

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

جامعة عين تموشنت - بلحاج بوشعيب

Université Ain Témouchent– Belhadj Bouchaib



Faculté de Technologie

Département Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme Master en Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

Thème :

**Transfert des eaux de dessalement à partir de la station de pompage
d'Aouebelil vers l'ouvrages de stockage 1000 m3**

Présenté par :

- Mr: FRIFRA MOHAMED
- Mr : BENICHOU ZINE DINE

Encadré par :

Devant le jury:

MR Président

MR Examineur

MR Examineur

MR NEHARI A..... Encadrant

MR ABABOU..... co-Encadrant

Promotion 2024/2025

Remerciement

Remerciement

Nous exprimons notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadrant, pour ses précieux conseils, son accompagnement et sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants qui nous ont accompagnés durant notre parcours universitaire.

Nous tenons aussi à remercier chaleureusement nos familles et nos amis pour leur soutien moral constant, qui nous a permis de surmonter les différentes difficultés rencontrées.

À vous tous, nous disons merci du fond du cœur

Dédicace

Dédicace

Je remercie en premier lieu DIEU tout puissant pour m'avoir accordé la puissance, la patience, le courage et la volonté de terminer ce modeste travail. Je tiens à remercier Mr ABABOU HABIB de la DRE Ain temouchent pour son aide, son encouragement, ses précieux conseils et sa disponibilité tout au long de ce travail. Je tiens à remercier mr pour avoir accepté d'encadrer ce travail et de m'avoir apporté ses connaissances et ses conseils précieux. Je tiens à remercier À mes chers professeurs Et je dédie ce travail ma mère et mes chère sœur et frères Enfin, je tiens aussi à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Merci à tous et à toutes

BENICHOU ZINE DINE

Dédicace

Dédicace

C'est avec un cœur plein de joie que je dédie ce modeste travail :

Aux deux bougies qui ne s'allument rien que pour éclaircir

Mon chemin ; Ma très chère mère exemple de courage et Mon très
cher Père mon exemple de sagesse. Je prie Dieu le tout puissant de les
protéger du mal et de les récompenser.

A mon adorable frère

A mes très chères sœurs

A tous mes amis

Je suis profondément reconnaissant pour votre soutien constant qui a
été déterminant dans la réussite de ce projet cruciale

FRIFR MOHAMED

Résumé

Ce mémoire vise à étudier et analyser le projet de transfert des eaux dessalées à partir de la station de pompage d'Aouebelil vers un réservoir de stockage d'une capacité de 1000 m³, dans le but d'améliorer l'approvisionnement en eau potable de la commune d'Aouebelil.

Le travail aborde différents types d'adduction (gravitaire, refoulement, mixte), les calculs techniques (diamètre économique, pertes de charge, hauteur manométrique), ainsi que les composants des stations de pompage.

Une étude détaillée de la zone (géographie, population, climat, infrastructure, ressources hydriques) a été réalisée avec une estimation des besoins futurs jusqu'en 2052.

Ce projet constitue une contribution importante à l'amélioration des services hydrauliques dans la région, en s'appuyant sur des sources scientifiques fiables.

Mots clés : eaux dessalées, adduction, gravitaire, refoulement, station de pompage, pression

الملخص:

هدف هذا المذكرة إلى دراسة وتحليل مشروع نقل المياه المحلاة من محطة الضخ "أوبليل" إلى خزان تخزين بسعة 1000 متر مكعب، بهدف تحسين توفير مياه الشرب لبلدية أوبليل.

يتناول العمل أنواعاً مختلفة من جر المياه (بالجاذبية، الضخ، أو المختلط)، والحسابات التقنية (القطر الاقتصادي، فقدان الضغط، الارتفاع المانومتري)، بالإضافة إلى مكونات محطات الضخ.

تم إجراء دراسة تفصيلية للمنطقة (الجغرافيا، السكان، المناخ، البنية التحتية، الموارد المائية) مع تقدير للاحتياجات المستقبلية حتى عام 2052.

يشكل هذا المشروع مساهمة مهمة في تحسين الخدمات الهيدروليكية في المنطقة، مع الاعتماد على مصادر علمية موثوقة.

الكلمات المفتاحية: مياه محلاة، جر المياه، الجاذبية، ضخ، محطة ضخ، ضغط

Abstract

This thesis aims to study and analyze the project of transferring desalinated water from the Aouebelil pumping station to a storage reservoir with a capacity of 1000 m³, in order to improve the supply of drinking water to the Aouebelil municipality.

The work addresses different types of water conveyance (gravity, pressurized, or mixed), technical calculations (economic diameter, head loss, manometric height), as well as the components of pumping stations.

A detailed study of the area (geography, population, climate, infrastructure, water resources) was conducted, with an estimation of future needs up to 2052.

This project represents a significant contribution to improving hydraulic services in the region, relying on credible scientific sources.

Keywords: desalinated water, water conveyance, gravity, pumping, pumping station, pressure.

Sommaire

Sommaire

Remerciement	2
Dédicace	3
Dédicace	4
Résumé	5
Sommaire.....	7
Nomenclatures	11
Liste des tableaux	12
Liste des figures.....	13
Introduction générale.....	15
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	1
Introduction.....	1
I.1. Type d'adduction.....	1
I.1.1. Adduction gravitaire.....	1
I.1.2. Adduction par refoulement.....	2
I.1.3. Adduction mixte.....	3
I.1.4. Adduction sans charge	3
I.2. Éléments économiques	3
I.2.1. Frais d'amortissement	3
I.2.2. Frais d'exploitation	4
I.3. Calculs hydrauliques	4
I.3.1. Calcul de la HMT (Hauteur Manométrique Totale).....	4
I.3.2. Puissance absorbée par la pompe	4
I.3.3. Energie consommée par la pompe	5
I.3.4. Coût d'exploitation.....	5
I.4. Charge hydraulique	5

Sommaire

I.4.1. Perte de charge linéaire	6
I.4.2. Perte de charge singulaire.....	6
I.4.3. Calcul le coefficient de perte de charge	6
I.5. Position de la ligne piézométrique	7
I.6. Stations de pompage d'eau.....	11
I.6.1. Pompes centrifuges.....	11
I.6.2. Critères d'implantation.....	12
I.6.3. Association des pompes	12
I.6.4. Courbes caractéristiques des pompes	13
I.6.5. Points de fonctionnement des pompes	14
I.7. Réservoirs.....	16
I.7.2. Emplacement des réservoirs.....	17
I.7.3. Détermination de la capacité de réservoir	17
I.7.4. Qualité de l'eau dans les réservoirs	19
I.8. Techniques d'assemblage	23
I.8.1. Electro-soudage	23
I.8.2. Soudage bout à bout	24
I.9. Accessoires hydrauliques	26
I.9.1. Robinets vannes.....	26
I.9.2. Vannes papillons.....	28
I.9.3. Vannes de décharge.....	28
I.9.4. Ventouses	28
I.9.5. Vanne réductrice de pression	31
I.9.6. By-pass	33
I.9.7. Crépines.....	33
I.9.8. Joints de raccordement	33
I.9.9. Tés	33
I.9.10. Manchons	34

Sommaire

I.9.11. Brise charge.....	34
I.10. Phénomène du Coup de bélier.....	36
I.10.1. Définition du phénomène du coup du bélier	36
I.10.2. Les Causes du coup du bélier	36
I.10.3. Conséquence du coup du bélier.....	37
Conclusion.....	38
CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE DETUDE.....	40
INTRODUCTION	40
II-1/ SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	40
II-2 DEMOGRAPHIE	41
II-3 LE CLIMAT	41
II-4 RESEAU ROUTIER	45
II.5 RESEAU ELECTRIQUE	45
II.6 SITUATION DE L' ALIMENTATION EN EAU POTABLE	45
II.7 SITUATION DE L' ASSAINISSEMENT	48
CHAPITRE III.....	49
BESOINS EN EAU	49
CHAPITRE III : BESOINS EN EAU	50
III -1. Estimation de la population à l'horizon d'étude	50
III -2.Choix de la dotation	51
III -3-Consommation moyenne journalière	51
III -4- Evaluation des besoins en eau.....	51
III -4- 1. Majoration des besoins au futur	51
III .4. 2 - Besoins domestiques	52
III .4. 3 - Besoins des équipements.....	52
III -5-Variation de la consommation journalière	53
III .5. 1- Coefficient d'irrégularité journalière maximum	53
III .5.2 - Coefficient d'irrégularité minimum journalier.....	53

Sommaire

III-3-3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)	54
III-3-4 / Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)	55
III-4/ Détermination des débits horaires	56
III-4-1 / Débit moyen horaire	56
III-4-2 / Détermination du débit maximum horaire	56
III-4-3 / Détermination du débit minimum horaire	57
CHAPITRE IV	58
ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE	58
CHAPITRE IV :ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE	59
Introduction.....	59
IV-1. QUELQUESNOTIONS SUR L'ADDUCTION.....	59
IV-1-1. Choix du tracé.....	59
IV-1-2 Tracé et dimensionnement d'une adduction	59
IV-1-3 Etude technico-économique de l'adduction.....	60
IV-1-3-1 refoulement.....	60
IV-1-3-2 Choix de la variante.....	66
IV-1-3-3Dimensionnement	66
Conclusion	70
Conclusion générale	73
Annexes	74
References	79

Nomenclatures

Nomenclatures

Symbole	Unité	Description
Q	m ³ /s ou L/s	Débit volumique
HMT	m	Hauteur Manométrique Totale
D	mm ou m	Diamètre de la conduite
V	m/s	Vitesse de l'eau dans la conduite
J	m/m	Pente de perte de charge
g	m/s ²	Accélération de la pesanteur (9.81)
η	% ou fraction	Rendement de la pompe
P	kW	Puissance requise
CHW	-	Coefficient de Hazen-Williams
ε	mm	Rugosité absolue de la conduite
Re	-	Nombre de Reynolds
Kmax,h	-	Coefficient d'irrégularité maximale horaire
Kmin,h	-	Coefficient d'irrégularité minimale horaire

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau 1 : Populations de Aouebllil.....	41
Tableau 2 : Répartition Mensuelle des températures moyenne Station d'Es-Senia.....	41
Tableau 3 : Répartition Mensuelle des précipitations Station d' Es-Senia	42
Tableau 4 : Série de la pluie journalière maximale	43
Tableau 5 : Normales d'Evaporation Potentielle enregistrées dans la région d'étude.....	44
Tableau 6 : Moyennes des vents (1990-2005).....	44
Tableau 7 : Humidités mensuelles (1990-2021).....	45
Tableau 8 : Puits.....	46
Tableau 9 :Forage	47
Tableau 10 : Les sources	47
Tableau 11 : Répartition de la population à l'horizon d'étude	50
Tableau 12 : Besoins domestiques.....	52
Tableau 13 : Besoins des équipements	52
Tableau 14 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière	54
Tableau 15 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	55
Tableau 16 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	55
Tableau 17 : Calcul de la HMT pour les diamètres 200,250 et 350 mm Acier PN 20.....	67
Tableau 18 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-R1000m3.....	68
Tableau 19 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-R1000m3.....	68
Tableau 20 : Bilan du tronçon SP-R1000m3.....	69
Tableau 21 : de la fiche technique réelle du projet « station de pompage à Aouebllil ».....	71

Liste des figures

Liste des figures

Figure 1 : la ligne piézométrique d'une conduite gravitaire normal [6].....	8
Figure 2 : la ligne piézométrique si la conduite passe au-dessus de la ligne piézométrique AA'	8
Figure 3 : la ligne piézométrique en Si la conduite s'élève au-dessus de la ligne.....	9
Figure 4 : Ligne piézométrique en cas la forme de la conduite est toujours située au- dessous de l'horizontale passant par A	10
Figure 5 : Ligne piézométrique en cas la conduite a un tronçon au-dessus de.....	10
Figure 6 : exemple de corrélation de débit [7].....	13
Figure 7 : Exemple de corrélation de rendement [7]	13
Figure 8 : Exemple de corrélation de l'NPSH [7]	14
Figure 9 : Exemple de corrélation de puissance	14
Figure 10 : exemple d'un point de fonctionnement d'une installation [6].	16
Figure 11 : composition volumique d'un réservoir de stockage [14]	18
Figure 12 : les équipements de réservoir semi enterrée [7]	22
Figure 13 : électro-soudage (16).....	23
Figure 14 : Plaque chauffante [15].	24
Figure 15 : les phase de soudage bout à bout.....	25
Figure 16 : Robinets vanne à opercule [17].	28
Figure 17 : Robinets vanne papillon [17]	28
Figure 18 : Ventouse a fonction unique [18].	29
Figure 19 : Ventouse à trois fonctions [18]	30
Figure 20 : Manomètre	31
Figure 21 : composition de la vanne réductrice de pression [17].	32
Figure 22 : la vanne réductrice de pression [17].....	32
Figure 23 : brise charge avec jet débouchant l'air libre [19].....	34
Figure 24 : brise charge avec contre poids liquide [19].....	35

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale et stratégique, particulièrement dans les régions où les conditions climatiques entraînent un stress hydrique permanent. Face à la raréfaction des ressources en eau douce, la désalinisation de l'eau de mer s'impose comme une alternative fiable et durable. En Algérie, plusieurs stations de dessalement ont été mises en place pour répondre à la demande croissante en eau potable.

