

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction de la ville de Ouled brahim à partir du  
réservoir de 10000 m3 d'El Omaria.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-21

APA Citation (توثيق APA):

Benaissa, Younes (2021). Etude d'adduction de la ville de Ouled brahim à partir  
du réservoir de 10000 m3 d'El Omaria[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etude d'adduction de la ville de Ouled brahim à partir du réservoir de 10000 m<sup>3</sup> d'El Omaria (W. Médéa)**

**Présenté par :**

**Mr BENAISSA Younes**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
SALAH Boulem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	MCB	Examineur
BENCHIHEB Nedjoua	MCB	Examineur
S. BELLABBAS/CHARIFI	MCB	Promoteur

**Session Novembre 2021**

## *REMERCIEMENTS*

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

*Je remercie également mon promotrice Mme. S. BELLABBAS /CHARIFI de m'avoir encadré, guider et accompagner dans ce travail ainsi que sa compréhension, ses précieux conseils, son humour et surtout pour sa patience.*

*Je témoigne ma reconnaissance aussi à tous les enseignants de l'école nationalsupérieur d'Hydraulique qui ont participés dans ma formation*

*Ma chère mère, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m' ontmanifestés tout au long de mon parcours.*

*J'adresse également mes sincères remerciements à :*

*- M<sup>r</sup> Salah Boualem*

*qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.*

*Aux membres de jury :*

*- M<sup>me</sup> Kahlerras Malika*

*-M<sup>me</sup> Benchiheb Nejdoua*

*qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.*

## **Dédicaces**

*En ce jour solennel qui le cycle de mes études, qu'il  
me soit permis de dédier ce travail :*

*Je dédie ce modeste travail d'abord :*

*A ma très chère mère et mon très cher père pour  
tous leurs sacrifices afin de m'offrir le repos et le  
bonheur ; pour*

*L'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leurs  
soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à  
chaque fois que j'en ai eu besoin, pour l'amour et la  
tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le  
dévouement qu'ils m'ont insufflé.*

*Très chers parents, je ne vous remercierai jamais  
assez pour vos actes et aucune dédicace ne saurait  
exprimer à sa juste valeur le profond amour que  
je vous porte.*

*A tous mes autres amis sans exception.*

## ملخص :

يهدف مشروعنا إلى تزويد عاصمة بلدية أولاد إبراهيم بمياه الشرب من خزان سعته  $10000 \text{ m}^3$  من العمارية (ولاية المدية). هذا المشروع جزء من المشاريع الكبرى التي تمنحها الدولة الجزائرية لتطوير شعبة الموارد المائية وتوفير الإمدادات بالماء الشروب للسكان، خاصة وأن المنطقة المعنية تفتقر إلى مياه الشرب، بسبب الانفجار الديموغرافي وتحسن مستويات المعيشة. هذه الدراسة تتطرق إلى تحديد أبعاد الأنابيب، حجم الخزانات، محطات لضخ، ووضع وسيلة لحماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية، وتحديد طريقة انجاز المشروع مع تبيين مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé :

Notre projet vise à l'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune Ouled Brahim à partir d'un réservoir dont la capacité est de  $10000 \text{ m}^3$  d'El Omaria (Wilaya de Médéa). Ce projet rentre dans le cadre des grands projets accordés par l'Etat Algérienne pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner les populations surtout que la région concernée recense un manque d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et d'amélioration du niveau de vie.

Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

## Abstract

The purpose of our project is to supply the community of Ouled Brahim with drinking water from a water tank of  $10000 \text{ m}^3$  capacity of El Omaria (Wilaya of Medea). This area suffers from a lack of drinking water due to the important demographic explosion as well as to the development of the living standards. This project comes within the framework of major projects initiated by the Algerian state in order to protect the water resources. The main aim of this study consists in dimensioning the adduction system (including the storage tanks, and the pumping station), protect our conduits against the water hammer and implement an action plan for the execution of the project.

## Sommaire :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude .....	1
Introduction : .....	1
1 Présentation générale de la zone d'étude : .....	1
1.1 Situation géographique de la zone d'étude : .....	1
1.2 Situation topographie : .....	2
1.2.1 Relief : .....	2
1.2.2 Pentes : .....	2
1.3 Situation climatologique : .....	2
1.3.1 Climat : .....	2
1.3.2 Température : .....	2
1.4 Géologie : .....	3
1.5 Sismicité : .....	3
1.6 Situation démographique : .....	3
1.7 Situation hydraulique : .....	3
Conclusion .....	4

## Chapitre II

2 Démographie et estimation des besoins : .....	6
2.1 Evaluation démographique : .....	6
2.1.1 Population actuelle : .....	6
2.1.2 Estimation de la population future : .....	6
2.2 Catégories des besoins en eau potable : .....	7
2.3 Choix de la norme unitaire de la consommation : .....	7
2.4 Détermination de la consommation moyenne journalière : .....	7
2.5 Calcul des besoins en eau : .....	8
2.6 Variation de la consommation : .....	9
2.7 Etude de la consommation maximale journalière : .....	10
2.7.1 Variation de la consommation maximale journalière : .....	10
2.7.2 Variation de la consommation minimale journalière : .....	10
2.8 Etude de la variation des débits horaires : .....	11
2.9 Comparaison entre les besoins et les ressources : .....	12

## Chapitre III

3 Réservoirs : .....	14
3.1 Rôles des réservoirs : .....	14
3.2 Localisation des réservoirs : .....	14

3.3	Choix de la cote de l'implantation : .....	15
3.4	Classification des réservoirs : .....	15
3.5	Equipements du réservoir : .....	16
3.5.1	Conduites d'arrivée du réservoir : .....	16
3.5.2	Conduite de départ ou de distribution : .....	16
3.5.3	Conduite de trop plein : .....	16
3.5.4	Conduite de vidange : .....	16
3.5.5	Conduite de by-pass : .....	17
3.6	Matérialisation de la réserve d'incendie : .....	17
3.6.1	Système en syphon : .....	17
3.6.2	Système à deux prises : .....	17
3.7	Capacité des réservoirs : .....	17
3.8	Forme du réservoir : .....	19
3.9	Calcul du réservoir tampon : .....	20
3.10	Dimensionnement des bâches d'aspiration des stations de pompage : .....	20
3.11	Recommandations sur les réservoirs : .....	21
Chapitre IV		
4	Types des adductions : .....	22
4.1	Adduction gravitaire : .....	22
4.2	Adduction par refoulement : .....	22
4.3	Adduction mixte : .....	22
4.4	Types d'écoulement dans les conduites d'adduction : .....	22
4.4.1	Écoulement a surface libre : .....	22
4.4.2	Écoulement en charge : .....	22
4.5	Choix du tracé : .....	22
4.6	Choix de matériaux de canalisation : .....	23
4.6.1	Fonte : .....	23
4.6.2	Acier : .....	23
4.6.3	PVR (Polyester Renforcé de fibre de Verre) : .....	23
4.6.4	PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) : .....	24
4.7	Calcul hydraulique : .....	24
4.7.1	Cas gravitaire : .....	24
4.7.2	Cas de refoulement : .....	25
4.8	Description du système d'AEP : .....	29
4.8.1	Réservoir 10000 m <sup>3</sup> vers la station de pompage n°1 gravitairement : .....	29
4.8.2	Station de pompage n°1 vers la station de pompage n°2 : .....	30
4.8.3	Station de pompage n°2 vers le réservoir tampon : .....	32

4.8.4	Réservoir tampon vers les réservoirs (existant + projeté) de Ouled brahim :.....	34
-------	--	----

## Chapitre V

5	Pompes :.....	38
5.1	Définition : .....	38
5.2	Type des pompes .....	38
5.3	Les pompes centrifuges :.....	38
5.4	Disposition et installation des pompes centrifuge :.....	39
5.4.1	Pompe installée en aspiration :.....	39
5.4.2	Pompe installée en charge :.....	39
5.5	Choix du type de la pompe :.....	40
5.6	Choix du nombre des pompes :.....	40
5.7	Choix de l'emplacement de la station de pompage :.....	40
5.8	Couplage des pompes :.....	40
5.8.1	Couplage en parallèle :.....	41
5.8.2	Couplage en série :.....	41
5.9	Mode de réglage :.....	41
5.9.1	Débit disponible > débit appelé : .....	41
5.9.2	Débit disponible < débit appelé : .....	42
5.10	Calage des pompes centrifuge : .....	42
5.10.1	Installation en charge :.....	42
5.10.2	Installation en aspiration :.....	43
5.11	Moteur d'entraînement :.....	43
5.11.1	Définition :.....	43
5.11.2	Choix du moteur : .....	43
5.11.3	Vitesse de rotation du moteur : .....	43
5.12	Application à l'adduction de la ville de Ouled brahim : .....	43
5.12.1	Pour la station n°1 :.....	43
5.12.2	Pour la station n°2 :.....	49
5.13	Equipement en amont :.....	54
5.13.1	Hauteur de buté :.....	54
5.13.2	Longueur du convergent : .....	54
5.13.3	Dimensionnement du tronçon :.....	54
5.14	Equipement en aval : .....	54
5.15	Génie civil de la station de pompage : .....	54
5.15.1	Epaisseur des murs de bâtiments :.....	55
5.15.2	Hauteur de bâtiments : .....	55
5.15.3	Longueur de bâtiment : .....	55



5.15.4	Longueur du bâtiment : .....	56
5.15.5	Dimensionnement des portes : .....	56
5.15.6	Dimensionnement des fenêtres : .....	56
5.15.7	Dimensionnement des marches d'escalier : .....	57
5.15.8	Dimensionnement du pont roulant : .....	57
5.15.9	Equipement auxiliaire : .....	57
5.15.10	Système de levage : .....	57
5.15.11	Système de commande automatique et de contrôle : .....	57
5.15.12	Système de ventilation : .....	58
5.15.13	Système d'alimentation électriques : .....	58
5.15.14	Système anti-incendie : .....	58
5.15.15	Système de drainage : .....	58

## Chapitre VI

6	Protection des conduites contre le coup de bélier : .....	57
6.1	Définition : .....	57
6.2	Les causes de Coup de bélier : .....	57
6.3	Les conséquences de Coup de bélier : .....	57
6.4	Description des phénomènes physiques : .....	58
6.5	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : .....	59
6.6	Protection des conduites en refoulement contre le coup de bélier : .....	61
6.6.1	Calcul des réservoirs d'air : .....	63

## Chapitre VII

7	Déférents travaux à entreprendre : .....	67
7.1	Travaux concernant l'adduction : .....	67
7.2	Travaux concernant les stations de pompages : .....	67
7.3	Travaux concernant les réservoirs : .....	67
7.4	Choix des engins de terrassements : .....	68
7.5	Pose de canalisation : .....	68
7.5.1	Les actions reçues par les conduites : .....	68
7.5.2	La mise en tranchée : .....	69
7.5.3	Epreuve des joints et canalisation principale : .....	69
7.5.4	Remblaiement des tranchées : .....	70
7.5.5	Le compactage : .....	70
7.5.6	Pièces spéciales : .....	70
7.6	Calcul de volume des travaux de l'adduction : .....	74
7.6.1	Déblai d'excavation : .....	74
7.7	Calcul de volume des travaux de la station de pompage : .....	76

