du choix du type de pompe :

Le choix du type de pompe suit les critères suivants :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur manométrique totale HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non-cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.

- Puissance absorbée minimale.
- Être fabriquée en série.
- Nombre de pompe minimale.

VI.3.2. Critère du choix du nombre de pompe :

Le choix dépend au :

- Meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale
- Vitesse de rotation la plus élevée
- (NPSH)_r minimal

Pour choisir le type de pompe dans notre projet, nous utilisons un logiciel appelé CAPRARIE, qui nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique souhaités. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe garantit un débit et une hauteur manométrique totaux avec une vitesse de rotation élevée.

VI.4.Choix de la pompe immergée pour le forage :

Tableau VI-1 : caractéristique du forage.

Forage	Unité	El Merdj
Débit	l/s	8
Cote de terrain	m	1098,28
Niveau statique	m	49
Niveau dynamique	m	71

VI.4.1.Calcul la hauteur manométrique totale :

$$HMT= C_{Tp} R - C_{T} \text{ Forage} + NDF + \Delta H_{\text{Forage}} - R \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

C_{Tp} RT: Cote du trop-plein du réservoir tampon.

C_T Forage: Cote du terrain du forage.

NDF: Niveau dynamique du forage.

Donc :

$$HMT=83,89\text{m}$$

Dans notre projet, le forage refoule un débit de 8 l/s vers un réservoir existant avec un HMT de 83,89 m, sur une longueur de 155,11m.

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau (VI-1) :

Chapitre VI :Etude de pompage

Tableau VI-2 : Les différentes variantes de pompes du forage.

Nombre	Q (l/s)	Hmt (m)	Puissance (kw)	η (%)	N (tr/min)
1	8,48	85	9,92	71,1	2900
1	8,33	84,6	10,3	67,2	2900
1	7,49	82,9	9,4	64,3	2900
1	9,11	86,5	12,5	62,2	2900

- **NB** : puisque on a un forage, alors il y aura une seule pompe dans le forage.
- A partir du tableau (VI.1), et les critères qui doivent être pris en considération pour choisir le type de pompe, on a choisi la deuxième variante pour le forage, elle a un meilleur rendement avec un NPSH r minimal et une puissance absorbée minimale. Les caractéristiques technique voir (l'Annexe N°3).

Le tableau VI-2 représente la variante de pompe choisie.

Tableau VI-3 : les caractéristiques du groupe électropompe choisie.

Nombre	Q (l/s)	Hmt (m)	Puissance (kw)	η (%)	N (tr/min)
1	8,48	83,89	9,92	71,1	2900

VI.5. Courbes caractéristiques des pompes :

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.
- Le rendement en fonction de débit $\eta = f(Q)$.
- La courbe de la puissance en fonction de débit : $P = f(Q)$.
- la courbe de NPSH en fonction de débit : $NPSH = f(Q)$.
- la courbe de la conduite en fonction de débit : $H_c = f(Q)$.

La figure VI-1 montre les courbes caractéristiques de la pompe.