Ce mémoire s'inscrit dans ce contexte et porte sur le transfert des eaux dessalées à partir de la station de pompage d'Aouebelil vers un réservoir de stockage de 1000 m³.

L'objectif principal est d'analyser et d'optimiser le système de transfert en tenant compte des aspects techniques, hydrauliques et énergétiques.

À travers cette étude, nous avons effectué une analyse du fonctionnement de la station de pompage, des équipements utilisés, ainsi qu'une estimation des pertes de charges et des besoins en puissance. Le travail s'appuie sur des données collectées lors d'un stage technique au sein de la station STP4.

Ce travail se veut à la fois technique et pratique, et constitue une contribution modeste à la réflexion sur la gestion durable de l'eau dans les zones à forte demande.

CHAPITRE I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques qui permettent d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

Ce chapitre a pour but le dimensionnement des conduites et la détermination du type de matériaux propices, qui servent à transporter l'eau vers le secteur concerné.

I.1. Type d'adduction

I.1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction

Dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage

D'arrivée.¹

Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

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

$$h_p^{lin} = \lambda \frac{L.V^2}{2g.D} \dots \dots \dots (I - 1)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite.
- L: longueur de la conduite (m) ;
- V : la vitesse en (m/s) ;
- D: diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ; ➤ g : accélération de la pesanteur (9,81m/s²).

¹ Mays, L. W. (2019). *Water Resources Engineering* (3rd ed.). Wiley.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires, $\Delta H_t = 1,15\Delta H_p^{lin}$ On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire.

I.1.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans une conduite de refoulement. [4]

Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées.

En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

Par contre si le diamètre augmente, la vitesse diminue, les pertes de charges diminuent, l'énergie dépensée par la station diminue et le coût de la construction du tuyau augmente.

Il est donc intuitif qu'il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant en première approche à partir des relations suivantes [1] :

➤ Formule de BRESS

$$D = 1,5\sqrt[3]{Q} \dots \dots \dots (I - 3)$$

➤ Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (I - 4)$$

Avec :

- Q : débit à élever en (m³/s).
- D : diamètre économique en (m).

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

I.1.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse.

Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir Tampon.

I.1.4. Adduction sans charge

C'est la méthode de transport à pression atmosphérique, son choix est déterminé selon :

- Une topographie permettant un écoulement gravitaire.
- Une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible, pour permettre de garder l'écoulement fluvial. [3]

I.2. Éléments économiques

I.2.1. Frais d'amortissement

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement :²

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

$$F_{am} = Prc \cdot A \cdot [DA] \dots \dots \dots (I - 5)$$

Avec :

- Prc: prix de la conduite en (DA), (prix de la canalisation et le prix de tassement au m.L).
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots \dots \dots (I - 6)$$

- i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %
- n : nombre d'années d'amortissement.

² AWWA (2022). *Water Transmission and Distribution* (5th ed.). American Water Works Association.

I.2.2. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (H) engendrées dans les conduites, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales correspondant à chaque canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations [1].

I.3. Calculs hydrauliques

Calculs hydrauliques³

I.3.1. Calcul de la HMT (Hauteur Manométrique Totale)

□ La hauteur manométrique totale est la somme de pertes et de la hauteur géométrique [1].

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \dots \dots \dots (I - 7)$$

Avec :

- H_g : la hauteur géométrique
- H_a : pertes de charge à l'aspiration
- H_r : pertes de charge au refoulement

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$H_s = 0,15 \square H_l \dots \dots \dots (I - 8)$$

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$H_t = H_l + H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = H_l + 0,15 \square H_l$$
$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \square H_l$$

I.3.2. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho \cdot Q \cdot HMT}{1000} \dots \dots \dots (I - 9) \text{ (Kwatt)}$$

³ Munson, B. R., Young, D. F., & Okiishi, T. H. (2021). *Fundamentals of Fluid Mechanics*. Wiley.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Avec :

- n : rendement de la pompe en (%).
- Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s).
- g : pesanteur (9.81 m/s²).

I.3.3. Energie consommée par la pompe

L'Energie consommée par la pompe est définie par la formule suivant [1] :

$$E = P \cdot t \cdot 365.25 \dots \dots \dots (I - 10) [\text{Kwh}]$$

Avec :

- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ;
- P : puissance de la pompe en (kW).

I.3.4. Coût d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante [1] :

$$F_{ex} = E \cdot e [\text{DA}] \dots \dots \dots (I - 11)$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe en (Kw H))
- e : prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

I.4. Charge hydraulique

Rappelons que la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par [1]:

$$H = a \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z \dots \dots \dots (I - 12)$$

Avec :

- ρ : Masse volumique du fluide [kg/m³], ➤ g : l'accélération de la pesanteur [m/s²],
- Z : la hauteur à laquelle se trouve le fluide [m],
- P : La pression statique [Pa]
- V : La vitesse du fluide [m/s].

➤ A: coefficient de correction de la vitesse

I.4.1. Perte de charge linéaire

Rappelons que les pertes de charge linéaire (en m) dans une conduite quelconque est définie par⁴.

$$h_p^{\text{lin}} = \lambda \frac{L \cdot V^2}{2g \cdot D} \dots \dots \dots (I - 13)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite
- L: longueur de la conduite (m) ;
- V : la vitesse en (m/s) ;
- D: diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ; ➤ g : accélération de la pesanteur (9,81m/s²).

I.4.2. Perte de charge singulaire

Rappelons que les pertes de charge singulaire (en m) dans une conduite quelconque est définie par [5].

$$h_p^{\text{sing}} = k \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (I - 14)$$

Avec :

- k: Coefficient de singularité.

I.4.3. Calcul le coefficient de perte de charge

La détermination de λ a été déterminée par la formule de CALEBROOK [1].

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,52}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (I - 15)$$

⁴ Chaurasia, D., & Tiwari, A. K. (2023). *Hydraulic Structures and Water Resources Engineering*. Springer.

Avec :

- K : rugosité de la conduite (mm);
- $Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$ nombre de Reynolds ;
- ν : viscosité cinématique de la fluide (m²/s);

Ou par la formule de Nikuradzé

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{\epsilon}{D}))^{-2} \dots \dots \dots (I - 16),$$

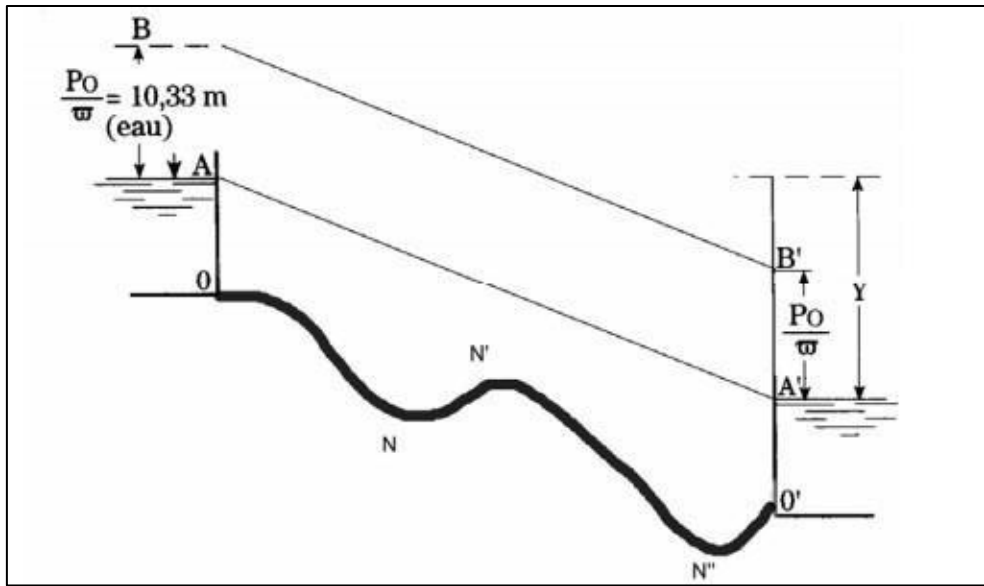
I.5. Position de la ligne piézométrique

L'aligne piézométrique correspondant aux pression relatives est représentée approximativement par la droite AA' (On a négligé les pertes de charges dues à l'entrée et à la sortie des réservoirs. La ligne piézométrique BB' correspond aux pressions absolues (Pa/ϖ = 10.33m)⁵ .

⁵ Mays, L. W. (2018). *Urban Water Supply Handbook*. McGraw-Hill.

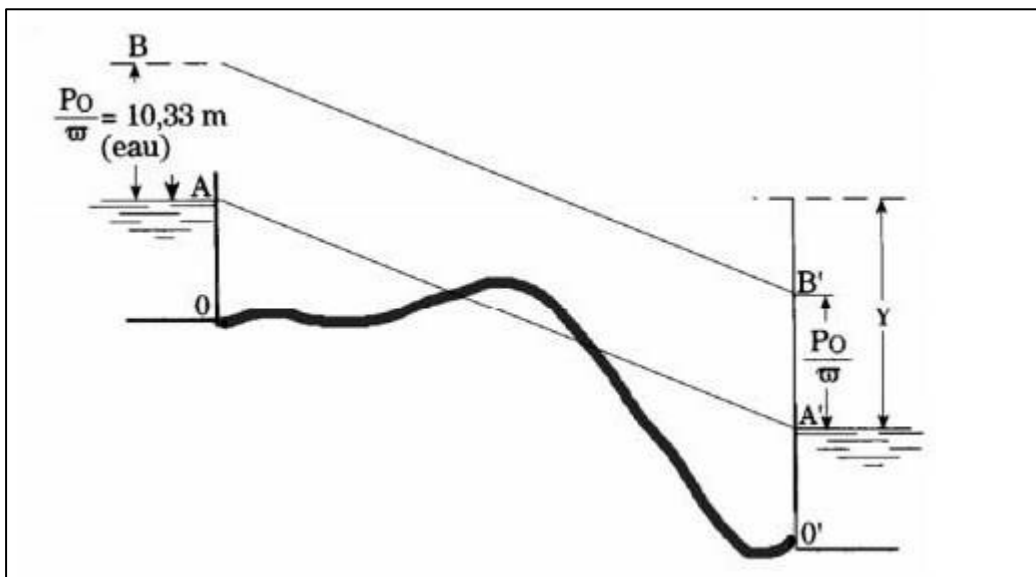
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 1: la ligne piézométrique d'une conduite gravitaire normal [6]



Si la conduite toute entière est située au-dessous de AA', la pression dépasse la pression atmosphérique. Cette hypothèse correspond à une situation normale. Il faut prévoir des ventouses aux points les plus élevés pour la sortie de l'air accumulé et des décharges de fond N et N'' pour la vidange et le nettoyage.