7.7.1	Volumes : .....	76
7.8	Calcul du devis de Réservoirs : .....	79
7.9	Calcul des devis de l'adduction : .....	79
7.10	Calcul devis totale .....	79
7.11	Planification des travaux : .....	79
7.11.1	Station de pompage : .....	80
7.11.2	Adductions : .....	80
7.11.3	Réservoir projeté : .....	81
7.12	Planification par la méthode du réseau : .....	81
7.13	Protection et Sécurité de travail : .....	83
7.13.1	Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique .....	83
7.13.2	Liste des conditions dangereuses : .....	84
7.13.3	Liste des actions dangereuses .....	84
7.13.4	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents : .....	84

## Liste des tableaux :

### Chapitre I

Tableau 1-I: Moyennes mensuelles des températures Ouled brahim (1962-2017) (PDAU O.B 2020).	2
Tableau 1-II: les réservoirs existants dans l'agglomération de Ouled Brahim. ....	4
Tableau 2-I: détermination des besoins domestique. ....	8

### Chapitre II

Tableau 2-II : détermination des besoins des différentes catégories de consommateurs.....	8
Tableau 2-III : détermination des besoins futurs. ....	9
Tableau 2-IV : Recapitalisation des besoins de l'agglomération.....	9
Tableau 2-V : Recapitalisation du besoin de l'agglomération avec fuites et gaspillage.....	9
Tableau 2-VI : les besoins en eau maximale et minimale de l'agglomération pendant une journée. ....	10

### Chapitre III

Tableau 3-I Détermination de la capacité du réservoir. ....	19
---	----

### Chapitre IV

Tableau 4-I: Coefficient $k'$ , $\beta$ et $m$ pour les différents matériaux.....	25
Tableau 4-II: Variation journalière des tarifs d'Energie (Source Sonelgaz). ....	28
Tableau 4-III: caractéristique de la conduite du tronçon R1-SP n°1. ....	30
Tableau 4-IV: Calcul de HMT du tronçon (SP01 – SP02). ....	31
Tableau 4-V: Frais d'investissement du tronçon (SP01 – SP02).....	31
Tableau 4-VI: Frais d'exploitation du traçons (SP01 – SP02).....	31
Tableau 4-VII: Bilan du tançons (SP01 – SP02). ....	32
Tableau 4-VIII: Calcul de HMT du tronçon (SP02 – Rt). ....	33

# Sommaire

Tableau 4-IX: Frais d'investissement du tronçon (SP02 – Rt).....	33
Tableau 4-X: Frais d'exploitation du traçons (SP02 – Rt).....	33
Tableau 4-XI: Bilan du tançons (SP02 – Rt). ....	34
Tableau 4-XII: Vérification des vitesses.....	35
Tableau 4-XIII: caractéristique de la conduite du tronçon Rt - Rext.....	35
Tableau 4-XIV: Caractéristiques des conduites de système d'AEP de Ouled brahim .....	36

## Chapitre V

Tableau 5-I: caractéristiques des pompes choisies par CAPRARI.....	43
Tableau 5-II: caractéristiques de la pompe choisie pour la station de pompage n°1 .....	44
Tableau 5-III: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	46
Tableau 5-IV: la variation de la tension de vapeur par rapport à la température ambiante. ....	48
Tableau 5-V: Caractéristiques des pompes choisies par CAPRARI.....	49
Tableau 5-VI: caractéristiques de la pompe choisie pour la station de pompage n°2 .....	50
Tableau 5-VII: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement. ....	51
Tableau 5-VIII: Dimensionnements des portes. ....	56
Tableau 5-IX: Récapitulation des dimensions du bâtiments des deux stations. ....	57

## Chapitre VI

Tableau 6-I: les caractéristiques des conduites de la partie gravitaires. ....	60
Tableau 6-II: Calcul de célérité d'onde.....	60
Tableau 6-III: Calcul de surpression et dépression.....	61
Tableau 6-IV: Calcul le temps de retour de l'onde de déformation.....	61
Tableau 6-V: Calcul du suppression et dépression. ....	61
Tableau 6-VI: Caractéristiques des conduites de la partie refoulement.....	64
Tableau 6-VII: Caractéristique de matériau et de sol. ....	64
Tableau 6-VIII: Calcul de la célérité.....	65
Tableau 6-IX: Calcul de volume des deux réservoirs d'air pour les deux stations de pompage. ....	65

## Chapitre VII

Tableau 7-I : Calcul les volumes des taches pour l'adduction.....	76
Tableau 7-II : Récapitulation des dimensions du bâtiments des deux stations.....	76
Tableau 7-III : Les travaux et le devis des stations de pompage. ....	78
Tableau 7-IV: le devis du réservoir.....	79
Tableau 7-V: le devis de l'adduction. ....	79
Tableau 7-VI: le devis total de ce projet.....	79
Tableau 7-VII: les taches de construction de la station de pompage. ....	80
Tableau 7-VIII: les taches de réalisation de l'adduction.....	80

## Liste des figures :

### Chapitre I :

Figure 1-I : Situation administratif de la commune de Ouled brahim (wilaya de Médéa). Source (Plan de Situation des PB et RC dans la Wilaya de Médea). ....	1
Figure 1-III: Variation de la température mensuelle de Ouled brahim (1962-2018).....	3

# Sommaire

Figure 1-IV: Carte sismique de l'Algérie. ....	3
Chapitre II	
Figure 2-I : Evolution de population.....	6
Figure 2-II: Répartition des débits horaires de Ouled brahim.....	12
Figure 2-III: courbe de la consommation horaire de Ouled brahim. ....	12
Chapitre III	
Figure 3-I: Conduite de départ d'un réservoir .....	16
Figure 3-II: Conduite de by-pass. ....	17
Figure 3-III: Système en syphon.....	17
Figure 3-IV: système à deux prises.....	17
Chapitre IV	
Figure 4-I: image satellitaire du tracé de notre projet.....	29
Figure 4-II: Bilan total du tronçon (SP01 - SP02).....	32
Figure 4-III: Bilan total du tronçon (SP02 - Rt).....	34
Chapitre V	
Figure 5-I: Schéma d'installation en aspiration d'une pompe centrifuge.....	39
Figure 5-II: Schéma d'installation en charge d'une pompe centrifuge.....	40
Figure 5-III: Schéma de la pompe PM 100/ 3B.....	45
Figure 5-IV: Schéma et dimensions de la pompes PM100/3B.....	45
Figure 5-V: les courbes caractéristiques de la pompe.....	46
Figure 5-VI: Point de fonctionnement de la pompe.....	47
Figure 5-VII: les courbes caractéristiques de la pompe.....	50
Figure 5-VIII: Schéma de la pompe PM100/4C .....	51
Figure 5-IX: Schéma et dimensions de la pompe PM100/4C.....	51
Figure 5-X: Equipement en aval. ....	54
Chapitre VI	
Figure 6-I: Schéma des quatre étapes de Coup de bélier.....	59
Figure 6-II: Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement .....	62
Figure 6-III : le réservoir d'air.(2) .....	62
Figure 6-IV: Soupape de charge. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure 6-V: Volant d'inertie. ....	63
Chapitre VII	
Figure 7-I : Profondeur de tranchée.....	69
Figure 7-II : Robinet-vanne à opercule.(3) .....	70
Figure 7-III : Vanne papillon.(4).....	71
Figure 7-IV : Clapet anti-retour(5).....	71
Figure 7-V : Ventouse.(6) .....	72
Figure 7-VI: les taches de construire le réservoir projeté.....	81
Figure 7-VII : Diagramme de Gantt pour les travaux d'adduction.....	81
Figure 7-VIII : Diagramme de GANTT des travaux de réalisation du réservoir projeté.....	82
Figure 7-IX : Diagramme de GANTT des travaux de réalisation de la station de pompage.....	82
Figure 7 XII : Sécurité sur chantiers.....	83

## Nomenclature :

A : Frais d'amortissement (DA). a : Célérité d'onde (m/s).

ADE : Algérienne des eaux

APC : Assemblé populaire communal

C : Capacité de portée du pont roulant (kg). DRE : Direction des ressources hydrique dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

D : Diamètre (m).

E : Energie consommée pendant une année (Kwh).

H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

Hp : Hauteur de la pompe (m). Hs : Hauteur du socle (m).

Hr : Hauteur de réserve (m). H0 : Pression minimal (m).

Happ : Hauteur manométrique appelée (m).

i : Taux d'annuités

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

Kmax,j : Coefficient d'irrégularité maximum journalier . Kmin,,j : Coefficient d'irrégularité minimum journalier . n : Durée de l'amortissement de la conduite,

N : Nombre de consommateurs (hab).

Nm : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn). Np : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn). Pmoy : Précipitations moyennes annuelles(mm). P : Puissance de pompage (Kw).

Pm : Puissance du moteur(watt) Qperte : Débit des pertes.

Q<sub>dom</sub> : Débit domestique.

Qmoy j : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).

Qmax,j : Débit de consommation maximum journalier(m<sup>3</sup>/j).

Qmin,j : Débit de consommation minimum journalier (m<sup>3</sup>/j). Qmoy,h : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).

Qapp : Débit demandé ou débit appelé. Re : Nombre de Reynolds.

Sf : Surface d'une seule fenêtre (m<sup>2</sup>).

SP 01 : Station de pompage n° 1.

SP 02 : Station de pompage n° 2

S : Section du réservoir (m<sup>2</sup>).

Tmoy : Températures moyennes mensuelles(c°). t : Temps de pompage par jour (h).

Tf : Temps de fonctionnement de la pompe Tv : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).

U0 : Volume d'air comprimé (m<sup>3</sup>).

## Nomenclature

$V_{moy}$  : Vitesses du vent moyennes (Km/h)  $V_t$  : Volume total du réservoir (m<sup>3</sup>).

$V_{inc}$  : Volume d'incendie (m<sup>3</sup>).

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

$\eta_p$  : Rendement de la pompe

$\Delta H_l$ : Pertes de charge linéaires en (m).

$\Delta H_s$ : Pertes de charge singulières (m).

$\Delta H_t$ : Perte de charge totale(m).

$\nabla_{min}$ : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).

$\delta$  : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

## LISTES DES ABREVIATION :

A.E.P : Alimentation En eau Potable.

A.N.R.H : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

P.D.A.U : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

A.P.C : Assemblé Populaire Communale.

P.E.H.D : Polyéthylène à Haute Densité.

P.V.C : Polychlorure De Vinyle.

A.G : Acier Galvanisé.

AC : Acier.

HMT : Hauteur Manométrique Totale.

DN : Diamètre Nominale.

## LISTE DES PLANCHES :

- Plan de récolement existant.
- Plan de tracé du tronçon SP01 – SP02
- Profil en long du tronçon SP01 – SP02
- Plan de Réservoir projeté.



## Introduction générale :

L'eau, source de la vie et de développement, compté parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

Les pénuries d'eau potable sont devenues la préoccupation quotidienne des Algériens, et dans ce contexte notre étude a commencé par étudier l'approvisionnement en eau potable du chef-lieu de la commune Ouled Brahim de Médéa à partir le réservoir (10000m<sup>3</sup>) d'El Omaria pour répondre confortablement à la demande dans notre horizon de compte pour 2051.