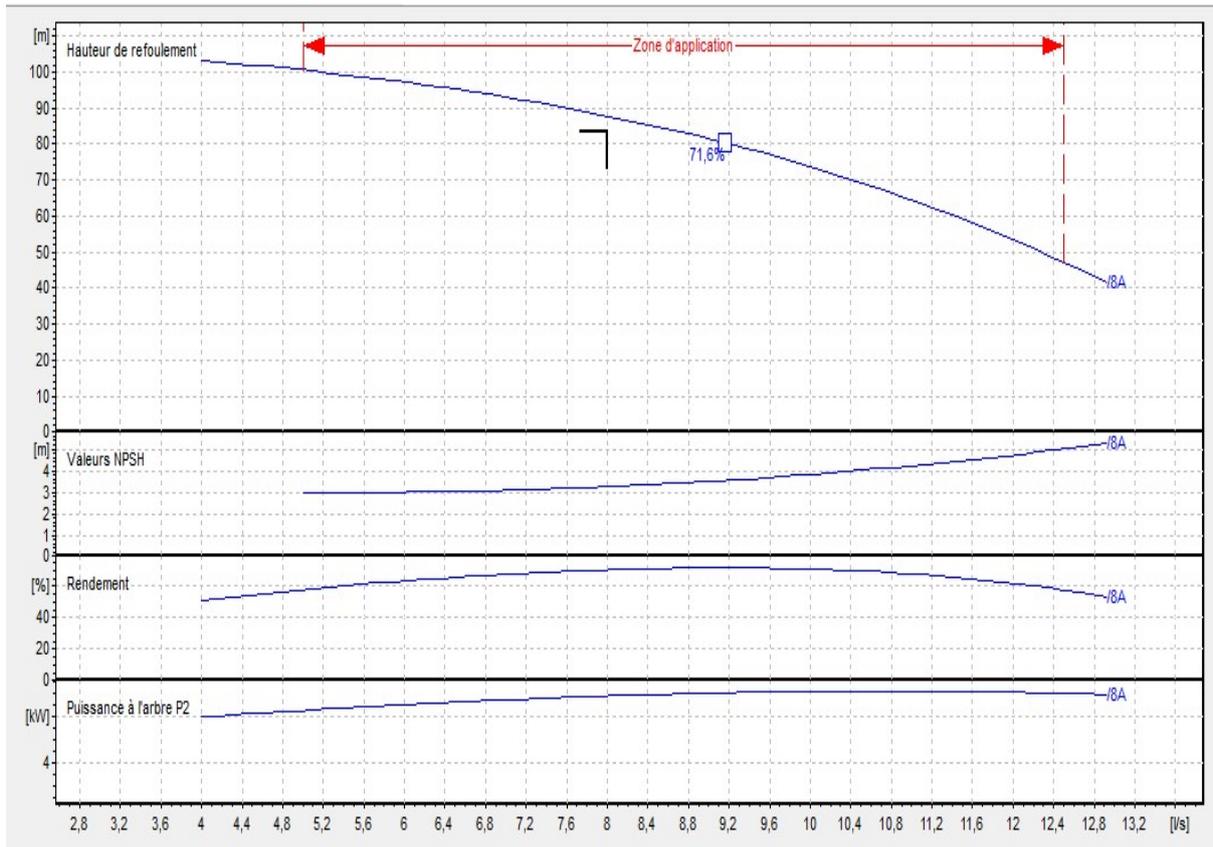


Figure VI.1 : Courbes caractéristiques de la pompe immergée.

Conclusion :

En conclusion, une sélection judicieuse des pompes est essentielle pour garantir le bon fonctionnement et l'efficacité globale du système. Dans ce cadre nous avons choisi pour le forage une pompe immergée tout en respectant les critères de choix.

Chapitre VII:

Pose de canalisation

Introduction :

La pose de canalisation est un processus essentiel pour assurer la distribution d'eau propre et sûre aux consommateurs et garantissant son bon fonctionnement et sa durabilité. Les canalisations sont généralement installées en tranchée, sauf dans certains cas où elles sont posées sur le sol, à condition qu'elles soient soigneusement entretenues et protégées.

VII.1.La pose de canalisation :

VII.1.1.Principe de pose de canalisation :

- Si la canalisation est posée en tranchée. Celle-ci doit être suffisamment large de façon à permettre l'entrée des ouvriers. Le fond doit avoir été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite varie selon les régions en raison du gel, elle est de 1 m dans les zones tempérées et de 1,25 à 1,50 m dans les régions au climat rigoureux.
- Lors de la pose de tout élément dur, les canalisations doivent être éloignées d'environ 10cm, à 30 cm des câbles électriques et à 60 cm des canalisations de gaz.

VII.1.2.Type de pose de canalisation :

On distingue plusieurs types de canalisation :

- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

- La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.
- 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.

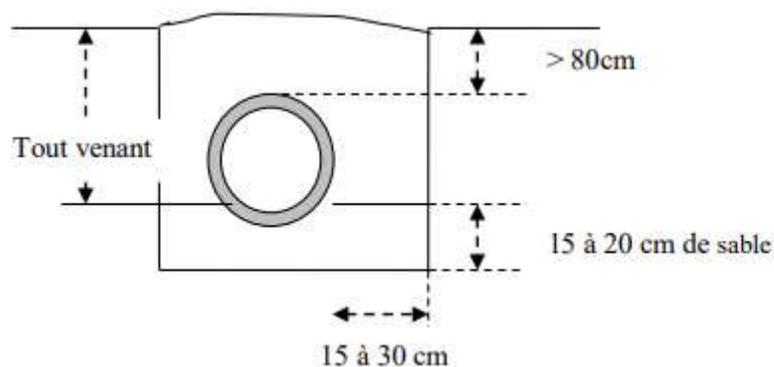


Figure VII.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire

N.B : Dans le cas de notre projet les conduites seront posées dans un terrain ordinaire

VII.2.Les accessoires du réseau d'AEP :

Les accessoires sont indispensables dans un réseau d'eau potable afin de garantir le bon fonctionnement, la régulation et l'entretien du système de distribution d'eau,voici des principaux accessoires utilisés dans un réseau d'AEP .

VII.2.1. Les robinets vannes :

Les robinets vannes permettent d'offrir une position ouverte ou fermée et de pouvoir équilibrer la distribution d'eau en tout point dans le réseau, appelés aussi robinet de sectionnement, on distingue :

- **Les vannes à opercule :**

Les vannes à opercule utilisées pour les diamètres $< 300\text{mm}$. Cet appareil doit être entièrement ouvert ou fermé. Elles sont installées dans des chambres de vannes. Lors de la manœuvre de la vanne, l'opercule se déplace vers le haut ou vers le bas sur la partie filetée de la tige.



Figure VII.2 : robinet vanne à opercule. [10]

- **Les vannes à papillon :**

Peuvent être utilisées pour le sectionnement ou pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, le couple de manœuvre est faible et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture, utilisées pour les diamètres $\geq 300\text{ mm}$. Elles sont utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau.



Figure VII.3 : robinet vanne à papillon. [11]

- **Les vannes de réduction de pression :**

Les vannes de réduction de pression conçues à réduire la valeur de la pression à une valeur acceptable.