Figure 2 : la ligne piézométrique si la conduite passe au-dessus de la ligne piézométrique AA'



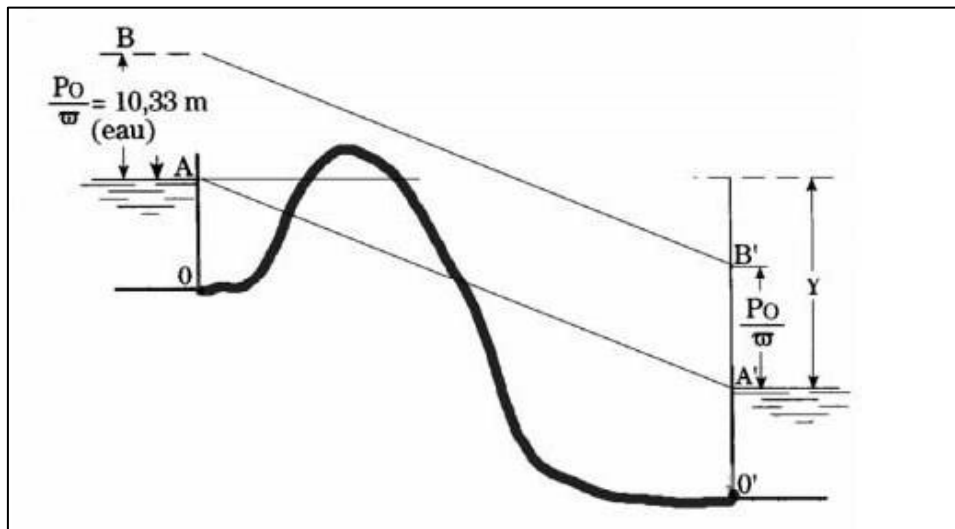
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans ce cas, on doit éviter les zones en dépression ; en effet, une fente éventuelle facilitera l'entrée de corps étrangers et peut contaminer l'eau. La pose d'une ventouse normale est contre indiquée, étant donné qu'elle permettrait.

L'entrée de l'air et provoquerait en conséquence, une réduction de débit. Dans la majorité des cas, on évite ce type de tracé.

Figure 3 : la ligne piézométrique en Si la conduite s'élève au-dessus de la ligne

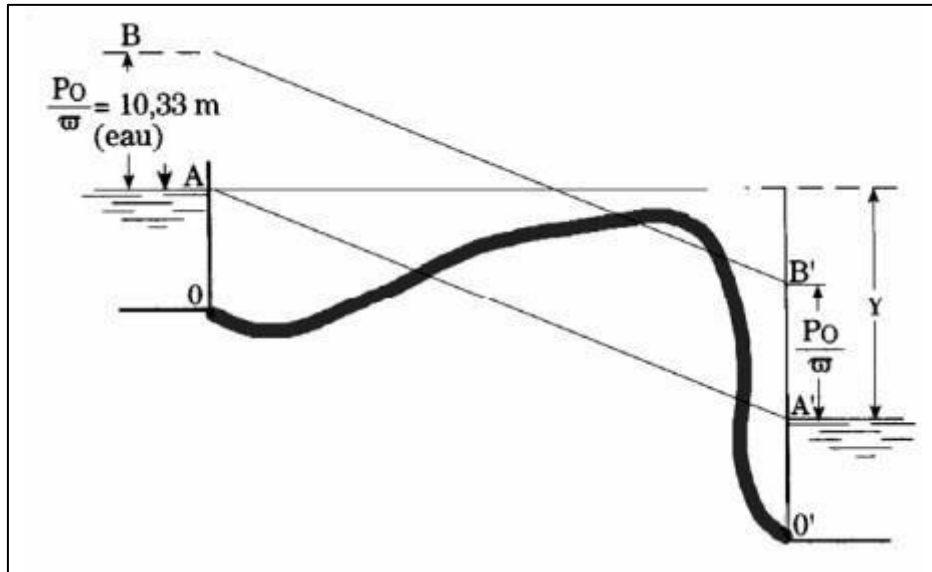
Horizontale qui passe par A



Dans ce cas, il n'y aura écoulement que si toute la conduite a été remplie d'eau au préalable (effets de siphonage).

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 4 : Ligne piézométrique en cas la forme de la conduite est toujours située au-dessous de l'horizontale passant par A

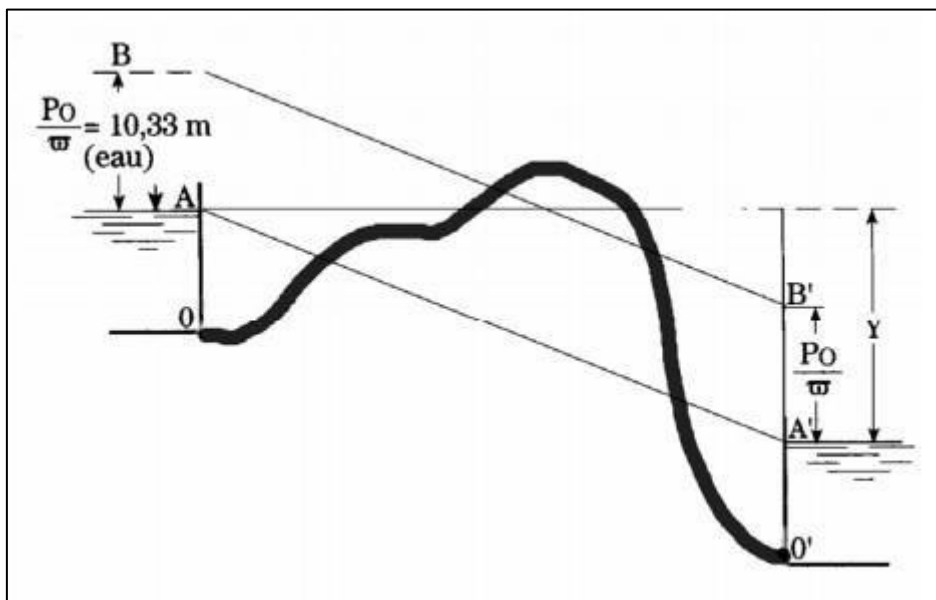


Si la forme de la conduite est toujours située au-dessous de l'horizontale passant par A, mais dépassant BB', l'écoulement se fait sans siphonage.

Cependant, la pression est nulle pour la partie située au-dessus de BB' : il y a cavitation. L'écoulement se fait avec une section partiellement pleine et le débit diminue.

Les dégagements d'air et de vapeur d'eau dans les régions de forte dépression rendent l'écoulement irrégulier.

Figure 5 : Ligne piézométrique en cas la conduite a un tronçon au-dessus de l'horizontale passant par A [6].



Dans ce cas, il faudrait amorcer le siphon, l'écoulement se ferait en section partiellement pleine et de façon très irrégulière. Si la conduite dépasse la cote B, il est impossible d'amorcer l'écoulement.

I.6. Stations de pompage d'eau

Stations de pompage sont des installations, y compris les pompes et équipements pour le pompage de liquides d'un endroit à l'autre. Ils sont utilisés pour une variété d'infrastructures systèmes, tels que l'approvisionnement en eau de canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées aux sites de transformation [7].

I.6.1. Pompes centrifuges

Sont composées d'une roue à aubes qui tourne autour de son axe, d'un Stator constitué au centre d'un distributeur qui dirige le fluide de manière adéquate à l'entrée de la roue, et d'un collecteur en forme de spirale disposé en sortie de la roue appelé volute.

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

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

Principe de fonctionnement :

A théorie de fonctionnement des pompes centrifuges montre qu'entre l'entrée et la sortie de la roue, l'énergie mécanique totale de la veine liquide est augmentée. Cette augmentation provient :

- D'une part d'un accroissement de l'énergie de pression (potentielle),
- D'autre part d'un accroissement de l'énergie cinétique.

Cette dernière est transformée en énergie de pression par un ralentisseur progressif qui est obtenu par une pièce selon le cas un diffuseur fixe et le colimaçon appelé la volute.

Cette volute se termine par un cône divergent qui contribue encore à ralentir la vitesse du fluide et, partant, à récupérer sous forme de pression l'énergie cinétique correspondante.

Les pompes centrifuges sont composées d'une roue à aubes qui tourne de son axe, d'un stator constitué au centre d'un distributeur qui dirige le fluide de manière adéquate à l'entrée de la

roue, et d'un collecteur en forme de spirale disposé en sortie de la roue appelé volute. Le fluide arrivant par l'ouïe et dirigé vers la roue en rotation qui sous l'effet de la force centrifuge lui communique de l'énergie cinétique. Cette énergie cinétique est transformée en énergie de pression dans la volute. Un diffuseur à la périphérie de la roue permet d'optimiser le flux sortant et ainsi de limiter les pertes d'énergie [12] SAAD BENNIS livre hydraulique et hydrologie école de technologie supérieure

I.6.2. Critères d'implantation

Critères de l'emplacement de la station de pompage les stations pompage sont installées selon les critères suivants [10] :

- Éviter les zones instables (sismiques et inondables),
- Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage est de 30 km),

Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

- Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
- Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier. (Bitume),
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de la plateforme de 0,15 à 0,5m.

Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement :

I.6.3. Association des pompes

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

➤ **Pompes en série** : Lorsque les pompes sont en série, il faut ajouter la hauteur manométrique. On retrouve ce cas dans les pompes multicellulaires.

I.6.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue, au nombre de quatre :

- La courbes débit-hauteur $[H-Q]$: qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.
- La courbes du rendement $[\eta_p - Q]$: qui exprime le rendement de la pompe pour différents débits.
- La courbes des puissances absorbées pour les différents débits $[P_{abs} - Q]$.
- La courbes des $(NPSH)_r$ pour différents débits $[(NPSH)_r - Q]$.

Figure 6 : exemple de corrélation de débit.

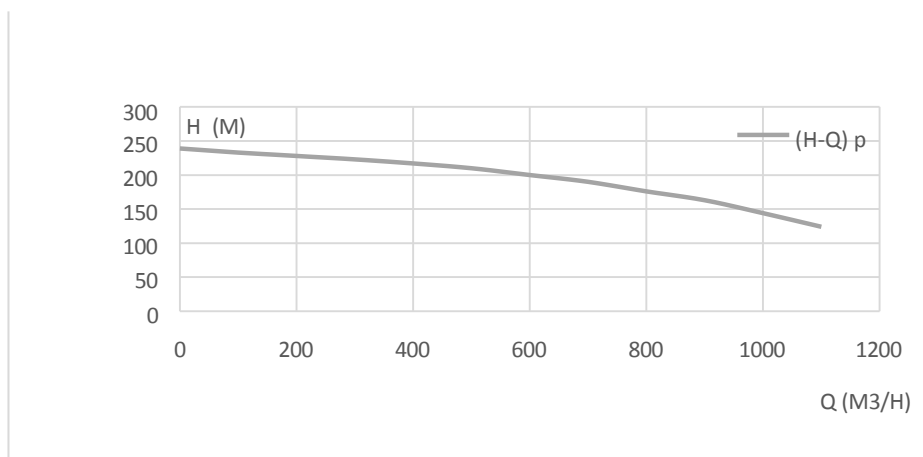


Figure 7 : Exemple de corrélation de rendement

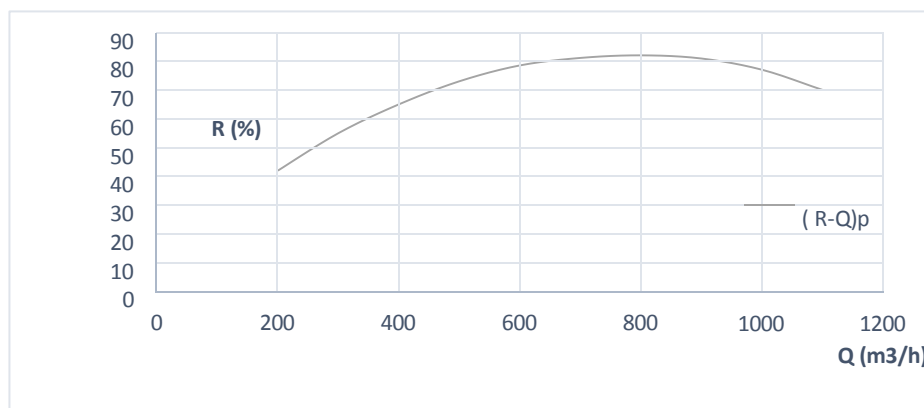


Figure 8 :Exemple de corrélation de l’NPSH [7]