L'étude réalisée comporte sept chapitres qui peuvent être divisés en quatre parties principales :

La première partie contient les deux premiers chapitres :

- Une présentation globale du site : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases, la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre d'habitants.
- Estimation des besoins en eau : dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire la demande. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

La deuxième partie : l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre zone citée si avant. Elle englobe les trois chapitres suivants :

- Les réservoirs : ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).
- L'adduction : dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.
- Pompes et stations de pompage : l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

La troisième partie sera concernée aux protections nécessaires pour l'adduction, à savoir :

- Le coup de bélier : dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène : les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans les conduites.
- Organisation de chantier, protection et sécurité de travail.



# Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

## Introduction :

La réalisation des projets d'alimentation en eau potable nécessite une étude préliminaire, dont la connaissance des caractéristiques de la zone d'étude et des différentes données liées à la zone d'étude, à savoir les données géographique, topographique, climatologique, géologique, démographique et de plus la situation hydraulique ; qui influent sur la conception du projet.

## 1 Présentation générale de la zone d'étude :

### 1.1 Situation géographique de la zone d'étude :

La commune de Ouled brahim, située au sud-est de la wilaya de Médéa à environ 16 km au chef-lieu de la wilaya ; était créé on 1984.

Elle est limitée par :

- Au nord-ouest la commune de Ouezra
- Au nord-est la commune de Omaria
- A l'est la commune de Sidi Naamane
- A l'ouest la commune de Benchicao
- Au sud-est la commune de Ouled Deide
- Au sud-ouest la commune de Berrouaghia.

Elle est composé principalement d'une agglomération assez importante associée aux agglomérations secondaires de Djamaa rsoule ; Ouled Salem ; Ouled salah ;Ouled trif ;Bouhaaba ;Ouled Slah ;Elghribya ; Hlassete.

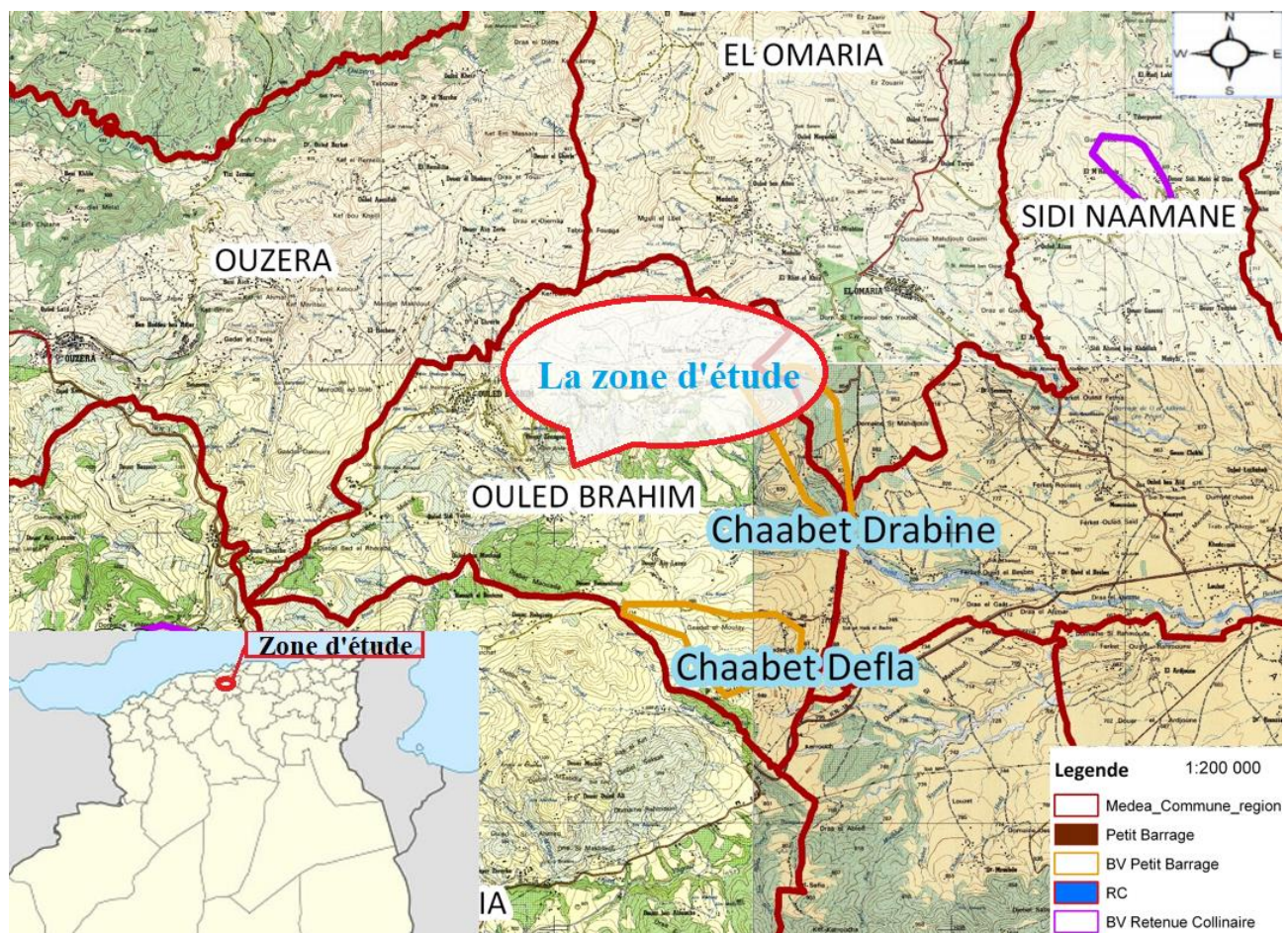


Figure 1-I : Situation administratif de la commune de Ouled brahim (wilaya de Médéa). Source (Plan de Situation des PB et RC dans la Wilaya de Médéa)

## 1.2 Situation topographie :

### 1.2.1 Relief :

Faisant partie du franc sud de l'Atlas tellien, le terrain de Ouled Brahim comporte un relief très accidenté.

A l'échelle communale, nous avons trois crêtes ayant plus ou moins la même altitude : le premier sommet en plein nord (1225m) . le second occupe la partie ouest (1222m) présentent ainsi le sommet de Djebel Djamaa Rssoul tandis que le troisième dont l'altitude atteint les 1253m ; le point le plus haut dans le périmètre communale c'est situé au sud du site urbain. Suite à une intense érosion les flancs de ces trois structures présentent des ravinements très accentuée qui donnent naissance à des creux (Chaabats) permettant ainsi le transport des eaux pluviales vers Oued Besbas.

### 1.2.2 Pentas :

La répartition des pentes est très hétérogène et elle reflète exactement la morphologie du terrain.

Pente de 0 à 10% : cette marge de pente couvre surtout la zone Oued le long de la limite communale, on second lieu vient la partie nord et celle d'extrême est ; sa superficie est assez faible par rapport du territoire communal.

Pente de 10 à 15% : elles sont assez fréquentes dans les zones situées ci-dessus mais elles ne couvrent que peu de surface et leur répartition est aussi hétérogène.

Pente 15 à 20% : ce type de pente représente la brusque transition entre les pentes de 10 à 15 et celle supérieure a 20%.

Pente supérieure à 20% : elles sont de loin les plus prédominantes et elles se localisent surtout dans la zone centrale. Aussi, elles contournent les trois quarts des périmètres urbains de l'agglomération Chef-lieu.

## 1.3 Situation climatologique :

### 1.3.1 Climat :

La zone Ouled brahim présente un climat méditerranéen ; elle se situe dans l'étage biochimique subhumide avec des précipitations allant de 700 à 750 mm/an ; son climat est caractérisé par :

- Hivers très froids ; du mois de Novembre à Mars.
- Eté chaud et sèche : du mois d'Avril à Septembre.

### 1.3.2 Température :

Les données de températures s'étalent sur 15 ans (2002-2017) ces valeurs sont :

	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
min	11.3	7.3	7.3	4.8	3.8	3.6	5.77	3.1	5.15	11.87	19.4	16.61
Moy	18.8	13.5	11.3	8	6.9	7.35	9.49	9.71	12.78	18.64	21.65	23.5
Max	26.3	19.8	11.2	11.2	10	11.1	13.2	16.3	20.40	25.4	29.2	30.4

Tableau1.I: Moyennes mensuelles des températures Ouled brahim (2002-2017) (PDAU O.B 2020).



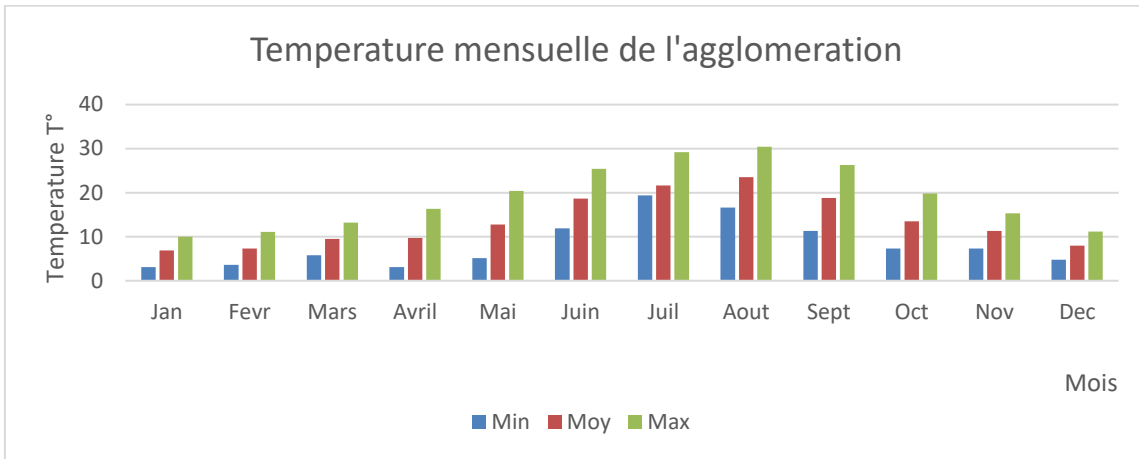


Figure 1-II: Variation de la température mensuelle de Ouled brahim (2002-2017), (PDAU O.B 2020).

**1.4 Géologie :**

A l'échelle régionale nous avons un lieu élevé appartenant à la zone moyenne de l'Atlas tellien ce partie concerne le bassin Isser présentant des croupes élevées, terres argileuses, des plateaux sablonneux, ainsi qu'il est caractérisé par la présence de roche non consolidées présentant une grande plasticité en présence d'eau.

**1.5 Sismicité :**

La région de Ouled brahim se située dans la zone (zone II b). Cette zone représente une activité sismique moyenne donc un risque moyen.