- **Les vannes de vidange :**

Sont des vannes disposées aux points bas pour la vidange des conduites. Ces robinets vannes seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VII.2.2. Les clapets anti-retours :

Leur rôle est de diriger l'écoulement dans un seul sens. Ils doivent être installés à une distance de 3 à 5 fois le diamètre nominal, tant en amont qu'en aval des coudes, des pompes ou d'autres sources de perturbations du débit, afin d'éviter les turbulences près du clapet.



Figure VII.4: clapet anti-retours[9]

VII.2.3.Les ventouses :

Les ventouses sont installées aux points hauts pour évacuer l'air accumulé suite à un dégazage de l'oxygène dissout. Elles sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Dans notre cas on utilise les ventouses dans le réseau d'adduction.



Figure VII.5: ventouse. [12]

VII.2.4.Les bouches et poteaux d'incendie :

Les bouches et les poteaux d'incendie sont des dispositifs essentiels pour la lutte contre les incendies. Les bouches d'incendie permettent aux pompiers de se connecter directement au réseau d'eau, tandis que les poteaux d'incendie fournissent un accès rapide à l'eau pour les interventions. Leur emplacement doit être stratégique, généralement à une distance de 100 à 200 mètres le long des rues, en fonction des risques identifiés, afin d'assurer une couverture efficace en cas d'urgence.



Figure VII.6 : bouche et poteau d'incendie. [13]

VII.3.Les pièces spéciales de raccordement :

VII.3.1.Les cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, les accessoires aux conduites. . On distingue:

- Des cônes à deux emboitements.
- Des cônes à emboitement et bride.
- Des cônes à deux brides.

On trouve dans notre cas des cônes à deux emboitements.



Figure VII.7 : cône à deux brides. [14]

VII.3.2.Les coudes :

Les coudes utilisés généralement pour le changement de direction de l'écoulement du débit d'eau. Ils sont essentiels pour le réseau maillé et ramifiés.



Figure VII.8 : coude. [15]

VII.3.3.Les tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit supplémentaire. Les tés se présentent soit à trois emboitements, soit à deux emboitements et brides.



Figure VII.9: tés à trois emboitements. [16]

VII.3.4.Les manchons :

On rencontre les manchons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinets, vannes, au niveau des joints). On distingue des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements et bout lisse, à brides et bout lisse, à emboitement et bride.



Figure VII.10: manchons. [17]

VII.3.5.Les croix de jonctions :

Les croix de jonctions sont utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire. Les deux manchons de croix peuvent avoir des diamètres différents.

VII.4.Les organes de mesure :

VII.4.1.Mesure de débit :

- *Débitmètre à organes déprimogènes :*

Est un appareil inséré dans une conduite de manière à limiter l'écoulement du fluide et ainsi créer une chute de pression. L'application principale en est la mesure du débit du fluide, avec la pression différentielle de part et d'autre de l'organe déprimogène.

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère
- *Débitmètre à ultrason :*

Un débitmètre à ultrason est un instrument utilisé pour mesurer le débit d'un fluide dans une conduite. Il fonctionne en émettant des ondes ultrasonores à travers le fluide et en mesurant le temps que ces ondes mettent à parcourir la distance entre deux capteurs.. Nous l'installons à l'entrée et à la sortie du réservoir.

VII.4.2.Mesure de la pression :

La pression se mesure par des manomètres.

- Manomètre à soufflet.
- Manomètre à capsule.
- Manomètre à membrane

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons abordé quelques techniques de pose des conduites et nous avons présentés les accessoires nécessaires qui sont utilisés pour assurer un bon fonctionnement et aussi pour mieux entretenir notre réseau.

Chapitre VIII :
Devis quantitatif et
estimatif

Introduction :

Dans ce chapitre nous réalisons l'étude du devis quantitatif et estimatif qui sert à évaluer les coûts et les quantités des travaux nécessaires à la réalisation de notre projet et aussi sert à fournir une estimation détaillée et précise des ressources financières et matérielles requises. On cherche à rendre le travail de projet plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VIII.1. Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche végétale.
- Réalisation des tranchées et des fouilles.
- Pose du lit de sable.
- Pose de conduite.
- Assemblage des conduites.
- Remblai des tranchées.
- Compactage.

VIII.1.1. Décapage de la couche végétale :

Le décapage est une méthode consistant à éliminer la couche superficielle du sol, celle qui est principalement constituée de matières végétales, sans entamer le substrat qui est la couche interne du sol. La couche superficielle est généralement de faible épaisseur, de l'ordre de 0,20 à 0,40 m.

VIII.1.2. Réalisation des tranchées et des fouilles

La largeur du tranché doit être supérieure au diamètre extérieur de la conduite avec un espacement de 30cm entre les parois de la tranchée et la conduite.

La profondeur de la tranchée est entre 80cm à 120 cm. Il doit être supérieure à la largeur pour bien protéger la conduite.

VIII.1.2.1. La largeur du tranché :

La largeur de la tranchée est donnée par la relation suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{VIII.1})$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre extérieure de la conduite (m).