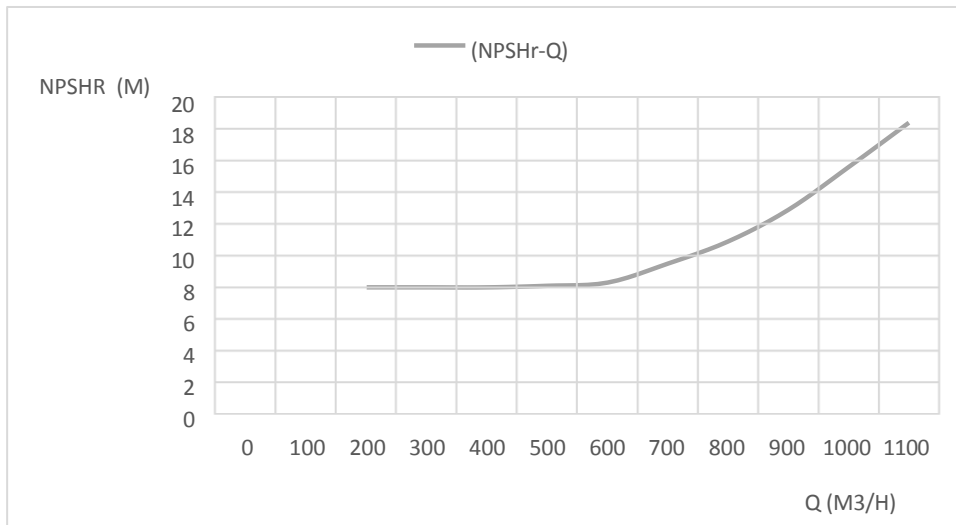
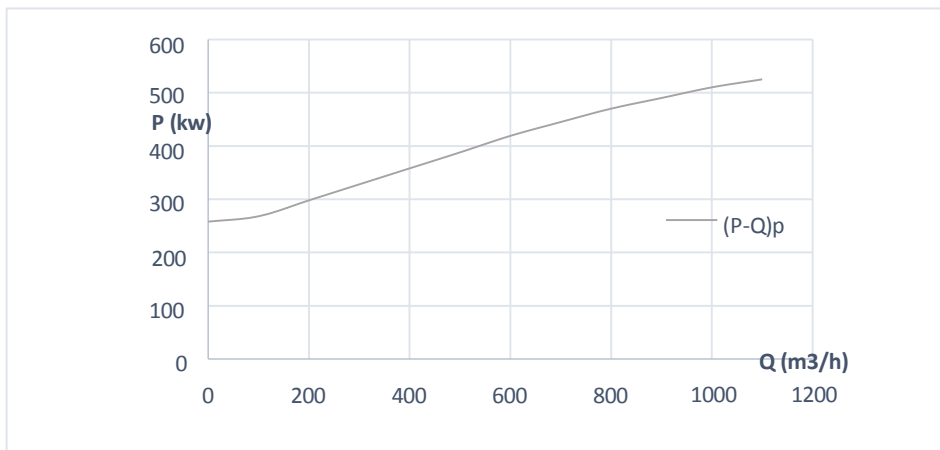


Figure 9 : Exemple de corrélation de puissance.



I.6. 5. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement détermine exactement les caractéristiques de la pompe, Chaque station de pompage à un point de fonctionnement « A », le point « A » est obtenu par l’intersection de la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_p$ et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), $(H-Q)_c$ avec [10] :

- $(H-Q)_p$: donnée par le constructeur de la pompe,
- $(H-Q)_c$: déterminer par l’utilisateur, est déterminé par les calculs :

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

$$H_c = H_g + \sum h_i \dots \dots \dots (I - 17)$$

Avec :

➤ Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$h_t = (1,1 \text{ à } 1,15) \times \Delta h_p^{\text{lin}} \dots \dots \dots (I - 18)$$

Avec :

➤ h_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$h_p^{\text{lin}} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L_{\text{ref}} \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_{\text{ec}}^5} \dots \dots \dots (I - 19)$$

Avec :

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

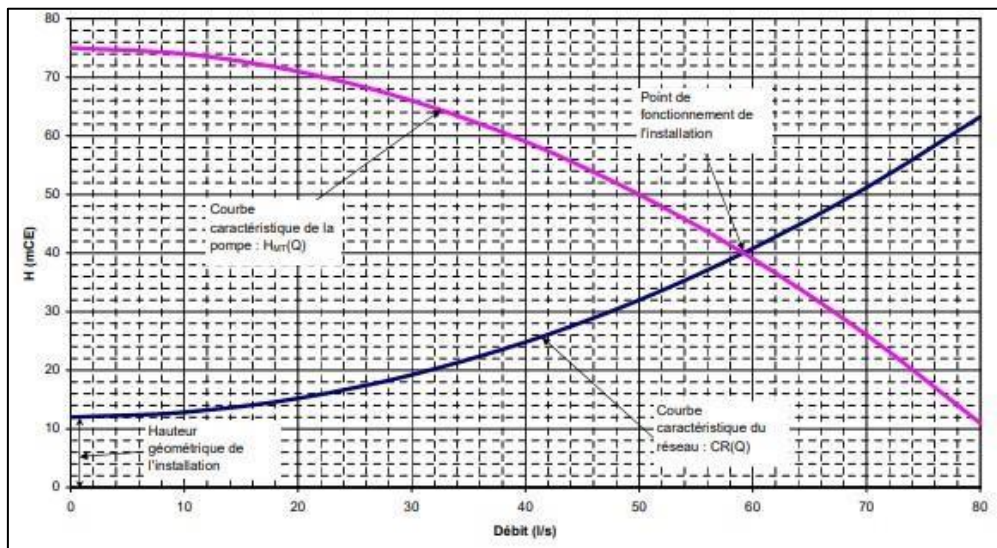
➤ L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

➤ Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

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

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

Figure 10 : exemple d'un point de fonctionnement d'une installation [6].



I.7. Réservoirs

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Cet ouvrage est aménagé pour contenir de l'eau soit pour la consommation publique, ou pour l'industrie

Le rôle du réservoir est :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendantes heures de pointes).
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer une réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

Caractéristiques du réservoir :

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

- **La résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Etanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.

- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau. [6]

Les réservoirs au sol :

Si le terrain d'implantation du réservoir est favorable pour assurer la distribution gravitaire, celui-ci est posé directement sur le sol comme il peut être enterré ou semi-enterré. Leur volume peut être très important ; les réservoirs enterrés et semi enterrés ont l'avantage de limiter l'influence de la température extérieure. [7]

Les réservoirs surélevés (château d'eau) :

Ils sont souvent installés dans des zones très plates, leur volume est généralement réduit par rapport aux besoins journaliers. Ils assurent la distribution d'eau de manière gravitaire, constitués d'une cuve montée sur une tour ou sur des piliers (poteaux).

I.7.2. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.

I.7.3. Détermination de la capacité de réservoir :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer [14] :

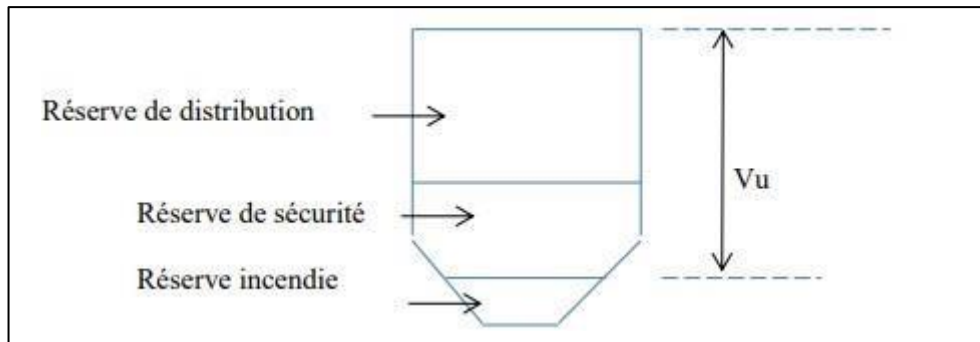
- La méthode analytique.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

- La méthode graphique

La réserve de distribution, la réserve de sécurité et la réserve incendie. La capacité de stockage sur les réseaux de distribution est comprise au minimum entre 25% et 50% de la consommation journalière de pointe, exclue la réserve incendie.

Figure 11 : composition volumique d'un réservoir de stockage.



La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera [6] :

$$V_u = \frac{P(\%)*Q_{max,j}}{100} \dots \dots \dots (I - 26) \quad (m^3)$$

Avec :

- V_u : volume utile (m^3) ;
- P (%) : fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.
- Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \dots \dots \dots (I - 27)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé [14].

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

I.7.4. Qualité de l'eau dans les réservoirs

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir il convient :

- D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés,
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins, ...etc.)

Le réservoir doit être équipé [14] :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- Une conduite de départ ou de distribution.
- Une conduite de vidange.
- Une conduite de trop-plein.
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduite by-pass.
- Du système de matérialisation d'incendie

Eau en Algérie (application sur l'agglomération de Sétif), mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, département génie de l'eau, école nationale supérieure de l'hydraulique, Blida, Algérie.

Conduite d'arrivée :

Conduite d'arrivée Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leur partie sont en bronze ou en métal inoxydable.⁶

⁶A. Dupont : « Hydraulique urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-élévation et distributions des eaux, Edition Eyrolle 1979

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduit (5)

5 Dupont : « Hydraulique urbaine », Tome II : Ouvrage de transporte-élévation et distributions des eaux, Edition Ayrolle 1979

Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas.

Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger⁷

Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement au conduite trop-plein, le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable

Conduite by-pass :

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

- Isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge. [5]

⁷Dupont : « Hydraulique urbaine », Tome II : Ouvrage de transporte-élévation et distributions des eaux ,Edition Ayrolle 1979

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Système de matérialisation d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon⁸

Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.[5]

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie.

Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon. Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouvert. Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide de gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

⁸: A.Hamdani et M.Igroufa 2017 Mémoire de fin d'étude Master « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et périphérie, Tibouamocine, IghilNdjiber, Sidi Mouffouk etseddoukouadda », université de Bejaia

Alimentation des réservoirs :

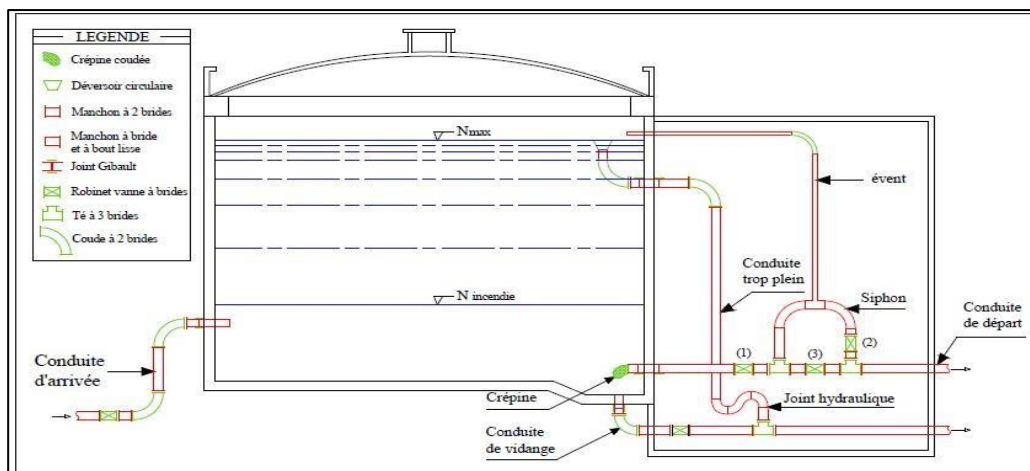
Réservoirs alimentés gravitairement :

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprise, possèdent à leurs entrées des obturateurs à Disques auto centreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge Résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume D'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

Réservoirs alimentés pas refoulement ;

- Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt.
- Des pompes et le niveau de remise en charge de ces dernières, ceci dans le but de limiter.
- Le nombre d'arrêts de mise en charge des pompes de la station d'alimentation.⁹
- Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

Figure 12 :les équipements de réservoir semi enterrée [7].