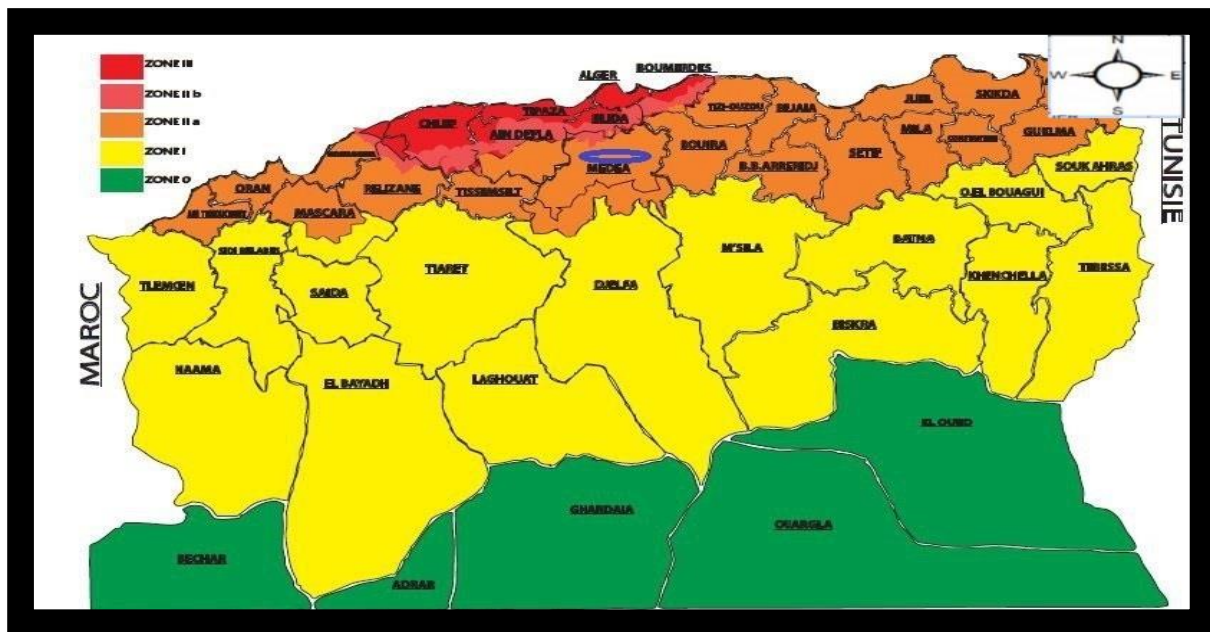


Figure 1-III: Carte sismique de l'Algérie.(google image)

**1.6 Situation démographique :**

Le nombre d'habitant de l'agglomération de Ouled brahim est de 3657 habitants d'après le (RGBH 2008) ; avec un taux de recensement 1,67% . (Source : l'APC).

**1.7 Situation hydraulique :**

**Le captage des sources :**

L'unique source qui alimente l'agglomération de chef-lieu de Ouled brahim c'est la source de Ain-kbira ; localisée par les coordonnées suivantes : **X= 494234.84 m**

$$Y= 4011253.79 \text{ m}$$

La source fournit un débit de **3.5 l/s** donc **302.4 m<sup>3</sup>/j**.

L'eau produite par la source d'Ain-Kbira est acheminé vers une bache d'aspiration de 30m<sup>3</sup> (station de pompage) gravitairement avant d'être refoulé vers un réservoir de stockage existant 500m<sup>3</sup> avec une conduite de DN 90mm.

**Réservoirs de stockage :**

Dans cette agglomération on a deux réservoirs de stockage :

Réservoirs existant	Classification	Capacité
Réservoir 01	Semi-enterré	500m <sup>3</sup>
Réservoir 02	Semi-enterré	50m <sup>3</sup>

Tableau 1.II: les réservoirs existants dans l'agglomération de Ouled Brahim.

**Réseau de distribution :**

L'agglomération de Ouled brahim a un réseau de distribution ramifié :

- Conduite principale de longueur 940 m et DN250mm
- Conduites secondaires de longueur 2675.14m et DN [63 – 75] mm.
- Conduite tertiaires et réseau divers DN [20 – 63]mm.

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons fait une analyse générale (régionale et locale) de la zone d'étude où nous avons collecté les données et déterminé les différentes caractéristiques de l'agglomération. Ces dernières sont nécessaires pour l'étude de notre projet.





## Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable de l'agglomération

**Introduction :**

Le but de ce chapitre est l'estimation des besoins en eau potable des différents consommateurs de l'agglomération ceci en se basant sur nos données collectées tel que la population et le taux d'accroissement jusqu'à l'horizon d'étude, ainsi que Les différents équipements existants et la norme des consommations.

**2 Démographie et estimation des besoins :****2.1 Evaluation démographique :**

L'évaluation démographique de basant sur la détermination du nombre d'habitant à l'horizon d'étude. Elle s'effectue en tenant compte de trois facteurs sont :

- La natalité
- La mortalité
- La migration

On peut considère que la durée d'estimation démographique a deux termes en fonction de la vie économique de la structure à projeter :

- Long terme : 10 à 30 ans
- Court terme : 3 à 10 ans

**2.1.1 Population actuelle :**

Le nombre de population du village de Ouled Brahim est de **3657 habitants** selon l'APC de Ouled Brahim (RGPH 2008) ; avec un taux d'accroissement de **1.67%**.

**2.1.2 Estimation de la population future :**

Le calcul de l'évolution démographique de la population s'effectue par la formule des intérêts composée :

$$P_n = P \times (1 + \tau)^n \dots \dots \dots (2-1)$$

- $P_n$  : population à l'horizon de calcul.
- $P$  : population de l'année de référence.
- $\tau$  : taux d'accroissement de la population 1.67%
- $n$  : l'écart d'année entre l'année de référence et l'horizon.

Dans cette étude on prend un horizon de 30 ans, nous avons donc :

- En 2008 : 2000 habitants
- En 2021 : 4195 habitants
- En 2051 : 8800 habitants

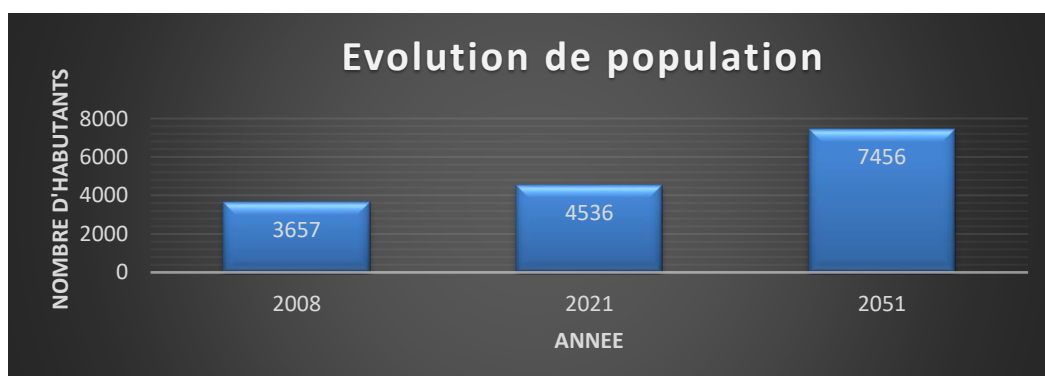


Figure 2-I : Evolution de population.

## 2.2 Catégories des besoins en eau potable :

La consommation d'eau potable varie par rapport au type de consommateur ; la réalisation des projets d'alimentation en eau potable nécessite de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs au niveau d'une agglomération. (1)

Tout réseau public de distribution d'eau potable doit satisfaire les besoins de différentes catégories :

### Besoins domestiques :

Sont l'ensemble des besoins d'utilisations ménagères tel que : préparations des repas ; la propreté ; le lavage ; la vaisselle et de la ligne ; les douches ... Ces besoins varient en fonction du développement des installations sanitaires et d'habitudes de la population.(1)

### Besoins publics :

L'utilisation de l'eau pour : le nettoyage ; marchés ; caniveaux ; lavage ; des automobiles ; de plus les demandes d'eau pour les casernes ; les administrations ; les cantines.... etc.(1)

### Besoins industriels :

Les usines et les entreprises industrielles ont besoins d'une quantité d'eau importante pour la production et leur fonctionnement ; ainsi que les différentes industries exigent des différentes qualités d'eau selon le type de produit fabriqué ou transformée.(1)

### Besoins sanitaires :

L'ensembles des quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours ; des baignoires ; douches ; des WC.... etc.

## 2.3 Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire pour alimenter une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par carrées de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule .... etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation ; cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville et l'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.(1)

Dans le cas de notre étude, cette norme ou dotation est fixée de 180 l/j/hab (besoin domestique et arrosage des jardins familiaux).

## 2.4 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est donné par la relation :

$$Q_{moy,j} = \frac{q*N}{1000} \text{ (m}^3\text{/j) .....2-II}$$

N : le nombre des usagers dans chaque groupe de consommateurs.

q : dotation journalière de consommation pour chaque groupe ; estimée en litre par jour par usager.

## 2.5 Calcul des besoins en eau :

### Besoins domestiques :

Année	Nombres d'habitants (hab)	Dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
2051	7456	180	1342.08

Tableau 2.I: détermination des besoins domestique.

### Besoin des autres déférentes catégories :

Equipements	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/u)	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
<b>Scolaires</b>				
2 Ecoles primaires	élève	686	20	13.72
CEM	élève	600	20	12
Lycée	élève	400	20	8
totale				33.72
<b>Socioculturels</b>				
Mosquées	fidèle	1000	10	10
Centre culturelle	m <sup>2</sup>	200	10	2
Maison de jeunes	m <sup>2</sup>	150	15	2.25
totale				14.25
<b>Administration</b>				
Siege APC	employée	30	15	0.45
Siege PTT	employée	20	15	0.3
totale				0.75
<b>Sanitaire</b>				
Centre de soins	malade	50	15	0.75
totale				0.75
<b>Commerciaux</b>				
Boulangerie	unité	2	250	0.25
Boucheries	unité	1	30	0.06
totale				0.31

Tableau 2.II : détermination des besoins des différentes catégories de consommateurs.

**Besoins futures :**

Objet	Unité	Nombre d'unité	Dotation	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Laiterie	1	25000	5	125
Abattoir	1	250	700	175

Tableau 2.III : détermination des besoins futurs.

**Recapitalisation des besoins en eau de l'agglomération :**

Catégorie	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)
Domestique	1342.08
Public	51.28
Extension future	300
totale	1693.36

Tableau 2.IV : Recapitalisation des besoins de l'agglomération.

**Fuites et gaspillages :**

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes ; elle de produisent en grande partie sur les branchements particulières.

Les fuites et le gaspillage sont généralement estimés à 15% du débit moyen totale.

Catégories	Qmoy,j (m <sup>3</sup> /j)
Domestique	1584
Public	51.28
Extension future	300
Fuites et gaspillage	254.004
Totale	1947.364

Tableau 2.V : Recapitalisation du besoin de l'agglomération avec fuites et gaspillage.