VIII.1.2.2. La profondeur de la tranchée :

La profondeur du tranché est donnée par la formule suivante :

$$H = D + h + e \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

e : épaisseur du lit de pose (m) ; (on prend e=0,2 m)

h : hauteur du remblai au-dessus de la conduite on prend h=0,9m.

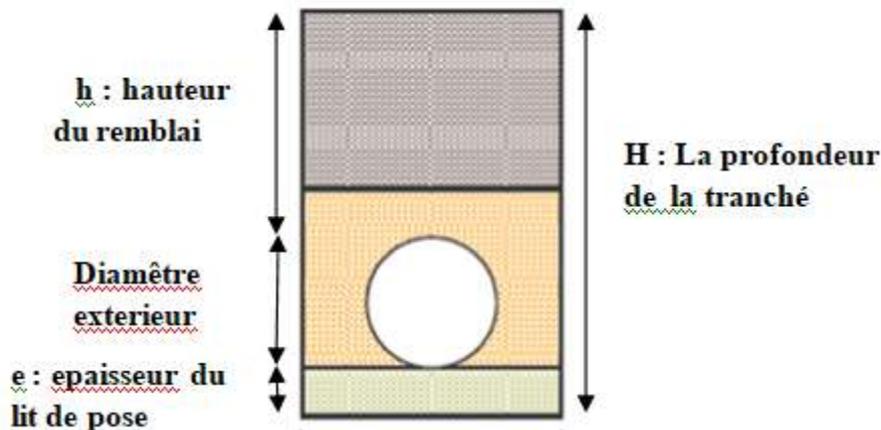


Figure VIII.1 : la profondeur de la tranchée.

VIII.1.3. Pose du lit de sable :

Le lit de sable posé au fond du tranchée de 10 cm à 20 cm d'épaisseur.

VIII.1.4. Pose des conduites :

Nous abaissons les conduites dans les tranchées à l'aide d'un engin de levage, après il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux. La fermeture des conduites a l'arrêt du travaux et nécessaire pour éviter l'entrée des corps étrangers.

VIII.1.5. Assemblage des conduites :

L'assemblage des conduites circulaires se fait soit par les joints à emboîtement ou par soudure.

VIII.1.6. L'essai de pression :

Afin d'améliorer la sécurité, il est nécessaire de réaliser un essai de pression des conduites et des joints avant le remblaiement. Cela se fait en utilisant une pompe d'essai qui permet de remplir la conduite avec de l'eau à une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle elle sera soumise pendant son fonctionnement. Il est recommandé que cette épreuve dure environ 30 minutes et que la variation ne dépasse pas 0.2 bar.

VIII.1.7. Remblai des tranchées :

Cette opération consiste à enterrer la conduite par le remblai résultant de l'excavation qui doit s'effectuer par couches de 20 à 30 cm.

VIII.1.8. Compactage :

Après le remblai, on passe au nivellement de la terre, ensuite au compactage pour éviter les tassements.

VIII.2. Calcul du volume des travaux :

VIII.2.1. Pose des conduites (adduction+distribution) :

VIII.2.1.1. Volume de décapage de la terre végétale :

Le volume de décapage est donné par la formule suivante :

$$V_{d\acute{e}c} = B \times H \times L \quad (\text{VIII. 3})$$

$V_{d\acute{e}c}$: volume de la couche végétale (m^3).

B : largeur de la couche végétale (m).

H : profondeur de la couche végétale (On prend $H=0,1m$).

L : longueur de la couche végétale (m).

VIII.2.1.2. Volume du déblai des tranchées :

Le volume du déblai est donné par la formule suivante :

$$V_d = L \times B \times H \quad (\text{VIII.4})$$

V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

VIII.2.1.3. Volume de lit de sable :

Le volume occupé par le lit de sable est donné par la formule suivante :

$$V_{LS} = e \times L \times B \quad (\text{VIII.5})$$

V_{LS} : volume du lit de sable (m^3).

e : épaisseur de la couche de sable (on prend $e=0,2m$).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

VIII.2.1.4. Volume des conduites :

Le volume occupé par les conduites est donné par la formule suivante :

$$V_{cond} = \pi \times \frac{D_{ext}^2}{4} \times L \quad (\text{VIII.6})$$

V_{cond} : volume de la conduite (m^3).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.2.1.5. Volume du remblai:

Le volume du remblai de protection est donné par la formule suivante :

$$V_{remblai} = V_d - (V_{cond} + V_{LS}) \quad (\text{VIII.7})$$

VIII.2.1.6. Volume de terre à évacuer :

Le volume de terre à évacuer est donné par la formule suivante :

$$V_{eva} = K_f \times V_d - V_{remblai}$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

➤ Le tableau (VIII-1) représente le calcul des différents volumes :

Chapitre VIII : Devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII-1 : Calcul des différents volumes.