⁹I.Derbal2022 Mémoire de master Alimentation en eau potable du POS N°07 de la ville d'Oued Zenati, université de 08 Mai 194

I.8. Techniques d'assemblage

I.8.1. Electro-soudage

Principe de la technique : Cette technique consiste à réaliser des assemblages au moyen de raccords électro soudables (manchons, coudes, tés...).

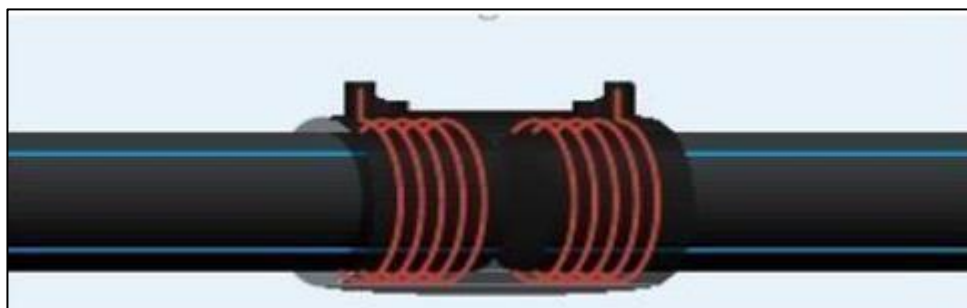
Un raccord en polyéthylène est dit électro soudable lorsqu'il contient une résistance électrique, introduite lors du processus d'injection.

Cette résistance est assortie de deux connecteurs électriques apparents sur la face extérieure du raccord. Ils permettent la liaison avec la machine de soudage.

Une fois reliée à une source d'énergie, cette résistance libère une chaleur suffisamment optimisée pour provoquer la fusion en surface des matières polyéthylène, celle du raccord et des deux tubes à assembler.

Après refroidissement, et donc fin du cycle, il y'aura constitution d'un assemblage cohérent assurant une étanchéité quasi parfaite. Cette technique est valable pour l'ensemble des diamètres sans exclusion.¹⁰

Figure 13 : électro-soudage (16)



¹⁰ALEXANDER G., 2012, Le groupe PROTEM un leader au service de la préparation à une soudure de haute qualité, Paris, France.<https://www.protem.fr/actualites/43-assemblage-de-tubes-bout-a-bout-les-differents-types-de-chanfreins-et-comment-les-realiser> consulté le (18/09/2021)

I.8.2. Soudage bout à bout

Le soudage bout à bout est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante, appelée miroir.

Ce procédé consiste à faire fondre la matière au niveau de la surface à souder, à mettre en contact les parties fondues pour en assurer le mélange intime et à laisser refroidir l'assemblage ainsi constitué.

A l'état fondu, les chaînes de polyéthylène des deux tubes mis en contact s'interpénètrent et, en se solidifiant, se figent dans cet état, procurant ainsi à la soudure une certaine solidité [15].

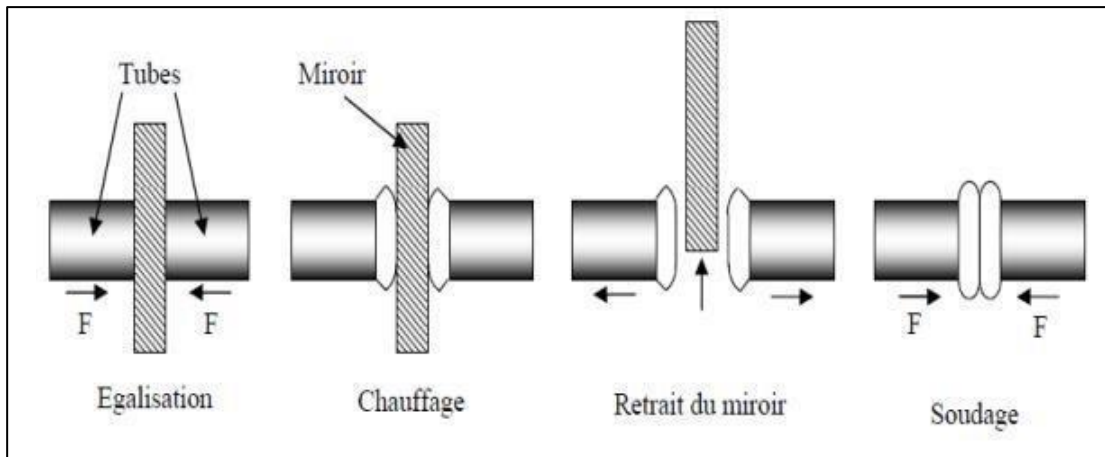
Figure 14 : Plaque chauffante [15].



Les étapes principales du soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout peut être divisé en quatre phases distinctes (figure II.11), bien représentées sur un diagramme temps– pression – température.

Figure 15 : les phase de soudage bout à bout



• **Phase 1 :**

Égalisation Cette étape a pour objectif de s'assurer que la totalité de la surface du tube est en contact avec le miroir chauffant. Les deux pièces à souder sont plaquées contre le miroir avec une certaine pression (0,18 MPa). Cette étape dure quelques secondes, le temps qu'une fine couche de polymère ait le temps de fondre. C'est ici que le cordon de soudure commence à se former.

• **Phase 2 :**

Chauffage Les deux tubes sont laissés en contact avec le miroir mais la pression appliquée est très faible, de l'ordre de 0,01 MPa, afin de s'assurer que les tubes restent en contact avec le miroir. Cette étape a pour but l'élargissement de la couche de polymère fondu, nécessaire au soudage. Le chauffage se termine lorsque l'on considère que l'épaisseur de polymère fondu obtenue est suffisante pour former une soudure de bonne qualité .

• **Phase 3 :**

Retrait du miroir Les tubes sont écartés du miroir afin de pouvoir le retirer. Sa durée doit être la plus courte possible pour limiter l'écoulement et le refroidissement du polymère fondu en contact avec l'air ambiant.

• **Phase 4 :**

Soudage C'est la dernière étape durant laquelle les deux tubes sont plaqués l'un contre l'autre avec une certaine pression que l'on maintient jusqu'à ce que la soudure se solidifie. Durant cette étape, la matière s'écoule latéralement donnant la forme définitive du bourrelet.

Avantages de soudage bout à bout :

Les avantages de soudage bout à bout sont:

- Pas d'achat de composants ou de faibles couts
- Utilisable sur les très gros diamètres pour des coûts très inférieurs aux raccords électro-soudage

I.9. Accessoires hydrauliques

Sans parler des joints et des pièces spéciales (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivant : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue. Installation de ces différents accessoires à pour but:

- Assurer un bon écoulement,
- Régulariser les pressions et mesurer les débits,
- Protéger la canalisation, ✓ Soutirage des débits.

I.9.1. Robinets vannes

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier) : l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants:

- Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc....)
- La pression nominale de conception
- Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Catégories de vannes :

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques:

- **Par la taille** : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- **Par la fonction** : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc;
- **Par le principe d'obstacle au débit employé** : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois voies, vanne guillotine, etc. ;
- **Par le système de commande** : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

- Vanne à opercule ou à passage direct
- Vanne à clapet ou robinet à soupape
- La vanne à boule ou à boisseau sphérique
- Vanne à boisseau conique
- Vanne papillon
- Vanne guillotine
- Vanne à piston
- Vanne à cage
- Vanne à membrane
- Vannes spéciales [7].

Robinet vanne à coin (à opercule) :

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, au côté d'aspiration de chaque pompe, est-elle est préférable de l'installe à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement.

Figure 16 : Robinets vanne à opercule.



I.9.2. Vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge. Généralement utilisé à la sortie des réservoirs.

Figure 17 : Robinets vanne papillon.



I.9.3. Vannes de décharge

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

I.9.4. Ventouses

Il existe deux types de ventouse:

- a) **Ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- b) **Ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Dans les ventouses il est nécessaire de respecter des rapports d'ouverture de l'orifice et de diamètre de l'adduction.

La ventouse s'ouvrant en grand instantanément (dès que la bille se décolle) et se fermant avec quasiment la même rapidité, le risque de coup de bélier est important. Il est donc conseillé un rapport de 1/50 entre la section de la purge et la section de l'adduction.

Ceci est moins vrai pour les purges manuelles équipées d'un simple robinet dont la fermeture et l'ouverture très progressives de l'orifice de purge évitent ainsi les risques de coup de bélier.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement [18].

Figure 18 : Ventouse a fonction unique [18].

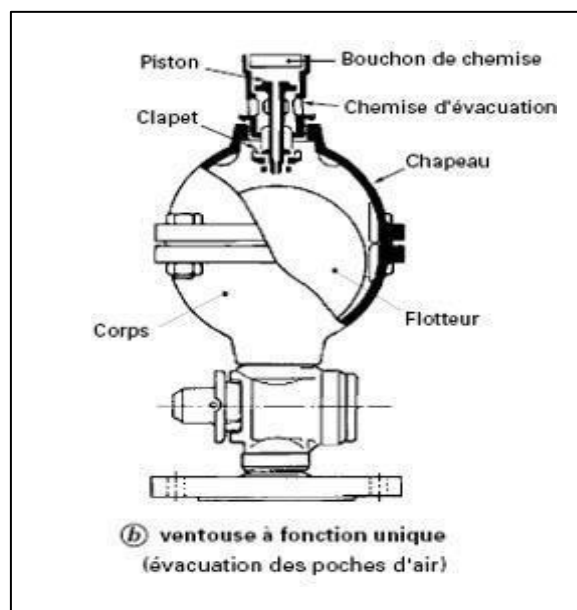
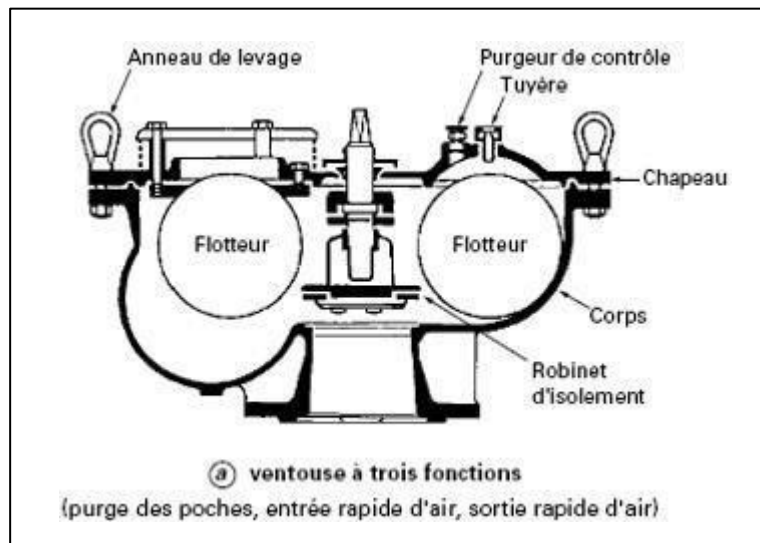


Figure 19 : Ventouse à trois fonctions [18].



Organes de mesure :

Dans notre projet on place ces organes à la sortie et à l'entrée des réservoirs ainsi qu'à l'entrée du réseau pour mesurer les pressions et les débits.

d.1 Mesure de débit : Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle

On utilise ces appareils à la rentrée et la sortie des réservoirs et à l'entrée du réseau Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

- Manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

Figure 20 : Manomètre



I.9.5. Vanne réductrice de pression

- Dans le réducteur de pression, deux forces s'opposent : celle du ressort de tarage (1), Et celle de l'eau du réseau aval sur la membrane souple (2).
- En cas d'écoulement d'eau, la pression dans le logement diminue et le ressort repousse la membrane souple. Cette action provoque l'ouverture du clapet (3), situé au niveau du corps en bronze (4).
- Si l'eau est fermée la pression dans le logement remonté jusqu'à l'équilibre des forces qui entraîne la fermeture du clapet.
- Le réglage de la pression désirée s'effectue avec la vis (5) qui comprime plus ou moins plus ou moins le ressort.
- Le raccordement de manomètres (6) permet de vérifier la pression aval [7].