**2.6 Variation de la consommation :**

Les débits de consommation sont variables dans le temps, parmi ces variations nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération
- Variation mensuelle qui de l'importance de la ville ;
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine ou la consommation est la plus importante ;
- Variation horaire qui dépend de régime de consommation de la population.(1)

**2.7 Etude de la consommation maximale journalière :**

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.(2)

**2.7.1 Variation de la consommation maximale journalière :**

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale soit supérieure à la consommation moyenne ; Ce rapport s'appelle le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum  $K_{max,j}$  ; on donne la relation :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (2-III)$$

$Q_{max,j}$  : la consommation maximale de l'agglomération (m<sup>3</sup>/j)

$Q_{moy,j}$  : la consommation moyenne de l'agglomération (m<sup>3</sup>/j)

$K_{max,j}$  : le coefficient d'irrégularité journalière maximum . $K_{max,j} = [1.0 \div 1.3]$

Pour notre cas ; on prend  $K_{max,j} = 1.3$

**2.7.2 Variation de la consommation minimale journalière :**

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale soit inférieure à la consommation moyenne ; Ce rapport s'appelle le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum  $K_{min,j}$  ; on donne la relation :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (2-IV)$$

$Q_{min,j}$  : la consommation minimale de l'agglomération (m<sup>3</sup>/j)

$Q_{moy,j}$  : la consommation moyenne de l'agglomération (m<sup>3</sup>/j)

$K_{min,j}$  : le coefficient d'irrégularité journalière minimum . $K_{min,j} = [0.7 \div 0.9]$

Pour notre cas ; on prend  $K_{min,j} = 0.8$

D'où :

Catégories des besoins	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Domestique	1342.08	1.3	1744.704	0.8	1073.664
Publics	51.28	1.3	66.664	0.8	41.024
Extension future	300	1.3	390	0.8	240
Fuites et gaspillage	254.004	1.3	330.2052	0.8	203.2032
Totale	1947.36	1.3	2531.5732	0.8	1557.8912

Tableau 2.VI : les besoins en eau maximale et minimale de l'agglomération pendant une journée.

**2.8 Etude de la variation des débits horaires :**

En plus des variations journalières, le débit moyen subit d'autres variations a l'échelle horaire.

Le débit moyen horaire est donné par la relation :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \dots \dots \dots (2-V)$$

$Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)

$Q_{max,j}$  : débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j)

$$Q_{moy,h} = \frac{2531.5732}{24}$$

$$Q_{moy,h} = 105.4822 \text{ m}^3/\text{h}$$

La variation du débit horaire dans une journée est représentée en fonction du nombre d'habitant et contrastée selon l'importance de l'agglomération concernée ; elle est exprimée par un pourcentage du débit maximum journalier :

$$Q_h = (P\% * Q_{max,j}) \dots \dots \dots (2-VI)$$

$Q_h$  : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)

$Q_{max,j}$  : débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j)

Dans ce cas, et comme nous avons une agglomération a un nombre d'habitant à long terme est inférieure a 10000 ; On choisit la répartition de colonne < 10000 habitants.

Heures	Consummation( $Q_{max,j}=2531.5732\text{m}^3/\text{j}$ )		Consummation cumuli	
	%	m <sup>3</sup> /h		m <sup>3</sup> /h
0_1	1	25,315732	1	25,315732
1_2	1	25,315732	2	50,631464
2_3	1	25,315732	3	75,947196
3_4	1	25,315732	4	101,262928
4_5	2	50,631464	6	151,894392
5_6	3	75,947196	9	227,841588
6_7	5	126,57866	14	354,420248
7_8	6,5	164,552258	20,5	518,972506
8_9	6,5	164,552258	27	683,524764
9_10	5,5	139,236526	32,5	822,76129
10_11	4,5	113,920794	37	936,682084
11_12	5,5	139,236526	42,5	1075,91861
12_13	7	177,210124	49,5	1253,128734
13_14	7	177,210124	56,5	1430,338858
14-15	5,5	139,236526	62	1569,575384
15_16	4,5	113,920794	66,5	1683,496178
16_17	5	126,57866	71,5	1810,074838
17_18	6,5	164,552258	78	1974,627096
18_19	6,5	164,552258	84,5	2139,179354
19_20	5	126,57866	89,5	2265,758014
20_21	4,5	113,920794	94	2379,678808

Tableau 2.VII: Variation du débit horaire dans l'agglomération de Ouled brahim.

21_22	3	75,947196	97	2455,626004
22_23	2	50,631464	99	2506,257468
23_24	1	25,315732	100	2531,5732
total	100	2531,5732		

Tableau 2.7 : Suite du tableau de Variation du débit horaire dans l'agglomération de Ouled brahim.

Donc on trouve :  $Q_{max,h} = 177.210124 \text{ m}^3/h$

$Q_{min,h} = 25.315732 \text{ m}^3/h$

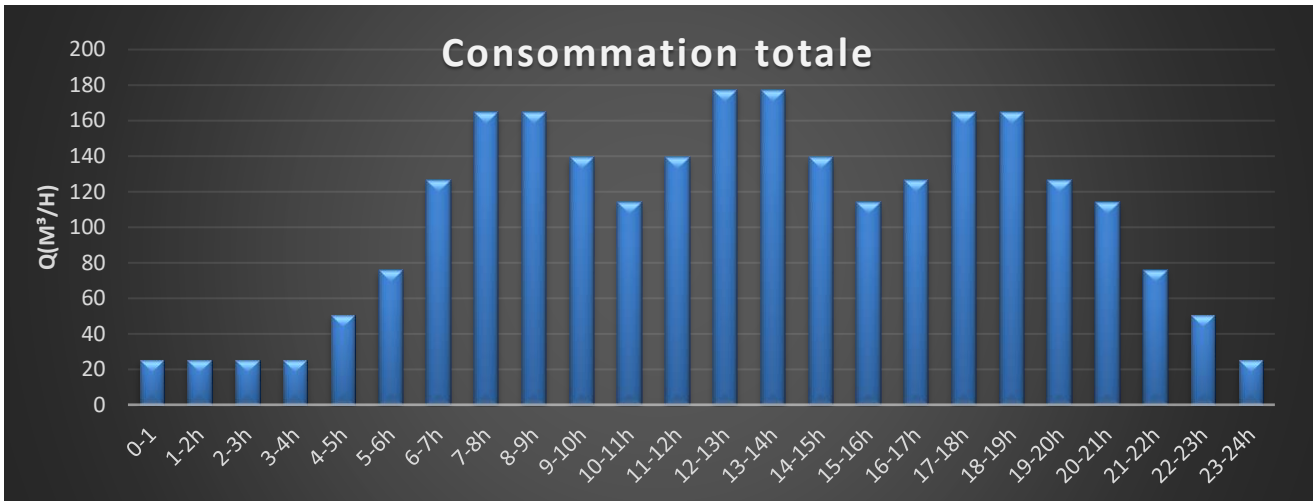


Figure 2-II: Répartition des débits horaires de Ouled brahim.

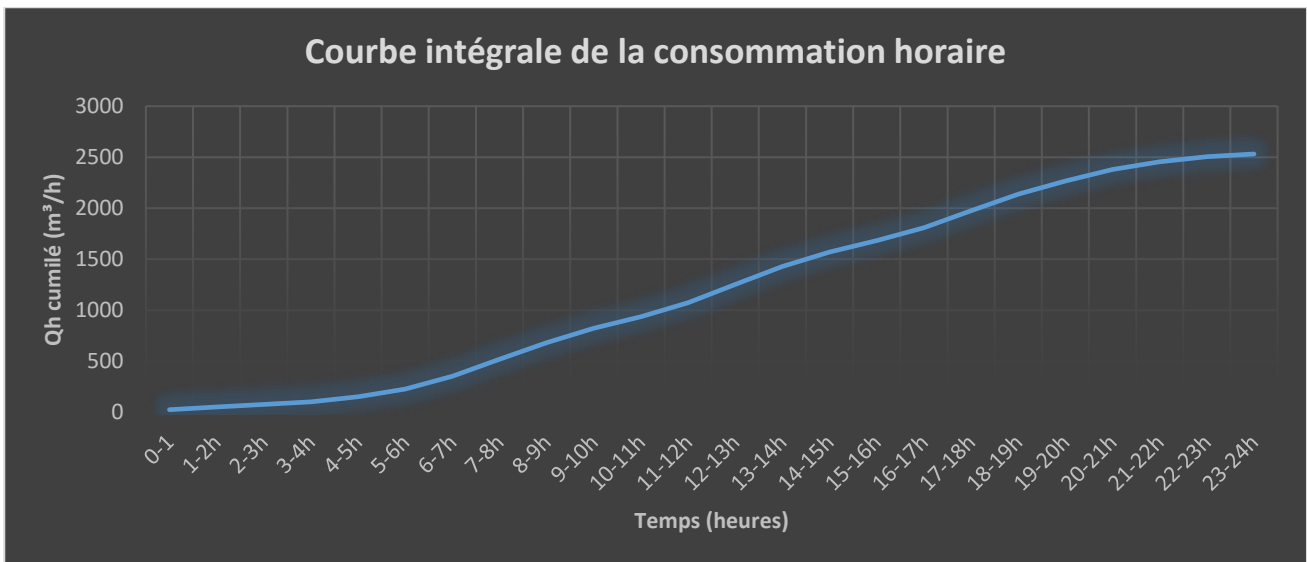


Figure 2-III: courbe cumulée de la consommation horaire de Ouled brahim.

**2.9 Comparaison entre les besoins et les ressources :**

Le but de cette comparaison c'est la détermination du déficit à l'horizon 2051.

Besoins à l'horizon		Production existante		Déficit	
l/s	m³/j	l/s	m³/j	l/s	m³/j
29.301	2531.5732	3.6	302.4	25.801	2229.1732

Tableau 2.8 : Détermination de déficit.



**Conclusion :**

Dans ce chapitre ; nous avons calculé les débits journaliers (maximum et minimum) et tracé les courbes de consommation horaire afin de connaître la consommation totale de notre agglomération ; de plus les débits horaires (moyen ; max ; min), on trouve qu'il y a un déficit de 2229.2 m<sup>3</sup>/j à l'horizon de 2051.

# Chapitre III : Réservoirs

**Introduction :**

Le stockage de l'eau potable est un élément nécessaire et principal dans les systèmes d'alimentation en eau potable. Le but de ce chapitre est de démontrer l'importance des réservoirs de stockage et de déterminer la capacité et l'implantation du réservoir par rapport aux besoins futurs pour une utilisation ultérieure.

**3 Réservoirs :****3.1 Rôles des réservoirs :**

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples :

- Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.
- Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)
- Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.
- Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre)
- Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie. (1)

**3.2 Localisation des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.
- La cote radiée doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée

dans le réseau.

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante (1)

### 3.3 Choix de la cote de l'implantation :

Il y a deux solutions pour la localisation :

- Le château d'eau ou réservoir haut dont l'altitude permet d'assurer gravitairement l'alimentation de tout le point d'eau, aux heures de pointe, du réseau de distribution aval ;
- Le réservoir bas dont l'altitude est indépendante des cotes piézométriques aval ; il a comme contrepartie l'emploi obligatoire d'engins de relèvement (suppresseurs) entre le réservoir et le réseau de distribution.

Il y a également des systèmes mixtes ou seulement une partie du réseau demande l'utilisation de suppresses. Le choix entre les systèmes dépend de critères objectifs (coût d'exploitation, investissement), de critères de sécurité d'exploitation (on admet ou non l'interposition d'engins mécaniques entre le réservoir et l'utilisateur), mais également de critères sociaux-esthétiques (urbanisme), les réservoirs bas pouvant être intégrés (dissimulés) dans un paysage urbain ou rural, à l'inverse des châteaux d'eau pour lesquels une recherche esthétique peut conduire à des résultats non unanimement admis et souvent à un renchérissement sensible du coût. (2)

Dans ce cas, le réservoir existe à une cote de 1109 m et il est de volume 500 m<sup>3</sup>, cette cote permet de satisfaire les besoins en eau potable pour la population du village de Ouled brahim

### 3.4 Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont classés en plusieurs catégories :

Selon la nature des matériaux de construction du réservoir, on distingue :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé (ordinaire / précontrainte).