D (mm)	L(m)	B (m)	H (m)	V _{déc} (m ³)	V _{déb} (m ³)	VLS (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{remblai} (m ³)	V _{eva} (m ³)
25	1543,8	0,625	1,125	96,49	1085,49	192,98	0,76	891,76	519,38
32	866,2	0,632	1,132	54,74	619,70	109,49	0,70	509,52	296,09
40	605,1	0,640	1,140	38,72	441,45	77,45	0,76	363,24	210,65
50	139,7	0,650	1,150	9,08	104,43	18,16	0,27	85,99	49,77
63	596,2	0,663	1,163	39,53	459,71	79,06	1,86	378,80	218,82
75	932,7	0,675	1,175	62,96	739,75	125,91	4,12	609,71	351,97
90	637	0,690	1,190	43,95	523,04	87,91	4,05	431,08	248,08
125	1298,7	0,725	1,225	94,16	1153,41	188,31	15,93	949,17	550,29
140	126,9	0,740	1,240	9,39	116,44	18,78	1,95	95,71	55,66
Somme				449,02	5243,42	898,04	30,40	4314,98	8011,05

VIII.3. Devis quantitatif et estimatif :

Le tableau (VIII-2) montre le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre étude:

Tableau VIII-2 : Devis quantitatif et estimatif.

Désignation	Unité)	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant totale (DA)
Terrassement				
1) décapage	m ³	449,02	250	112 255
2) déblai	m ³	5243,42	500	2 621 710
3) pose de lit de sable	m ³	898,04	1500	1 347 060
4) remblai	m ³	4314,98	400	1 725 992
5) évacuation	m ³	8011,05	400	3 204 420
Diamètres des Conduites d'adduction et distribution				
25	ml	1543,81	54,60	84 292,026
32	ml	866,2	84 ,5	73 193,9

Chapitre VIII : Devis quantitatif et estimatif

40	ml	605,06	110,5	66 859,13
50	ml	139,7	172,12	24 045,164
63	ml	596,2	273,00	162 762,6
75	ml	932,7	380,38	354 780,426
90	ml	637	554,06	352 936,22
125	ml	1298,7	1045,76	1 358 128,51
140	ml	126,9	1378,28	174 903,732
Les accessoires	unité	-	-	100 000
Total HT (DA)				11 763 339
TVA 17 % (DA)				1 999 768
Total TTC (DA)				13 763 107

❖ Devis en chiffres : Treize millions, sept cent-soixante-trois mille, cent-sept Dinar algériens.

VIII.4.Choix des engins de terrassement:

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

➤ *Pelle hydraulique* :est un engin de chantier polyvalent, équipé d'un bras articulé et d'une benne, qui utilise la pression hydraulique pour effectuer divers travaux de terrassement et de manipulation de matériaux.



Figure VIII.2: Pelle hydraulique.

➤ *Bulldozer* : On utilise le bulldozer Pour le décapage de la terre végétale ou couche supérieur du sol qui contient des débris végétaux, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.



Figure VIII.3 : Bulldozer.

- *Chargeur*: est un équipement de chantier conçu pour charger, déplacer et décharger des matériaux en vrac. L'engin chargeur est un outil essentiel dans de nombreux secteurs, offrant efficacité et polyvalence pour le chargement et le transport de matériaux lourds



Figure VIII.4 : chargeur.

- *Compacteur*: C'est un engin compact et léger, constitué de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Il est utilisé pour le compactage des remblais dans des espaces étroits, tels que les fouilles de semelles, les casiers entre les ceintures inférieures des bâtiments et les tranchées.



Figure VIII.5 : Compacteur.

VIII.5. Planification des travaux :

Avant de commencer les travaux sur chantier, il faut effectuer une planification qui consiste à une étude théorique qui détermine la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et moyen matériel. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir

- ✓ La méthode du réseau (CPM) : La méthode du réseau est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps.
- ✓ La méthode graphique.

L'objectif de la planification est d'assurer que tout le travail sera fait sans retard et d'optimiser le coût.

VIII.5.1. Définition des tâches et leurs durées :

➤ Réseau d'adduction et de distribution :

Les tâches de réalisation de réseau de d'adduction et distribution, et leurs durées sont mentionnées dans le tableau (VIII-3):

Avec :

Décapage : 500m/jour.

Déblai : 500 m/ jour.

Lit de sable : 750 m/jour

Pose des conduites : 500 m / jour.

Epreuve de joint et de la canalisation : 500 m/jour

Remblais : 1,5 km/ jours.

Compactage : 1 km/jours.

Tableau VIII-3 : temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche végétale	14
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles	14
C	Pose du lit de sable	9
D	Pose des conduites	14
E	Montage et raccordement des conduites	14
F	Remblayage des tranchées	5
G	Nivellement et compactage	7

VIII.5.2. Planification par la méthode du graph (diagramme de Gantt):

Ce diagramme utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet.

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil:

- ✓ La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- ✓ Durée prévue de chaque tâche.
- ✓ La date de début et la date de fin du projet dans son.

Les opérations qui précèdent et qui succèdent pour chaque opération de réalisation sont dans les tableaux (VIII-4):

Tableau VIII-4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

Opération	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	/

➤ La détermination des délais par la méthode du tableau :

Tableau VIII-5 : Détermination des délais pour le réseau (distribution + adduction).