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 21 : composition de la vanne réductrice de pression [17].

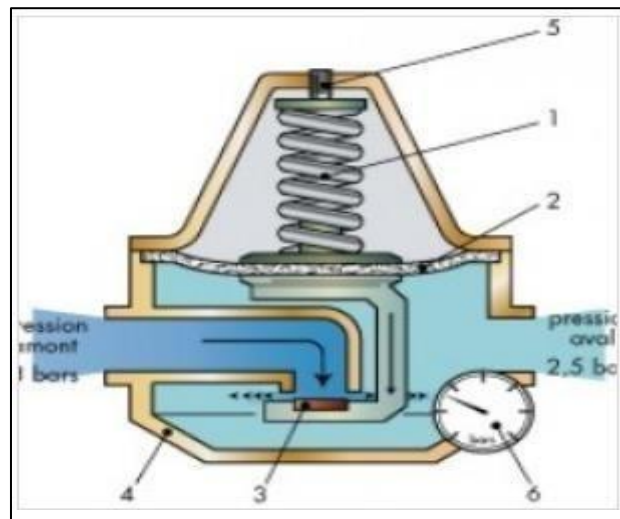


Figure 22 : la vanne réductrice de pression [17].



I.9.6. By-pass

Les by pass est utilisé pour [7] :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ; ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

I.9.7. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs [7]

I.9.8. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont [7] :

- Le joint automatique ;
- Le joint GIBault ;
- Le joint verrouille ;
- Les joints mécaniques ;
- Le joint à brides (fixe ou orientable).

I.9.9. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire.

Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et bride [7].

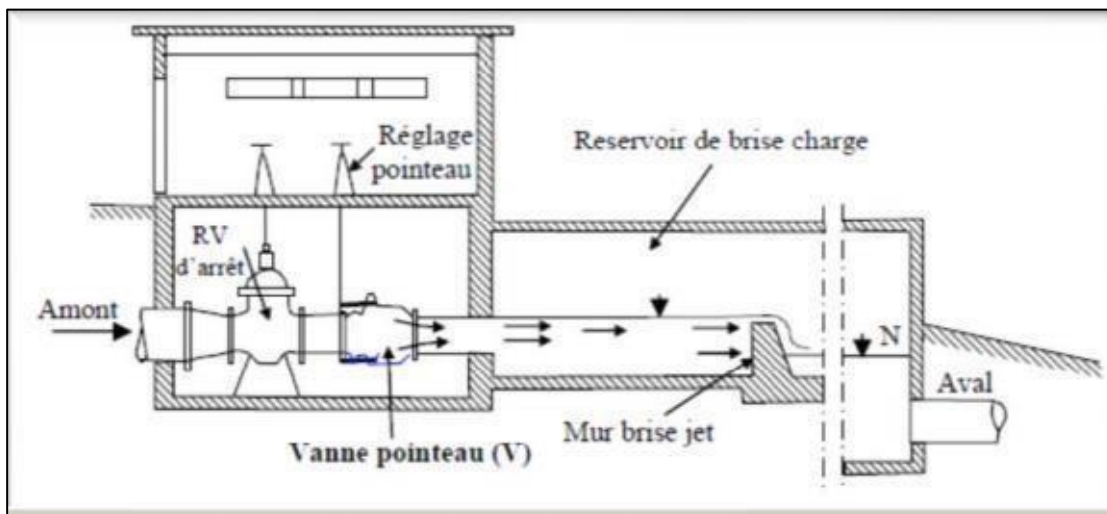
I.9.10. Manchons

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints [7].

I.9.11. Brise charge

Le brise charge c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau et aussi l'emplacement du brise charge dans un réseau d'AEP elle nous permet de limiter la pression statique maximale dans le réseau a une valeur acceptable pour que notre conduite supporté cette valeur, ainsi que leur emplacement sont défini par l'étude du profil statique [19].

Figure 23 : brise charge avec jet débouchant l'air libre [19].

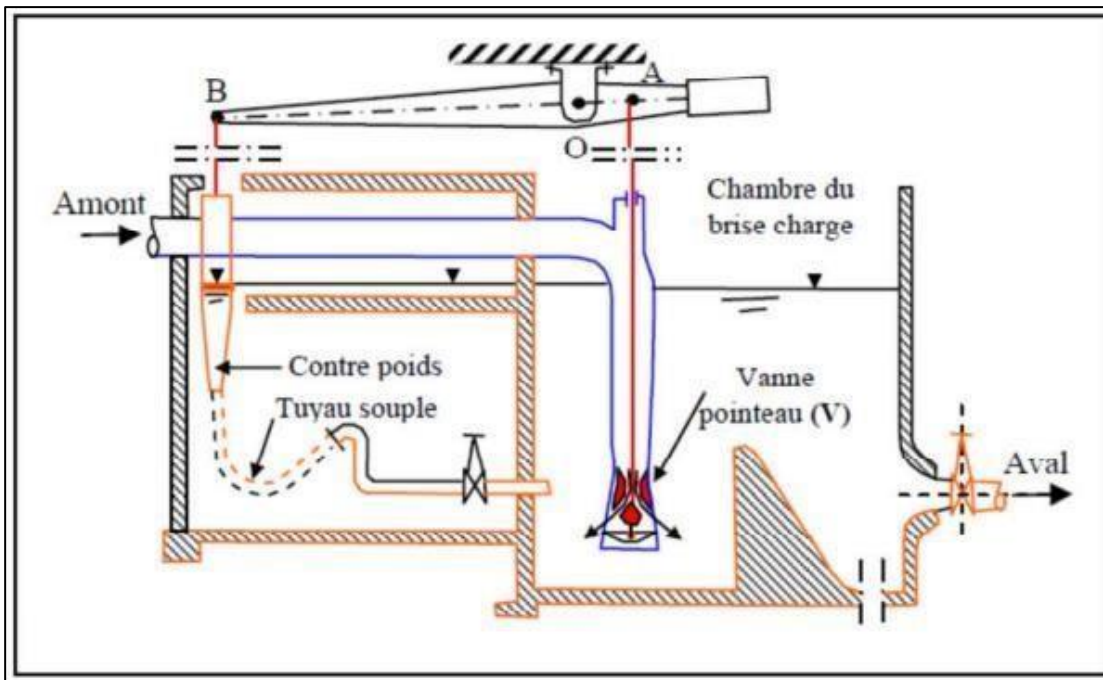


Le jet à la sortie de la vanne V peut déboucher à l'air libre (figure I.20) ou dans l'eau.

Dans ce dernier cas le jet d'eau se trouve amorti par la masse d'eau. Dans ce cas l'obturateur de la vanne pointeau (V) est solidaire à un levier OAB, articulé en O, et portant en B un contrepoids en tôle. Celui-ci peut être rempli d'eau par une conduite souple qui relie le fond du contrepoids à la chambre. Ainsi, il y a toujours correspondance des niveaux d'eau dans le contre-poids et dans la chambre.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 24 : brise charge avec contre poids liquide [19].



Si le débit en aval diminue par suite d'une manœuvre de la vanne aval, le niveau d'eau dans le réservoir du brise charge tend à augmenter. Ce point correspond à une augmentation du niveau et poids d'eau dans le contre-poids qui fait abaisser le levier qui tend à fermer la vanne V [19].

Matériaux et type de construction des réservoirs :

Classification des réservoirs :

Ils peuvent être classés selon :

. Leur position par rapport au sol :

Comme on a cité auparavant on distingue :

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol ;
- Les réservoirs surélevés ;
- Les réservoirs avec station de surpression associée :

Leur forme :

On distingue :

- Rectangulaire ou carrée :
- Circulaire :

Leur mode de fermeture :

- Les réservoirs couverts ;
- Les réservoirs non couverts.

Selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

I.10. Phénomène du Coup de bélier

I.10.1. Définition du phénomène du coup du bélier :

Le coup du bélier est un phénomène de choc qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture ou ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou de l'arrêt d'une pompe. Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre le coup du Bélier, il en sera de même pour les conduites d'adduction dont, le débit se trouve régler à l'aval par un robinet, dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

I.10.2. Les Causes du coup du bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée, d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.
- Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression. Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit été brutale. Ce choc violent se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la

mise en place d'un anti-bélier. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

I.10.3. Conséquence du coup du bélier

Le coup du bélier peut avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de la canalisation la détérioration d'appareils traversés par le fluide. Les fissures qui peuvent donner une importante perte d'eau

Conclusion

A travers les recherches bibliographiques qu'on a fait dans ce chapitre nous avons présentée tous les types d'adduction les formules d'application, les accessoires de réseau ainsi que les pompes et les stations pompages et le coup de bélier

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE LA ZONE DETUDE.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE DETUDE

INTRODUCTION

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette étude consiste à connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, climatique, démographique et hydraulique.

II-1/ SITUATION GEOGRAPHIQUE

La présente étude concerne le centre Aouebelil qui dépend administrativement de la Willaya d'Ain Témouchent, Daïra d'Ain Kihal , commune Aouebelil dont elle est le chef-lieu. AOUEBELIL est située par :

- Le Nord la commune d'Aghlal
- Le sud la commune sidi dahou
- L'EST la commune Sidi Abdelli
- L'OUEST Oued Berkech



II-2 DEMOGRAPHIE

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat, effectué en 2022 , la population de la zone d'étude est donnée par le tableauxuivant :

Tableau 1 : Populations de Aouebelil

Agglomération	Nbr habitants RGPH 2022	Taux d'accroissement démographique (I%)
Aouebelil	5 747	1.5

Source d'information APC AOUEBELIL

II-3 LE CLIMAT

Aouebelil ne disposant pas de station de mesure des températures, nous avons utilisé les données disponibles de la station de la commune d'Es-Senia .

- **Température :**

A partir des données des températures du tableau N°02 on constate deux périodes. Un semestre continental froid s'étend de novembre à mars et un semestre modéré à sec et chaud à l'intérieur des continents.

Tableau 2 : Répartition Mensuelle des températures moyenne Station d'Es-Senia

Période (1990-2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
T moy en °C	23.9	20.4	15.1	12.3	11.2	11.8	14.1	16.4	19.5	23.6	26.4	26.9
T max en °C	28.9	25.5	19.5	16.6	15.6	16.3	18.8	21.2	24.4	28.8	31.9	32.3

CHAPITRE II :PRESENTATION DE LA ZONE DETUDE

- **Pluviométrie** :La pluviométrie moyenne annuelle évaluée à partir de la série pluviométrique de la station d'Es-Senia de la période 1990 à 2021 est de l'ordre de : **372 mm** par an

Tableau 3 :Répartition Mensuelle des précipitations Station d' Es-Senia

Période (1990-2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
P (mm)	17	34	66	47	53	41	42	39	23	5	1	4

- Précipitations maximales journalières

Les précipitations maximales journalières sont étudiées afin de déterminer les pluies de courte durée.

Le tableau ci-joint illustrera les données des Pjmax s'étalant entre 1986-2020 soit pour une série d'observation de 34 ans.

Tableau 4 :Série de la pluie journalière maximale

Période	Pj max (mm)	Période	Pj max (mm)	Période	Pj max (mm)
1986	30,5	2001	62	2016	68
1987	35,3	2002	45,1	2017	46,5
1988	42,7	2003	68,4	2018	32,4
1989	53,6	2004	32	2019	32
1990	29,5	2005	42	2020	35,5
1991	24	2006	88		
1992	30,6	2007	49		
1993	27,5	2008	32		
1994	76	2009	28,5		
1995	36	2010	17		
1996	21	2011	33,7		
1997	24	2012	76,1		
1998	40	2013	54,6		
1999	39	2014	62,7		
2000	57	2015	29		

CHAPITRE II :PRESENTATION DE LA ZONE DETUDE

• L'évaporation :

L'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de **168 mm** le minimum est enregistré au mois de janvier avec une valeur de **43 mm**. La moyenne annuelle de l'évaporation est de **1222 mm**.