Selon la situation des lieux ; ils peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés.
- Surélevés.

Selon leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires.
- D'une forme quelconque.

Selon des considérations esthétiques ; ils peuvent :

- Soit affirmer la fonction des ouvrages.
- Soit intégrer au paysage.

### 3.5 Equipements du réservoir :

#### 3.5.1 Conduites d'arrivée du réservoir :

Cette conduite est placée toujours à l'opposé de la conduite de départ pour engendrer le brassage, elle est en siphon noyée ou placée par le bas. La conduite d'arrivée permet de renouveler l'eau par le mélange en créant des perturbations ainsi qu'un écoulement par rouleaux.

#### 3.5.2 Conduite de départ ou de distribution :

Toujours la conduite de départ est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à (15 ÷ 20) cm au-dessus du Radier au but d'éviter l'entrée des matières en suspension.

A l'extrémité de cette conduite on trouve une crépine est pour éviter le phénomène de vortex ; en plus elle est équipée d'une vanne à survitesse. (3)

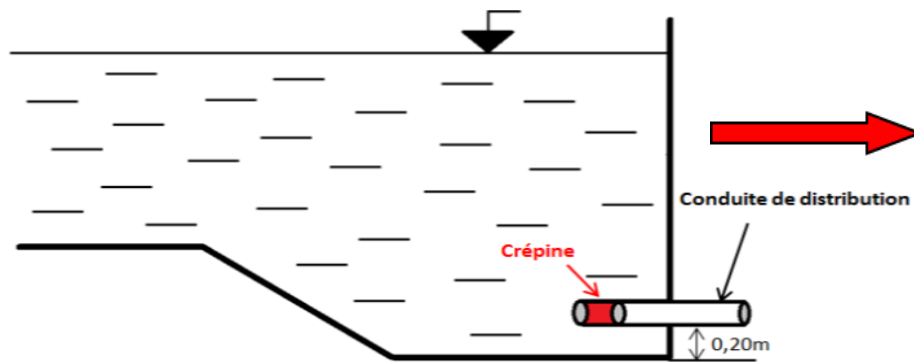


Figure 3-I: Conduite de départ d'un réservoir

#### 3.5.3 Conduite de trop plein :

Dans le cas où le refoulement de la pompe qui fournit de l'eau au réservoir ne s'arrête pas ; la conduite de trop plein permet d'évacuer l'excès de l'eau arrivant. Si le réservoir est compartimenté chaque compartiment doit avoir leur conduite de trop plein.

#### 3.5.4 Conduite de vidange :

Dans le cas du nettoyage cyclique du réservoir ou la réparation ; la conduite de vidange permet de vider le réservoir. Elle munie d'un robinet et se raccorde généralement à la conduite de trop -plein. (3)

Pour éviter d'engendrer des dépôts de sable ; les robinets vannes doit être nettoyer après chaque vidange.

**3.5.5 Conduite de by-pass :**

Cette conduite relie entre la conduite de départ et la conduite d'arriver ; lorsque on a dans le cas d'entretien du réservoir ; cette conduite permet de l'alimentation du réseau. (3)

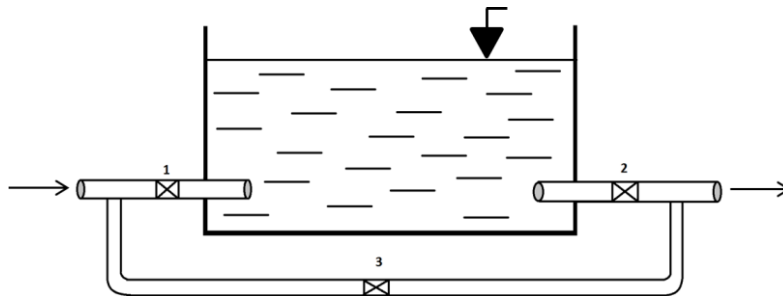


Figure 3-II: Conduite de by-pass.

**3.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :**

**3.6.1 Système en syphon :**

Le syphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.(3)

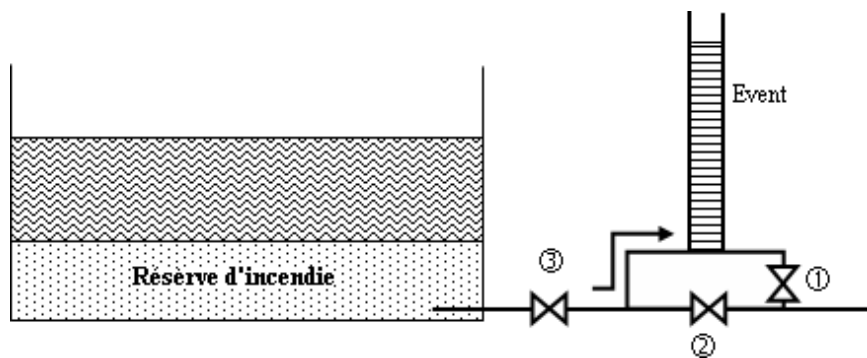


Figure 3-III: Système en syphon.

C'est le système utilisé pour notre cas.

**3.6.2 Système à deux prises :**

L'utilisation de ce genre des systèmes est rare grâce à l'existence d'un volume d'eau morte (la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée). (3)

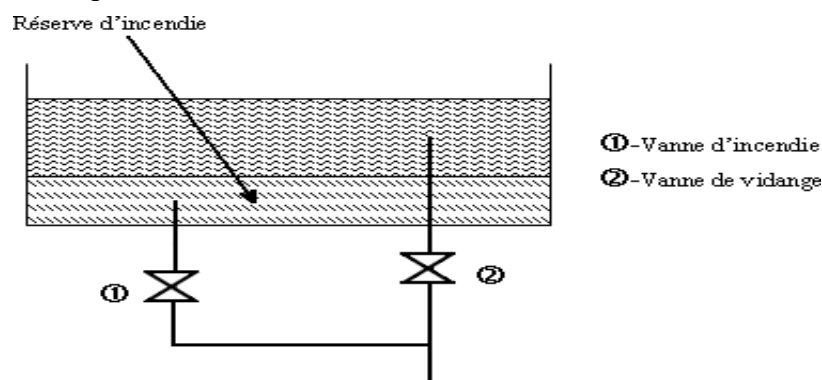


Figure 3-IV: système à deux prises.

**3.7 Capacité des réservoirs :**

Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en considération l'évolution de la population et ses habitudes de consommation.

Il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24 heures.

La capacité calculée du réservoir doit arrondis aux capacités des réservoirs pour faciliter la tâche de la réalisation. Soit : 50 ; 100 ; 250 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2000 ; 2500 ; 5000 ; 7500 ; 10000m<sup>3</sup> (4)

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recouru soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique.

**Méthode graphique :**

Cette méthode prend en considération la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport de début pompé par rapport aux durées de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.(4)

**Méthode analytique :**

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage, on peut déterminer analytiquement la capacité du réservoir. la capacité sera déduite à partir des résidu entre les cumuls d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures , on a le tableau ci-dessous .(1)

$$Vu = \frac{a\% * Q_{max,j}}{100} \dots \dots \dots 3-I)$$

a% :le maximum des reste de Q<sub>max ;j</sub>

Q<sub>max ;j</sub> : début maximum journalier (m<sup>3</sup>/j)

V<sub>u</sub> : volume utile du réservoir (m<sup>3</sup>)

V<sub>t</sub> : volume totale du réservoir (m<sup>3</sup>)

V<sub>inc</sub> : volume d'incendie 120 (m<sup>3</sup>)

Le volume totale du réservoir calculé par l'ajout de volume d'incendie au volume utile.

$$Vu = \frac{|-25,5| * 2531,5732}{100}$$

$$Vu = 639,222 m^3$$

$$Vt = 639,222 + 120 = 759,222 m^3$$

Heures	Consommation en (%)	Refoulement en (%)	Arrivée d'eau au réservoir (%)	Départ d'eau depuis le réservoir (%)	Reste dans le réservoir (%)
0_1	1	5	4		-12
1_2	1	5	4		-8
2_3	1	5	4		-4

3_4	1	5	4		0
4_5	2	5	3		3
5_6	3	5	2		5
6_7	5	5			5
7_8	6,5	5		1,5	3,5
8_9	6,5	5		1,5	2
9_10	5,5	5		0,5	1,5
12_13	7	5		2	<b>-0,5</b>
13_14	7	5		2	-2,5
14_15	5,5	5		0,5	-3
15_16	4,5	5	0,5		-2,5
16_17	5			5	-7,5
17_18	6,5			6,5	-14
18_19	6,5			6,5	-20,5

Tableau 3.I: Détermination de la capacité du réservoir

19_20	5			5	<b>-25,5</b>
20_21	4,5	5	0,5		-25
21_22	3	5	2		-23
22_23	2	5	3		-20
23_24	1	5	4		-16

Tableau 3.II : Suite au tableau de détermination de la capacité du réservoir.

### 3.8 Forme du réservoir :

A cause de l'existence d'un réservoir 500m<sup>3</sup> dans cette agglomération, on choisit d'ajouter un autre réservoir de même capacité 500m<sup>3</sup> pour répondre aux besoins de consommation de cette agglomération ainsi qu'on a choisi le même emplacement à côté du réservoir existant.

De préférence, on choisit la forme circulaire. La hauteur d'eau dans la cuve est comprise généralement entre : [3 ÷ 6] m.

- **Calcul du diamètre de la cuve :**

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*h}} \quad (3-II)$$

D : diamètre de la cuve

V : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>)

h : hauteur optimale d'eau (m) , on prend : **h = 4,5 m**

Donc le diamètre de la cuve de ce réservoir est : **D = 12 m**

- **Calcul de la hauteur totale du réservoir :**

$$H = h + R \quad (3-III)$$

H : la hauteur totale du réservoir (m)

h : la hauteur d'eau dans la cuve (m)

R : la revanche (m). On prend **R = 0,5 m**

La hauteur totale du réservoir est : **H = 5 m**



**3.9 Calcul du réservoir tampon :**

Pour un instant 't' le débit sera :

$$Q = Q_0 - Q_0 \times (t/T) = Q_0 \times (1 - t/T) \quad (3-IV)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$dv = Q_0 * (1 - t/T) dt \quad (3-V)$$

$$V = Q_0 * \int (1 - t/T) dt = \frac{Q_{moy,h} * T}{2} = \frac{105.5 * 0.5}{2} = 26.38 \text{ m}^3$$

T : temps total de la fermeture de la vanne 0.5h

Q<sub>moy,h</sub> : débit moyenne horaire

On préconise un volume de V<sub>r,t</sub> = V + V<sub>i</sub> = 120+26.38= 146.38 m<sup>3</sup>

Donc le volume normalisé du réservoir tampon est de 250 m<sup>3</sup>

Et : V<sub>r,t</sub> : volume du réservoir tampon.

V<sub>i</sub> : Volume d'incendie.