Opération	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	14	0	14	0	14	0
B	14	14	28	14	28	0
C	9	28	37	28	37	0
D	14	37	51	37	51	0
E	14	51	65	51	65	0
F	5	65	70	65	70	0
G	7	70	77	70	77	0

Avec

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DFP : Date de finissement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFPP : Date de finissement au plus tard

MT : Marge totale.

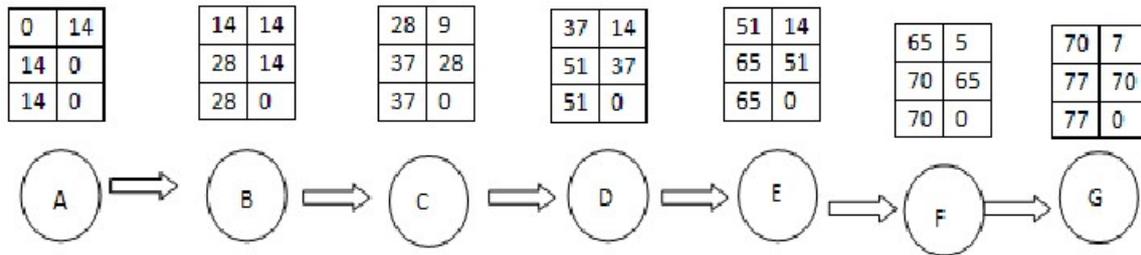


Figure VIII.6 : réseau à nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'aduction et de distribution.

- Le chemin critique du projet est: A-B-C-D-E-F-G.
- Avec un temps de réalisation: 77 jours ouvrables.

VIII.6. Protection et sécurité de travail :

A chaque étape de la réalisation d'un projet, que ce soit pendant la phase de terrassement, lors de l'exécution des ouvrages en béton, ou dans ou après les installations électriques ou sous pression, il existe un risque d'accident. Fin du projet (travaux d'entretien des pompes et équipements). Il est également important de prendre toutes les mesures nécessaires pour éviter tout risque qui pourrait survenir.

VIII.7. Les causes principales des accidents de travail :

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- La fatigue des travailleurs.
- Manque d'organisation générale du travail.
- Utiliser des machines en dehors de leurs limites ou pour leur usage prévu.
- Mauvaise conception des engins.

VIII.8. La prévention pour éviter les accidents de travail :

- Il faut utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.) pour protéger contre les accidents de travail.
- La signalisation sur les chantiers doit être claire et visible.
- Utiliser des couleurs sécuritaires (rouge, orange, vert) et d'isoler les zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).

VIII.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons estimé :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Estimer le coût total de projet.
- La durée du projet.

Chapitre VIII : Devis quantitatif et estimatif

- Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, chargeur, compacteur.
- La protection des ouvriers.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui influencent la mise en œuvre de plan spécifique de projet d'approvisionnement en eau potable. En débutant par collecter les données nécessaires, où nous avons pu fournir une description sur les centres de notre étude « LAARBAA et EL MERDJ » commune d'AIN SEBT wilaya de SETIF et une estimation des différents besoins en eau à l'horizon futur (2054).

Lors de l'étude nous avons dimensionné le réseau de distribution avec des conduites en PEHD PN16 pour un réseau ramifié alimenté par un réservoir de distribution. Il a été simulé par logiciel EPANET pour le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.

Le dimensionnement de réservoir se fait selon les besoins en eau estimés, nous avons montré que la capacité d'ouvrage de stockage 250 m³ existant est suffisante pour satisfaire les besoins.

La conduite d'adduction par refoulement a été dimensionnée à partir d'un forage vers le réservoir.

Au long du réseau nous avons projeté des accessoires pour assurer un bon fonctionnement de réseau.

En fin, nous avons étudié un projet d'approvisionnement en eau potable pour les centres de LAARBAA et EL MERDJ à l'aide d'un forage, dont la réalisation de ce projet coutera **13 763 107DA** soit Treize millions, sept cent-soixante-trois mille, cent-sept Dinar algériens dans un délai de réalisation 77 jours.

Nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé pour notre projet de fin d'étude, qui est d'approvisionner les centres d'études en eau potable.