Tableau 5 : Normales d'Evaporation Potentielle enregistrées dans la région d'étude

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût	Année
P(mm)	130	86	56	42	43	54	85	110	138	154	168	156	1222
P (%)	10,6	7,0	4,6	3,4	3,5	4,4	7,0	9,0	11,3	12,6	13,7	12,8	100,0

• Vitesse des vents

Ce facteur est important, car il nous contraint à donner une orientation géographique du site d'implantation de la future station d'épuration en fonction de la direction et de l'intensité des vents.

Tableau 6 : Moyennes des vents (1990-2005).

Mois	Jan	Fev	mar	avr	Mai	Jui	juil	Ao	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse moy(m/s)	7,2	4,5	4,9	4,9	4,7	4,74	4,47	4,3	4,1	4	4,33	4,4
Direction des vents	W	W	W	W	W	W	WS W	W	W	WS W	WS W	WS W

Les vents dominants dans la région sont essentiellement de direction W et à un degré moindre WSW en automne. Pendant la période estivale, les vents de type Sirocco (vents chauds et secs de direction WSW) soufflent pendant quelques jours par an (de 5 à 7 jours).

• Humidité :

Les valeurs d'humidité (tableau n°7) enregistrées au niveau de la station d'Es-Sénia sont assez élevées. Cette tendance est surtout due à la proximité de la mer.

Tableau 7 :Humidités mensuelles (1990-2021).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût
H%	64%	69%	71%	74%	74%	72%	70%	65%	63%	58%	56%	58%

• L'indice d'aridité de DEMARTON :

- ❖ Une saison humide et longue s'étale du mois d'Octobre au mois d'avril dont l'indice d'aridité atteint le maximum au mois de janvier.
- ❖ Une saison sèche et courte s'étale de mai à Septembre dont la valeur minimale est celle du mois d'Août.

II-4 RESEAU ROUTIER

L'infrastructure routière est une base essentielle dans le développement communale et même régionale.

AOUEBELIL est relié par le chemin communale d'Aghlal et Oued Berkech de la wilaya d'Ain Témouchent et le chemin Communal de sidi Dahou Wilaya de sidi belabes .

II.5 RESEAU ELECTRIQUE

Réseau électrique de haute tension traverse la commune dans sa partie Nord.

II.6 SITUATION DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

A -ADDITION :

L'alimentation en eau potable de l'agglomération chef-lieu d'AOUBELLIL est assurée à partir le forage « AOUEBELIL » donnant un débit de **11 l/s** situé à environ 03 km en allant vers Oued Berkeche et venant alimenter le réservoir de 800 m³ et 150 m³. L'alimentation se fait par une conduite Ø200 mm en fonte. Il reste à signalé que ce forage à fait l'objet d'un développement en 2023 dans le cadre d'un projet lancé par l'APC d'Aouebelil.

En outre la ville d'Aouebelil à bénéficier d'un quota de dessalement de l'eau de mer à partir de la SDEM installé à Oued el hallouf commune de sidi ben Adda. Ce projet a été réalisé pour

renforcer la commune d'Aouebelil en alimentation en eau potable. Durant la période du développement du forage d'Aouebllil, la commune à été alimenté à partir du quota de dessalement.

D'autre part le puits communal d'Aouebelil avec un débit d'exploitation de 2 l/s alimente le réservoir 150 m3 par le biais d'une conduite en Acier **DN90** et la distribution sible quelques quartiers de la ville d'Aouebelil.

B-DISTRIBUTION :

- La ville d'Aouebelil dispose d'un réseau de distribution mixte (maillé avec des ramifications). Cette distribution est assurée par des conduites de différentes nature à savoir le PVC, Fonte et le PEHD (Ø315- Ø 250- Ø160 - Ø110- Ø90- Ø 75- Ø63).
- Le taux de raccordement à la population est **98%**

C-RESSOURCES HYDRIQUES :

L'alimentation des réservoirs se fait soit par pompage à partir du forages et puits locales donnant un bon débit.

L'eau est de bonne qualité selon les bulletins d'analyse effectuée par le gestionnaire soit l'APC ou l'ADE.

1- Puits :

Tableau 8 : Puits

Nom de l'ouvrage	Débit L/S	Commune	Etat de l'ouvrage	Gestionnaire
Puits Mendil Kaddour	en arrêt	AOUBELLIL	moyen	APC
Puit Ain Djenane	en arrêt	AOUBELLIL	manque d'équipement, conduite dégradée	APC
Puits Mestari Brahim	2	AOUBELLIL	moyen	APC

2- Forage :

Tableau 9 :Forage

Nom de l'ouvrage	Débit L/S	Commune	Etat de l'ouvrage	Gestionnaire
Forage Aoubellil	11	AOUBELLIL	Moyen	ADE

NB : ce forage a été réhabilité par l'APC d'Aouebelil fin 2023

3- Les sources :

Tableau 10 : Les sources

Source	UTM			Débit(l/s)
	X	Y	Z	
Puits Aoubellil	672141	3899544	548	En arrêt
Puits Ain Djenane	682789	3888741	593	02 a 03
Forage Aouebelil	684 354	3 892 840	165 400	11

D- Ouvrages de stockages :

L'infrastructure de stockage actuel est composée de plusieurs réservoirs et châteaux d'eau dans les capacités sont illustrés dans le tableau suivant :

Type de l'ouvrage avec Capacité (m3)	Commune	Année de mise en service	Etat de l'ouvrage	Leurs Alimentation	OBS
800Semi enterré	AOUBELLIL	1998	Moyen	Forage AOUBELLIL	En service
150	AOUBELLIL	1980	Coupole mauvaise état.	Forage AOUBELLIL	En arrêt
50(Château d'eau)	AOUBELLIL	1962	Mauvais.	Puits communal	En arrêt

1000 enterré	Semi	AOUBELLIL	-----	Bon état	Forage AOUBELLIL + DESSALEMENT	En service
250	Semi enterré	AOUBELLIL	-----	Bon état	Forage AOUBELLIL	En service
60 d'eau	Château	AOUBELLIL	2017	Bon état	Forage AOUBELLIL	En service
60 d'eau	Château	AOUBELLIL	-----	Bon état	Réservoir 800 m3	En service
100	Semi enterré	AOUBELLIL	-----	-----	-----	En cours de réalisation

II.7 SITUATION DE L'ASSAINISSEMENT

Le système adopté pour l'agglomération chef-lieu ; est un système unitaire. Les diamètres de conduites varier entre 300 Ø ;400 Ø ;500 Ø et 600 Ø.

Les eaux usées et les eaux pluviales seront collectées et acheminées dans une même conduite vers le rejet. Nous avons deux rejets en Nord 500 Ø et en le sud Ø 400 - 600 Ø vers un déversoir d'orage avec une conduite de 500 Ø sur une longueur de 2.6 km.

Synthèse :

- Pour remédier aux problèmes de déversement des eaux usées dans le milieu récepteur (oued Merazig), nous pouvons projeter une station de relevage et une conduite de refoulement vers un bassin de réception (bassin de dissipation) et raccorder les eaux usées de ce dernier vers le collecteur de rejet existant gravitairement et les eaux seront acheminées vers la future station d'épuration d'Aouebelil
- Un choix de terrain pour le site de la future station d'épuration devra être élaboré par la commission de daïra.

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU

III -1. Estimation de la population à l'horizon d'étude :

Pour estimer la population on utilise la formule suivante :

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

Avec :

- P_n : Est la population à l'horizon 2052.
- P_0 : Population actuelle (5747)
- τ : Taux d'accroissement de la population en (1.5%)
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons (30 ans)

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2022, la population du chef-lieu de commune d'AOUEBELIL s'élève à $P_0 = 5\ 747$ habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC).

Alors l'évolution de de la population sera comme suite :

Tableau 11 :Répartition de la population à l'horizon d'étude

Années	Taux d'accroissement	Population
2022	–	5747
2032	1.5	6670
2042	1.5	7740
2052	1.5	8983

III -2.Choix de la dotation

Mais actuellement pour le calcul des besoins domestiques futur de la ville de AOUEBELIL, la consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons est fixée à 200 l/hab/j, cette dotation est fournie par La subdivision d'hydraulique d'Ain Kihal

III -3-Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j) \quad (III - 2)$$

Avec

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière (m^3 / j)
- $Q_{moy.j}$: Dotation journalière (l/j/hab).
- N_i : Nombre de consommateurs. (hab).

III -4- Evaluation des besoins en eau

III -4- 1. Majoration des besoins au futur

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c à d là où les robinets sont fermes). Actuellement en Algérie les fuites sont estimées à 20 % de la consommation moyenne journalière, les tableaux suivants représentent les besoins pour différents horizons.

III .4. 2 - Besoins domestiques

Le calcul est fait selon la formule en tenant compte de la majoration de 20 %.

Tableau 12 :Besoins domestiques

Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m³/j)	Majoration Fuites20 % (m³/j)	Besoins Totaux (m³/j)
2022	5747	200	1149	230	1379
2032	6670	200	1334	267	1601
2042	7740	200	1548	310	1858
2052	8983	200	1797	359	2156

III .4. 3 - Besoins des équipements

Ce débit concernera les équipements de l'agglomération à savoir :

- CEM.
- ECOLE
- MOSQUEE.
- SIGE APC.
- CENTRE DE SANTE.
- STADE.
- GENDARMERIE.

Le débit des équipements est estimé de 20% du débit domestique.

Tableau 13 : Besoins des équipements

Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins domestiques (m³/j)	Besoins des équipements = 20% Débit domestique (m³/J)	Besoins Totaux (m³/j)
2022	5747	200	1149	230	1379
2032	6670	200	1334	267	1601
2042	7740	200	1548	310	1858
2052	8983	200	1797	359	2156

III -5-Variation de la consommation journalière :

III .5. 1- Coefficient d'irrégularité journalière maximum :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\max.j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{III} - 3)$$

$$K_{\max.j} \in [1,1-1,3]$$

Avec :

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

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

III .5.2 - Coefficient d'irrégularité minimum journalier

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{III} - 4)$$

$$K_{\min.j} \in [0,7-0,9]$$

Avec :

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

a) -Consommation maximale journalière

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est donné par la formule :

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU

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

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier =1,2.

b) -Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

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

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier =0,8.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 14 :calcul de la consommation maximale et minimale journalière

Ville	Q_{moyj} (m ³ /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m ³ /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)
Aouebelil	2156	0,8	1724,74	1,2	2587,11

III-3-3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (\text{III-7})$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,4$.

CHAPITRE III : BESOINS EN EAU

• β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°IV-1 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 15 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 8983 **hab**, donc $\beta_{\max} = 1,4$ d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

- $\alpha_{\max} = 1,4$.
- $\beta_{\max} = 1,3$
- $K_{\max,h} = 1,4 \cdot 1,3 = 1,82$

$K_{\max,h} = 1,82$

III-3-4 / Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{III-8})$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°IV-2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 16 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

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

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

- $\alpha_{\min} = 0,5$.
- $\beta_{\min} = 0,4$
- $K_{\min,h} = 0,5 \cdot 0,4 = 0,2$

III-4/ Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

III-4-1 / Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- Donc : $Q_{moy,h} = 3156/24 = 108 \text{ m}^3/h$.
- $Q_{moy,h} = 108 \text{ m}^3/h$

III-4-2 / Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{moy,h}$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

- $Q_{\max,h} = 1,82 \times 108 = 196 \text{ m}^3/h$
- $Q_{\max,h} = 196 \text{ m}^3/h$

III-4-3 / Détermination du débit minimum horaire :

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

On a donc :

- $Q_{\min,h} = 0,2 \times 108 = 22 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\min,h} = 22 \text{ m}^3/\text{h}$

Conclusion

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (débit du forage et puits)

On remarque que :

- Forage Aouebelil..... $Q_1=11 \text{ l/s}$
- Puits communal..... $Q_2= 04 \text{ l/s}$
- $Q_{\text{ressource}}= 15 \text{ l/s} = 1296 \text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots (2022)$
- $Q_{\text{max},j}= 3207.6 \text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots (2052)$

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville à court, moyen et long terme, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, à savoir un quota du dessalement de l'eau de mer.