**3.10 Dimensionnement des bâches d'aspiration des stations de pompage :**

Dans ce cas, les bâches de reprise jouent un rôle transitoire. Le dimensionnement de ces bâches se base sur le temps de mettre la crépine en charge ; on l'estime t=15mn

On va calculer le volume de la bache de reprise avec la formule :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{T} \dots\dots\dots(3-VI)$$

Avec : Q<sub>max,j</sub> : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 18 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

**- Calcul de la bache d'aspiration des deux stations de pompage :**

$$V_{bache} = \frac{2531,5732 * 0,25}{20} = 31,645 \text{ m}^3$$

On estime le Volume de la bache après une majoration de 30% du volume calculé :

$$V_{bache \text{ estimé}} = 41,14 \text{ m}^3$$

C'est le même cas pour cas pour la station de pompage N°2

Bâche de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume normalisé(m <sup>3</sup> )	L(m)	l(m)	h(m)	S(m <sup>2</sup> )
SP 01	41.14	50	5	5	2	20
SP 02	41.14	50	5	5	2	20

Tableau 3.2 : Dimensionnement des bâches d'aspiration.

### 3.11 Recommandations sur les réservoirs :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les variations de température (élévation ou descente importante).
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Au moins deux fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.(3)

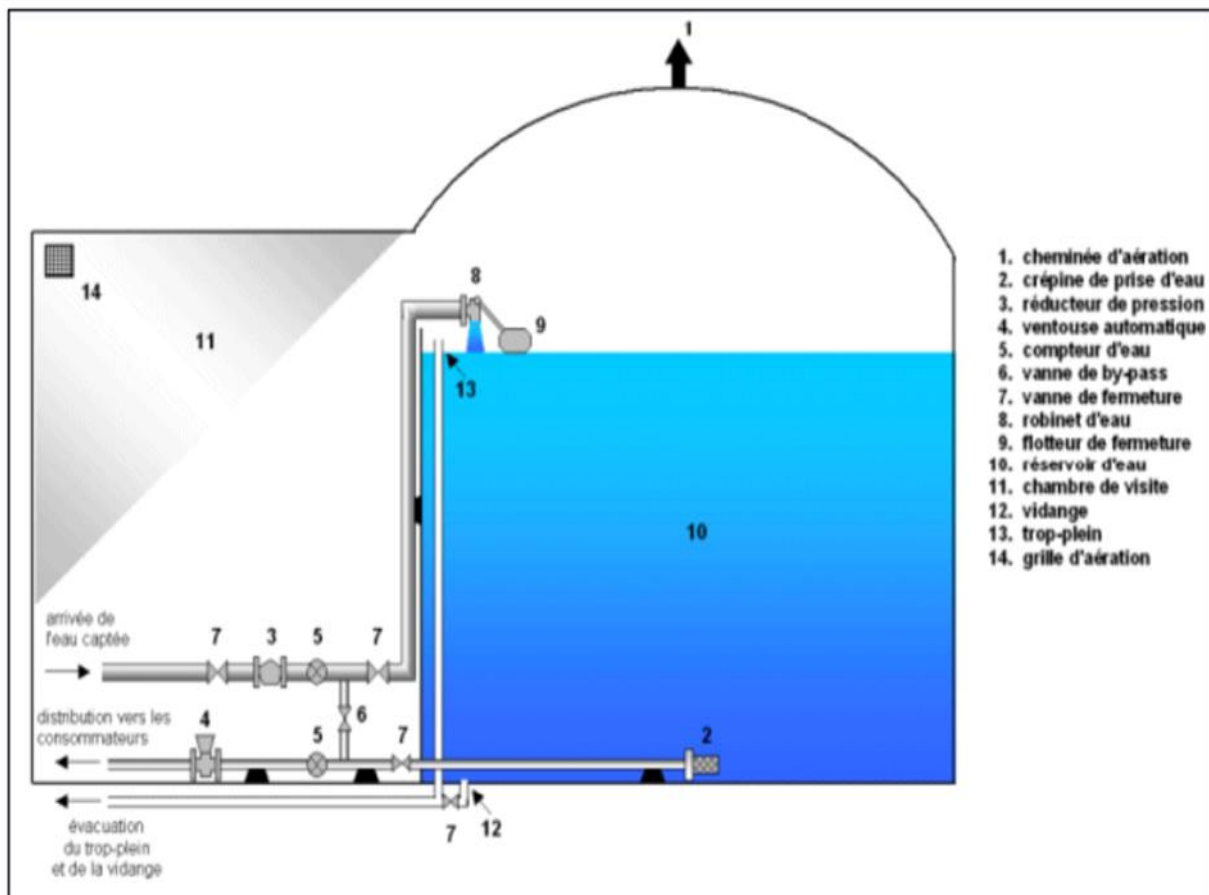


Figure 3-V : Schéma fonctionnelle du réservoir

### Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé les caractéristiques et la capacité du réservoir qui sera construit au niveau de l'agglomération de Ouled brahim . Le réservoir de 500m<sup>3</sup> (qu'on a ajouté d'après

l'étude des besoins) sera de type semi-enterré, leur emplacement est imposé par la topographie et la configuration de la zone d'étude.

## Chapitre IV : Etude de l'adduction

**Introduction :**

Généralement, on utilise les adductions comme des moyens de transfert d'eau potable depuis les points de production vers les points de consommation ou de stockage lorsqu'ils sont éloignés, ce transport se fait gravitairement, par refoulement ou mixte.

Le but de ce chapitre est de dimensionner l'adduction de réservoir d'El Omaria 10000 m<sup>3</sup> vers le réservoir de Ouled brahim 500m<sup>3</sup>.

**4 Types des adductions :****4.1 Adduction gravitaire :**

Dans une adduction gravitaire la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.(5)

**4.2 Adduction par refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, l'installation d'un système de pompage est donc nécessaire. (5)

**4.3 Adduction mixte :**

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération. (5)

**4.4 Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :**

On distingue deux types d'écoulement :

**4.4.1 Ecoulement a surface libre :**

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente.la forme du canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.(5)

**4.4.2 Ecoulement en charge :**

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.(5)

**4.5 Choix du tracé :**

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- ❖ Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- ❖ Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- ❖ Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc. ...).
- ❖ Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.

- ❖ Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- ❖ Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- ❖ On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- ❖ Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- ❖ Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- ❖ Certains terrains accidentés nous obligent à avoir une trace où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.(1)

#### 4.6 Choix de matériaux de canalisation :

Le bon choix de matériaux de tuyauterie est très important dans la partie de canalisation, le choix est dépendu de la pression de service, la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

Il existe plusieurs types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD...etc.

##### 4.6.1 Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions. Ce matériau est très durable dans le temps et il a une excellente résistance aux différents chocs, mais il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.(4)

##### 4.6.2 Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion interne et externe surtout qu'il s'agit de sol agressif, un revêtement intérieur et extérieur plus d'une protection cathodique sont indispensables.

Pour les conduites principales qui alimentent les villes, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.(4)

##### 4.6.3 PVR (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la

pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques.

Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.(4)

#### 4.6.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers et flexibles de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). (4)

Le PEHD ne nécessite pas des joints au raccordements, mais les agents qui font leur soudage doivent être qualifiés.

Dans cette étude, On choisit des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles :

- ❖ Ils sont disponibles sur le marché.
- ❖ Peuvent supporter des pressions importantes.
- ❖ Économique sur le transport.
- ❖ Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- ❖ Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.(4)

### 4.7 Calcul hydraulique :

#### 4.7.1 Cas 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 :

$$\Delta H_T = \frac{k' * L_{ev} * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(4-I)$$

$\Delta H_T$  : perte de charge totale (m)

$K'$  : Coefficient de perte de charge

$L_{ev}$  : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_{eq} = L_g + L_{ez} \dots\dots\dots 4-II)$$

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

$L_{ez}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées **10%** des pertes de charge linières.

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} * 1.10 \dots\dots\dots(4-III)$$

$\Delta H_{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$\Delta H_T$  : perte de charge totale (m)

On trouve alors le Diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \dots\dots\dots 4-IV)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

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

$\beta$ : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ; m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K', m et  $\beta$  sont donnés dans le tableau suivant :

Tuyau	K'	m	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
<b>Plastique</b>	<b>0,001052</b>	<b>4,772</b>	<b>2</b>

Tableau 4.I: Coefficient k',  $\beta$  et m pour les différents matériaux.

Pour ce cas ; on prend la variante de Plastique (PEHD).

**4.7.2 Cas de refoulement :**

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

- Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5 * \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots 4-V)$$

- Formule de BONIN :

$$D_{ec} = \sqrt[3]{Q} \dots\dots\dots (4-VI)$$

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

Q: débit véhicule par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

- Formule de MUNIER :

$$D_{ec} = \sqrt[3]{Q} * (1 + 0.02 n) \dots\dots\dots 4-VII)$$

n : nombre d'heures de pompage.



Q: débit en m<sup>3</sup>/s.

- Formule de VIBERT : (pour les conduites en Fonte)

$$Dec = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{Pompagement de 10h/24h})$$

$$Dec = 1.547 (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{Pompagement continue})$$

Avec : Q : représente le débit refoulé en m<sup>3</sup>/s ;

e : prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

**Remarque :**

- Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance.
- La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur ≤ 1 Km).

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, et nous donne un diamètre calculé et lorsque on normalise ce dernier on perd la vitesse économique.(5)

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la méthode de détermination du diamètre économique suivante :

➤ **Méthode de détermination du diamètre économique :**

Cette méthode a pour but de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, Pour cela dans cette méthode 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 et on pourra tracer donne une courbe d'optimisation.(5)

**a. L'amortissement annuelle :**

Les frais d'amortissement dépendent de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Elles sont déterminées par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots 4-VIII$$

A : Frais d'amortissement (DA);

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n: Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

AN :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 = 0.0888 = 8.88\%$$

On trace un tableau des frais d'amortissement en fonction des diamètres successifs.

**b. Frai d'exploitation :**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations ( $D_1, D_2, \dots, D_n$ ). Connaissant la hauteur géométrique ( $H_g$ ), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales ( $H_{mt}$ ) correspondant à chaque canalisation  $D_1, D_2, \dots, D_n$ .

**4.7.2.1 Calcul des pertes de charge :**

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières.

**I. Calcul des pertes de charge linéaire :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- Diamètre  $D$  de la conduite en (m) ;
- Débit  $Q$  en ( $m^3/s$ ) ;
- La rugosité absolue  $K_s$  exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon  $L$  en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \dots\dots\dots 4-IX)$$

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes :

- Formule de Nikuradzé : (En régime turbulent rugueux)

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * Ln \left( \frac{\varepsilon}{D} \right))^{-2} \dots\dots\dots (4-X)$$

$\varepsilon$  : La rugosité de la conduite, pour notre cas est égale à 0,001 mm

**II. Perte de charge singulière :**

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_l \dots\dots\dots (4-XI)$$

**III. Calcul de la hauteur manométrique totale :**

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t$$

$H_g$ : la hauteur géométrique (m)

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration (m)

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement (m)

**IV. Puissance absorbée par la pompe :**

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots 4\text{-XII}$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) (n=82%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$\rho$  : Masse volumique de l'eau (kg/ m<sup>3</sup>).

**V. Energie consommé par la pompe :**

$$E = p * t * 365 \dots\dots\dots 4\text{-XIII}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20 h

P: puissance de la pompe en (kW).

**VI. Dépense annuelle de l'énergie :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh par l'énergie consommée dans l'année.

$$F_{ex} = E * e \quad ( 4\text{-XIV})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kwh .

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
heurs plaines	06 h à 17 h	11	5,615
heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
heures creuses	21 h à 06 h	9	2.9641

Tableau 4.II: Variation journalière des tarifs d'Energie (Source Sonelgaz).