Références bibliographiques

- [1]-BOUABDELI .IMAD EDDINE .(2014) adduction pour l'alimentation en eau potable de la vilee de SIDI DAIZID (W.DJELFA) a partir d'un forage.
- [2]-LAYADI Racha .(2023) diagnostic et rehabilitation du systeme d'aep de la commune de ksar el abtal (w.setif)
- [3]-MESSAOUDI Yousra koutr el nada.(2023) Etude du système d'alimentation en eau potable du POS 15 et 16 de la commune de Berrouaghia (w.MEDEA)
- [4]-TALATA Meriem .(2023) ETUDE DE SYSTEME D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE BIR ENSA, TINER, OULED SABOR ET DE MEGA ZONE, A PARTIR DU RESERVOIR 40000M3. (W.SETIF).
- [5]-KOURBALI Liamine (2023) 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)
- [6]-KAIDI Djaouida (2016) Alimentation en eau potable de Tlata commune de Taher de la wilaya de Jijel
- [7] -Dupont A. (1979), « Hydraulique urbaine »,tome 2, édition Eyrolles, Paris.
- [8]- Lencastre A. (1979), « Manuel d'Hydraulique générale »,édition Eyrolles, Paris 5^{ème}.
- [9]-<https://www.cgr-robinetterie.fr/fr/le-fonctionnement-des-clapets-anti-retour/#:~:text=gestion%20des%20fluides,O%C3%B9%20placer%20un%20clapet%20anti%2Dretour%20%3F,turbulences%20aux%20abords%20du%20clapet.>
- [10]-(<https://www.ramus-industrie.com/nos-produits/obturation/robinet-a-opercule-caoutchouc/rvoc-ecartement-standard/>)
- [11]-(<https://www.interhydro.fr/details-robinet-vanne+papillon+a+brides+double+excentration-67.html>)
- [12]-(<https://ohs.dz/fr/produit/ventouse-simple-pam-saint-gobain/>)
- [13]-(<https://www.ouedkniss.com/batiment-construction-poteau-dincendie-dar-el-beida-alger-algerie-d28415807>)
- [14]-<https://www.vert-bleu.fr/produit/cone-a-brides-fixes-pour-eau-potable/>)
- [15]-<https://www.prosynergie.fr/coudes-22-45-90-fonte-ductile-dn-150-a-500-puits-climatique-p-334312>)
- [16]-(<https://www.prosynergie.fr/coudes-22-45-90-fonte-ductile-dn-150-a-500-puits-climatique-p-334312>)

- [17]-(<https://www.anjou-connectique.com/raccord-plastique-tube-pe-manchon-de-jonction.html>)
- [18]-(<https://www.naite.fr/blog/pehd-enterre>)
- [19]-<https://fr.db-city.com/Alg%C3%A9rie--S%C3%A9tif--Beni-Aziz--A%C3%AFn-Sebt>
- [20]-https://www.lacerta.de/AF/Bibliografie/BIB_14459.pdf
- [21]-<https://www.renovcanalisation.com/guide-complet-pour-choisir-le-bon-materiau-pour-vos-canalisation-domestiques/>
- [22]-http://virtuelcampus.univ-msila.dz/inst-gtu/wp-content/uploads/2019/04/6-Laachache-Hyd_Urbaine_GTU.pdf
- [23]-<https://www.scribd.com/document/550587286/chapitre-2-estimation-des-besoins-en-eau-et-variation-de-la-consommation>
- [23]-<https://hydro-blog.com/logiciel-aep-gratuit/>
- [24]-<https://dspace.ummto.dz/server/api/core/bitstreams/f3d2cf87-c7c4-4d16-b0f9-019a12ab5ec5/content>
- [24]-La pose des canalisation pour l’adduction et la distribution de l’eau potable », Fondation de l’eau 1990.

ANNEXES

ANNEXE N° 1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre

heures	nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100	100	100	100	100

Source : polycopie d'AEP de Mr. SALAH.B



EURL SÉTIF PIPE

TRANSFORMATION PLASTIQUE

LISTE DES PRIX PEHD

DN	PN 10 HT	PN 10 TTC	PN 16 HT	PN 16 TTC
20	28,60	34,03	39,00	46,41
25	39,00	46,41	54,60	64,97
32	57,20	68,07	84,50	100,56
40	80,60	95,91	110,50	131,50
50	118,30	140,78	172,12	204,82
63	192,40	228,96	273,00	324,87
75	273,00	324,87	380,38	452,65
90	379,60	451,72	554,06	659,33
110	553,86	659,09	806,06	959,21
125	706,61	840,86	1 045,76	1 244,45
160	1 157,70	1 377,66	1 710,80	2 035,85
200	1 807,44	2 150,85	2 666,79	3 173,48
250	2 812,65	3 347,05	4 151,40	4 940,17
315	4 485,20	5 337,38	6 613,68	7 870,28
400	7 215,74	8 586,72	10 658,75	12 683,91
500	11 295,74	13 441,92	16 654,31	19 818,62
630	17 922,93	21 328,29	26 435,09	31 457,75
710	22 695,00	27 007,05	33 405,00	39 751,95

ABAQUE

DE M. VEBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ DES RÉSERVOIRS D'AIR