CHAPITRE IV :
ADDITION ET STATION DE POMPAGE

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Introduction

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

Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captage de CHEBLI vers BOUFARIK peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la plus économique. Nous recherchons le tracé le plus court, direct possible entre le bloc élévatoire Et le château d'eau.

IV-1. QUELQUES NOTIONS SUR L'ADDUCTION :

IV-1-1. Choix du tracé :

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

- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes

IV-1-2 Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

IV-1-3 Etude technico-économique de l'adduction

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

IV-1-3-1 refoulement

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE, ces formules sont données comme suit :

- La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ (IV-1)

- La formule de BRESSE : $D = 1,5 \sqrt{Q}$ (IV-2)

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m³/s;

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

a) Calcul des pertes de charge linéaires :

→ Formule de Colebrook :

→ La formule de calcul des pertes de la charge linéaire, dite de Colebrook, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda \cdot l}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

J : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \quad \text{tq :}$$

Où :

Re : Nombre de Reynolds ;

ε : Rugosité absolue en (m);

$$\text{Re} = \frac{4.Q}{\pi.v.D} \quad (\text{IV-4})$$

Sachant que :

Q : Débit véhiculé en (m³/s) ;

v : Viscosité cinématique de l'eau à 18° C

Au niveau des réseaux de distribution d'eau on a :

- $0,5 \leq V \leq 2$ m/s
- $0,1 \leq D \leq 1$ m
- $0 \leq \varepsilon \leq 2,5 \cdot 10^{-3}$ m

D'où les pertes de charge linéaires sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = J.L \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

L : Longueur de la conduite d'adduction. en mètre (m).

→ Calcul du coefficient de frottement :

→ Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En premier approximation la valeur de λ est déterminée par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \quad (\text{IV-6})$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \operatorname{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{\operatorname{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ;

- D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement en m/s ;
- g : Accélération de pesanteur. (g=9,81) ;
- Re : Nombre de REYNOLDS ;
- ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PE)
- $D \leq 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,01\text{mm}$;
- $D > 200\text{mm}$, $\varepsilon = 0,02\text{mm}$;

→ Formule Hazen wiliams :

Les pertes de charge linéaires "j" peuvent se calculer par la formule de HAZEN WLIAMAS selon :

$$J_L = (3.592/C_{HW})^{1.852} \times (L/D^{4.87}) \times Q^{1.852}$$

Où :

- CHW: coefficient de rugosité de HAZEN WILIAMS
- D : diamètre nominal de la conduite [m]
- L : longueur de la conduite [m]
- V : vitesse moyenne [m/s]

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

b) Pertes de charge singulières :

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 10\% \cdot \Delta H_l = 0,1 \cdot \Delta H_l$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s = 1,1 \cdot \Delta H_l \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

- ΔH_{tot} : Perte de charge totale (m)
- ΔH_{sing} : Perte de charge singulière (m)
- ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1,1 \cdot J \cdot L$$

L : Longueur géométrique (m)

c) Hauteur manométrique total HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_l \quad (\text{IV-9})$$

- H_t : Perte de charge totale.
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

d) Puissance des pompes :

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{IV10})$$

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Avec :

- P : puissance d'absorbée par la pompe ;
- Q : Débit de la pompe (m^3/s) ;
- H_{MT} : hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement de la pompe en % ;
- ρ : masse volumique de l'eau = $1000kg/m^3$;

e) Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P.T.365 \text{ (Kwh)} \quad (IV-11)$$

Avec :

- E : Energie totale dépensée par la pompe (kw/h) ;
- P : puissance absorbée (kw) ;
- T : Temps de fonctionnement des pompes $t = 24$ heures ;

f) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E.P \quad (IV-12)$$

Avec :

- F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie totale dépensée par la pompe (kw) ;
- P : prix du kwh = 3,5 (DA/kwh) (source d'information Sonalgaz) ;

g) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 50 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A"

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

$$A = I + \frac{I}{(1+I)^n - 1} \quad (\text{IV-13})$$

Avec :

- A : annuité d'amortissement de la conduite ;
- I : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;
- n : durée de la vie de la conduite = 50 ans ;

Donc :

$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1+I)^n - 1} = 0,082$$

A=0.082

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A".

IV-1-3-2 Choix de la variante

Elle consiste à la projection d'une conduite de refoulement de la station de pompage principale d'Aouebelil jusqu' au réservoir 1000 m³.

La conduite empruntera le même tracé de chemin reliant Aghlal à Aouebelil et contournant l'agglomération de celle-ci (voir tracé sur figure 01).

Fig 01 : Tracé de la conduite de refoulement vers le réservoir 800 m³ à Aouebelil

IV-1-3-3 Dimensionnement

a) Bâche de pompage :

Le volume de la bâche de la station de pompage est calculé comme suit

$$V_{bache} = \frac{Q}{T} \cdot t$$

Avec

- Q ; débit max journalier (196x 24 m³/j)
- T : temps de pompage (20h/j)
- t : le temps nécessaire permettant aux crépines de rester (t=0.25 h)

Tout calcul fait aboutira à :

$$V_{bache} = \frac{(196 \times 24)}{20} \cdot 0.25$$

$$V_{bache} = 58,8 \text{ m}^3$$

Les dimensions de la bache seront donc :

- Longueur de la bache = 8,00 m.
- Largeur de la bache = 7,00 m.
- Hauteur d'eau = 1,04 m

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

b) conduite de refoulement :

Les dimensions de la conduite de refoulement sont données par les équations suivantes :

$$Q_{\max,h} = 196 \text{ m}^3/\text{h}$$

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q} = 0.233 \text{ m}$

La formule de BRESSE : $D = 1,5 \sqrt{Q} = 0.350 \text{ m}$

Calcul HMT :

Données :

- $Q=196 \text{ m}^3/\text{h} = 54,44 \text{ L/s}$.

- $H_g = 94,28 \text{ m}$.

- Le calcul de la perte de charge en utilisant la formule de Hazen-williams

- $CHW = 100$ (conduite en acier)

Résultats :

Tableau 17 :Calcul de la HMT pour les diamètres 200,250 et 350 mm Acier PN 20

LONG	DIAM	DEBIT	J	J - m	1.10 x J	V	Hg	Hmt =	Hmt
ml	mm	l/s	m / ml		M	m/s	m	Hg+ J +10 +5	Adoptée
2760	200	54,44	0,024404	67,3538	74,089145	1,7	94,28	183,369145	190
2760	250	54,44	0,008232	22,7201	24,992104	1,1	94,28	134,272104	140
2760	350	54,44	0,001599	4,4133	4,854665	0,6	94,28	114,134665	120

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Calcul des frais d'exploitation :

Rendement de la pompe = 80%

Tableau 18 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-R1000m³

DIAM	Puissance	Prix unitaire	Kwh - annuels	Prix énergie
	$P = 9,81.Q.H / r$		P. 20. 365	
Mm	Kw	(DA) / Kwh	Kwh - annuels	DA
200	127	4,52	925 995,88	4 185 501,36
250	93	4,52	682 312,75	3 084 053,63
350	80	4,52	584 839,50	2 643 474,54

Calcul des frais d'amortissement :

Les prix de la canalisation de l'acier PN16 sont donnés par le fournisseur :

- DN200 PN20 : 9200 DA/ml.
- DN250 PN20 : 11250 DA/ml.
- DN350 PN20 : 18669 DA/ml.

Tableau 19 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-R1000m³

DN	Prix conduite	Longueur	Prix	Annuité (DA)	Prix (DA)
	(DA)		(ml)		
200	9200	2760	25 392 000,00	0,0820000	2 082 144,00
250	11250	2760	31 050 000,00	0,0820000	2 546 100,00
350	18669	2760	51 526 440,00	0,0820000	4 225 168,08

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Tableau 20 :Bilan du tronçon SP-R1000m3

Diamètre mm	200	250	350
Frais d'Exploitation (DA)	4 185 501,36	3 084 053,63	2 643 474,54
Frais d'amortissement (DA)	2 082 144,00	2 546 100,00	4 225 168,08
Total DA	6 267 645,36	5 630 153,63	6 868 642,62

Selon les résultats de calcul Les pompes seront montées en parallèles et auront les caractéristiques suivantes :

- $Q_u = 27,22$ l/s.
- HMT = 190 m
- P= 46,50 kw

Conclusion

Le choix du diamètre économique a été porté sur le 250 mm en acier qui présente un cout le moins élevé par rapport au 200 mm et 350 mm d'une part et d'autre part, il répond aux conditions techniques (vitesse acceptables).

La fiche technique de la station de pompage à Aouebelil est donc :

CHAPITRE IV : ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Tableau 21 :de la fiche technique réelle du projet « station de pompage à Aouebellil »

Source d'alimentation en eau potable (eau dessalé)	Cratère de DZIOUA
Diamètre de la conduite d'entrée	200 mm
La nature du matériau de la conduite d'entrée	ACIER
Le mode d'écoulement de la conduite d'entrée	POPMPAGE
Capacité de la bache d'eau	224 m ³
Largeur	7 m
Longueur	8 m
Hauteur d'eau	4 m
Le nombre de pompe installé	02 pompes
Montage de pompe	parallele
Type de chaque pompe :	à axe horizontale
Débit de chaque pompe	32 l/s
HMT	125 m
PUISSANCE	75 KW
Heures de pompage	5h/jour
Diamètre de la conduite de sortie	200 mm
La nature du materiau de la conduite d'entrée	ACIER
Refoulement	Vers reservoir 1000 m ³ à Aouebelil
Longueur de la conduite de refoulement	2760 ml
OUVRAGES EN LIGNES	
Nombre de vidange	04 vidanges (point bas)
Nombre de venteuse	04 ventouses (point haut)

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

À l'issue de cette étude, nous avons pu démontrer l'importance d'un dimensionnement précis et d'une bonne conception des systèmes de transfert des eaux dessalées. La station de pompage d'Aouebelil joue un rôle clé dans l'alimentation du réservoir de 1000 m³, qui constitue un point de stockage stratégique pour la distribution en eau potable.

Les résultats obtenus ont permis d'évaluer les pertes de charge, la puissance nécessaire pour le pompage, ainsi que les contraintes liées au tracé de la conduite. Ce travail nous a permis de mettre en pratique nos connaissances en hydraulique urbaine et de mieux comprendre les défis liés à la gestion de l'eau dans un contexte réel.

Nous espérons que cette modeste contribution pourra servir de référence pour des projets similaires, et nous remercions toutes les personnes et institutions qui ont facilité la réalisation de ce travail.

Annexes

Photo1 :



Photo2 :



Annexes

Photo 3 :



Photo 4 :



Annexes

Photo5 :



Photo 6 :



Photo 7 :



Annexes

References

- A.Dupont : « Hydraulique urbaine », Tome II : Ouvrage de transporte-élévation et distributions des eaux, Edition Eyrolle 1979
- Dupont : « Hydraulique urbaine », Tome II : Ouvrage de transporte-élévation et distributions des eaux, Edition Eyrolle 1979
- A.Hamdani et M.Igroufa 2017 Mémoire de fin d'étude Master « Etude des réseaux d'AEP du centre de Seddouk et périphérie, Tibouamocine, IghilNdjiber, Sidi Mouffouk etseddoukouadda », université de Bejaia
- ALEXANDER G., 2012, Le groupe PROTEM un leader au service de la préparation à une soudure de haute qualité, Paris, France.<https://www.protem.fr/actualites/43-assemblage-de-tubes-bout-a-bout-les-differents-types-de-chanfreins-et-comment-les-realiser> consulté le (18/09/2021)