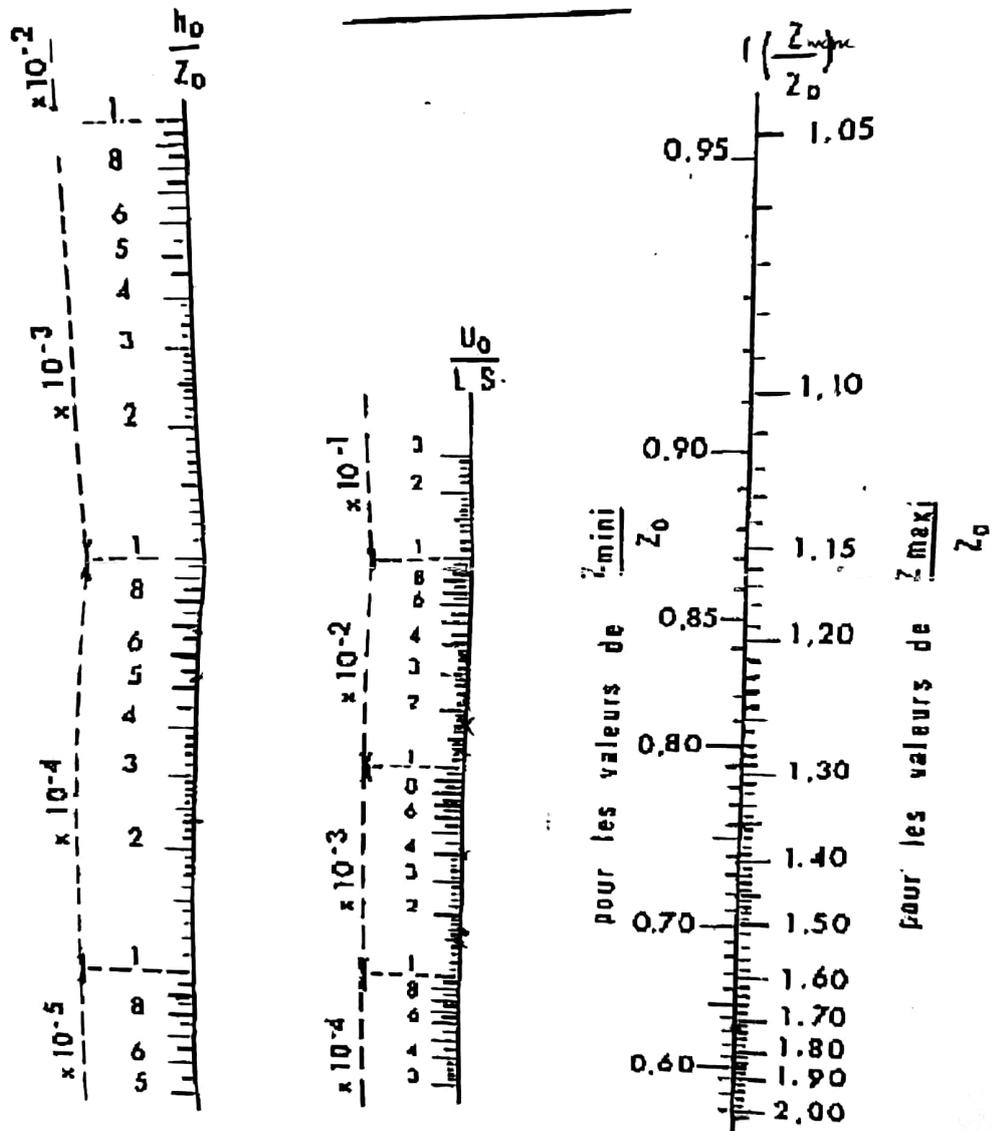


PLANCHE XXVII

ANNEXE N°4 : fiche technique de la pompe

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E6S50/8A + MC615											
Caractéristiques requises											
Débit	8 l/s										
Hauteur de refoulement	83,9 m										
Fluide	Eau potable										
Température	290 K										
Type d'installation	Pompe seule										
N.be de pompes	1										
Caractéristiques de la pompe											
Débit	8,48 l/s										
Hauteur de refoulement	86 m										
Puissance absorbée	9,92 kW										
Rendement	71,1%										
Hauteur manométrique H(Q=0)	111 m										
Orif. de refoulement	80 mm										
Caractéristiques moteur											
Fréquence	50 Hz										
Tension nominale	400 V										
Vitesse nominale	2900 1/min										
Nombre de pôles	2										
Puissance nominale P2	11 kW										
Courant nominal	24,5 A										
Type de moteur	3~										
Classe d'isolation	Y										
Degré de protection	IP 68										
Limites opérationnelles											
Démarrages / h max.	15										
Température maxi. du liquide pompé											
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³										
Densité max.	998 kg/m³										
Viscosité maxi.	1 mm²/s										
Caractéristiques générales											
Poids	126 kg										
Matériaux											
CONSTRUCTION POMPE											
Corps du clapet	Fonte										
Clapet	Fonte/Acier inox										
Corps d'aspiration	Fonte										
Corps d'étage	Fonte										
Arbre	Acier inox										
Roue	Fonte										
Bague d'usure	Caoutchouc										
Crépine	Acier inox										
Gouttière protection câbles	Acier inox										
Accouplement	Acier inox										
CONSTRUCTION MOTEUR											
Support supérieur	Fonte										
Support inférieur (6")	Fonte										
Support inférieur (4")	Aluminium										
Chemise stator	Acier inox										
Butée (6")	Type Michell										
Butée (4")	Acier										
Para-sable	Caoutchouc										
<p>Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Q [l/s]</th> <th>H [m]</th> <th>P [kW]</th> <th>Rend. [%]</th> <th>NPSH [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>		Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]					
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]							
<p>Dimensions mm</p> <ul style="list-style-type: none"> A = 2067 B = 1305 C = 762 D = 141 DN = G3" E = 143 F = 150 G = 124 <div style="text-align: center;"> </div>											
Notes:											
Date	Page	Offre n°	Pos.N°								
18.08.2024	1										

PumpTutor Version: 2.0 - 05.05.2008 (Build 484)

Activ
Accedi