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

**Remarque :**

Le temps optimal pour le fonctionnement de la station de pompage est de 20/24 h pour minimiser le volume de stockage, et compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, les heures de pompage seront pendant la période délimité entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes. Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{11 * 1.615 + 9 * 0.853}{20} = 4.2721 \text{ DA pour [1 KWH]}$$

#### 4.8 Description et dimensionnement de l'adduction :

- L'eau est acheminée du réservoir 10000 m<sup>3</sup> (cote de radier =851m) vers la station de pompage n°01 (cote =828 m) à l'aide d'une conduite gravitaire L=2000m.
- De Station de pompage n°01 ; elle sera pompée vers la station de pompage n°02 (cote=1008m) à l'aide d'une conduite en refoulement sur une longueur : L=2520m
- La Station de pompage n°02 refoule les eaux vers le réservoir tampon (cote de radier=1222m) à l'aide d'une conduite en refoulement de longueur L=2730m
- Le réservoir tampon distribue gravitairement l'eau vers le réservoir existant 500m<sup>3</sup> situé à (la cote de radier=1109m) à travers une conduite de longueur L=2655m.

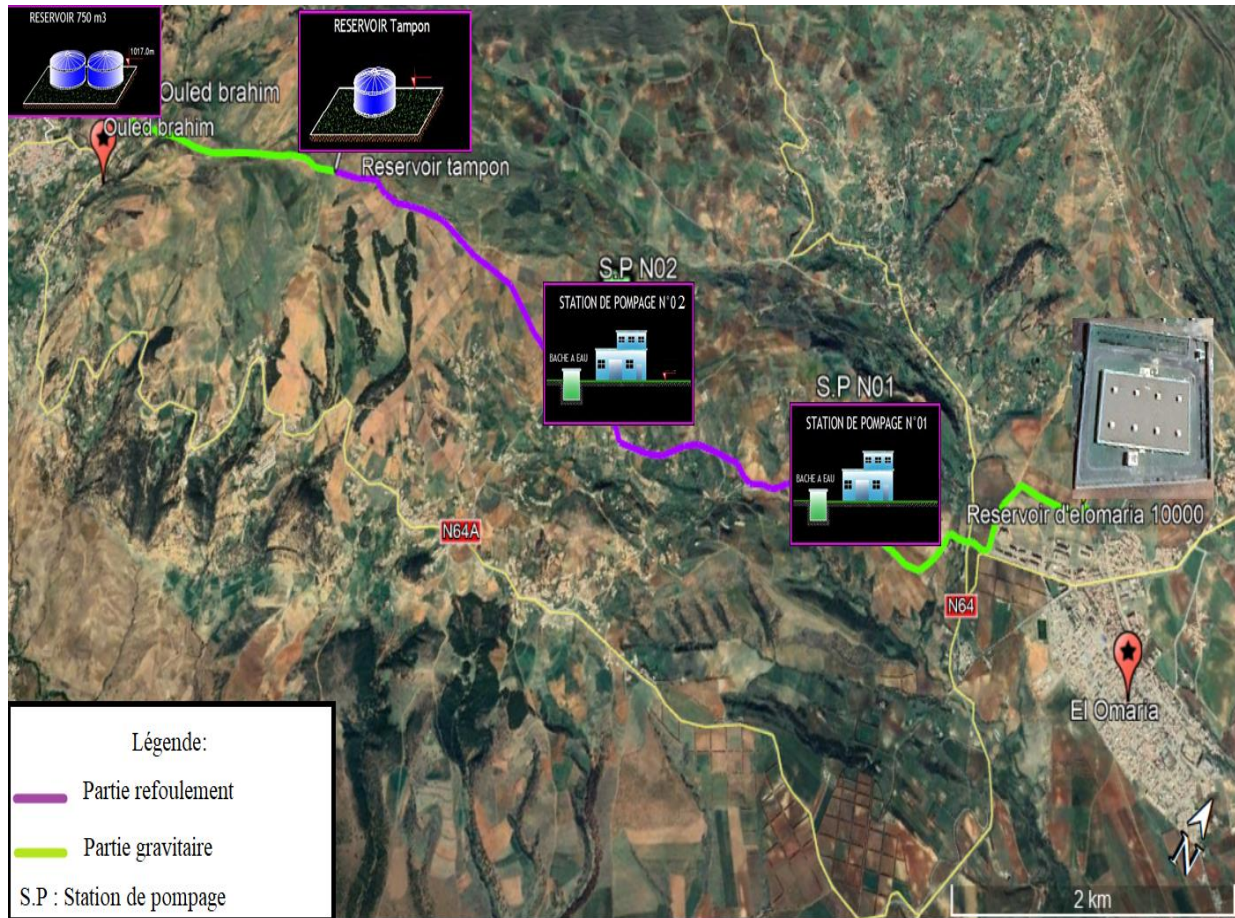


Figure 4-I: image satellitaire du tracé de notre projet. (Google Earth)

##### 4.8.1 Réservoir 10000 m<sup>3</sup> vers la station de pompage n°1 gravitairement :

Ce tronçon relie le réservoir (10000 m<sup>3</sup>) qui est situé à une cote de 851m NGA et la station de pompage située à une cote de 828 m NGA sur une longueur de 2000 m.

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Dans ce cas le diamètre étant inconnu ; on va le calculer en basant sur la charge disponible  $H_d$ .

$$H_d = 851 - 828 = 23 \text{ m}$$

Par hypothèse, on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendré dans la conduite  $\Delta H_{R-SP}$ . D'où :  $\Delta H_{R-SP} = H_d$

On considère que les forages de l'agglomération de Ouled brahim sont mettes en arrêt pour préserver les eaux souterraines. De plus, on opte pour un fonctionnement de la station de pompage : 20/24h pour le repos et l'entretien des pompes.

On calcul d'abord :

$$Q_{pompe} = \frac{Q_{max,j}}{T} = \frac{2531.5732}{20} = 126.58 \text{ m}^3/h$$

Donc :  $Q_{pompe} = 35.161 \text{ l/s}$

Avec,  $Q_{pompe}$  : débit fournit de la pompe.

T : période de pompage (20 heures).

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

Avec  $L_e = 1.1 * L_g = 1.1 * 2000 = 2200\text{m}$

$$\text{A.N : } D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 2200 * (0.035161)^2}{23}} = \mathbf{0.1641 \text{ m}}$$

Donc le diamètre normalisé est **200mm** de la gamme : **PE100 PN10**

- On calcule le coefficient de frottement  $\lambda$  :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{0.001}{188.1}\right))^{-2} = 0.00752440714$$

Gamme de produit	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H$ (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN10	200	176.2	35.161	0.0074515718	2000	8.32	1.442

Tableau 4.III: caractéristique de la conduite du tronçon R1-SP n°1.

#### 4.8.2 Station de pompage n°1 vers la station de pompage n°2 :

Le tronçon relie la SP n°1 (cote =828m) avec la SP n°2 (cote=1008m) sur une longueur L=2520m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{ec} = \sqrt[3]{Q}$$

$D_{ec}$ : diamètre économique calculé de la conduite (m);

Q: débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

$$\text{A N : } D_{ec} = \sqrt[3]{0.035161} = \mathbf{0.188 \text{ m}}$$

On utilise la formule de Nikuradzé pour calculer le coefficient de frottement  $\lambda$ , les résultats obtenus sont contenus dans le tableau ci-après ;

La gamme du produit : **PE100 PN20**.



DN	Epaisseur (mm)	D <sub>interieur</sub> (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta H$ tot (m)	HMT (m/km)
110	12,3	85,4	6,141519287	0,008408486	180	524,6936562	704,693656
125	14	97	4,76045093	0,008242088	180	272,0544929	452,0544929
140	15,7	108,6	3,797798433	0,008098607	180	151,9632317	331,9632317
160	17,9	124,2	2,903677436	0,007932938	180	76,08576642	256,0857664
180	20,1	139,8	2,291802657	0,007791077	180	41,35604228	221,3560423
200	22,4	155,2	1,859551145	0,007668924	180	24,14088434	204,1408843
225	25,2	174,6	1,469274978	0,007534658	180	13,16193408	193,1619341
250	27,9	194,2	1,187662681	0,007416387	180	7,610682754	187,6106828
280	31,3	217,4	0,947703494	0,007293953	180	4,257382072	184,2573821
315	35,2	244,6	0,748649702	0,007169267	180	2,320971528	182,3209715
355	39,7	275,6	0,589702725	0,007046284	180	1,256149708	181,2561497

Tableau 4.IV: Calcul de HMT du tronçon (SP01 – SP02).

DN (mm)	Prix (ml) [DA]	Longueur (m)	Prix total [DA]	Annuité	Frais d'amortissements [DA]
110	983,83	2520	2479251,6	0,0888	220157,5421
125	1 273,73	2520	3209799,6	0,0888	285030,2045
140	1759,93	2520	4435023,6	0,0888	393830,0957
160	2 081,77	2520	5246060,4	0,0888	465850,1635
180	3241,5	2520	8168580	0,0888	725369,904
200	3 269,16	2520	8238283,2	0,0888	731559,5482
225	4951,1	2520	12476772	0,0888	1107937,354
250	5 057,93	2520	12745983,6	0,0888	1131843,344
280	7040,6	2520	17742312	0,0888	1575517,306
315	7 880,95	2520	19859994	0,0888	1763567,467
355	9965	2520	25111800	0,0888	2229927,84

Tableau 4.V: Frais d'investissement du tronçon (SP01 – SP02).

DN (mm)	HMT (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Frais d'exploitation [DA]
110	704,6936562	296,4263013	2163912	9244448,453
125	452,0544929	190,1547433	1388129,626	5930228,576
140	331,9632317	139,6388801	1019363,824	4354824,194
160	256,0857664	107,7213565	786365,9024	3359433,771
180	221,3560423	93,11245008	679720,8856	2903835,595
200	204,1408843	85,87096926	626858,0756	2678000,385
225	193,1619341	81,2527219	593144,8699	2533974,199
250	187,6106828	78,91761233	576098,57	2461150,701
280	184,2573821	77,50706108	565801,5459	2417160,784
315	182,3209715	76,69251846	559855,3848	2391758,189
355	181,2561497	76,24460583	556585,6225	2377789,438

Tableau 4.VI: Frais d'exploitation du traçons (SP01 – SP02).

DN (mm)	Vitesse (m/s)	Frais d'exploitation [DA]	Frais d'amortissement [DA]	Bilan [DA]
110	6,141519287	9244448,453	220157,5421	9464605,995
125	4,76045093	5930228,576	285030,2045	6215258,78
140	3,797798433	4354824,194	393830,0957	4748654,29
160	2,903677436	3359433,771	465850,1635	3825283,935
180	2,291802657	2903835,595	725369,904	3629205,499
200	1,859551145	2678000,385	731559,5482	3409559,933
225	1,469274978	2533974,199	1107937,354	3641911,552
250	1,187662681	2461150,701	1131843,344	3592994,045
280	0,947703494	2417160,784	1575517,306	3992678,09
315	0,748649702	2391758,189	1763567,467	4155325,657
355	0,589702725	2377789,438	2229927,84	4607717,278

Tableau 4.VII: Bilan du tançons (SP01 – SP02).

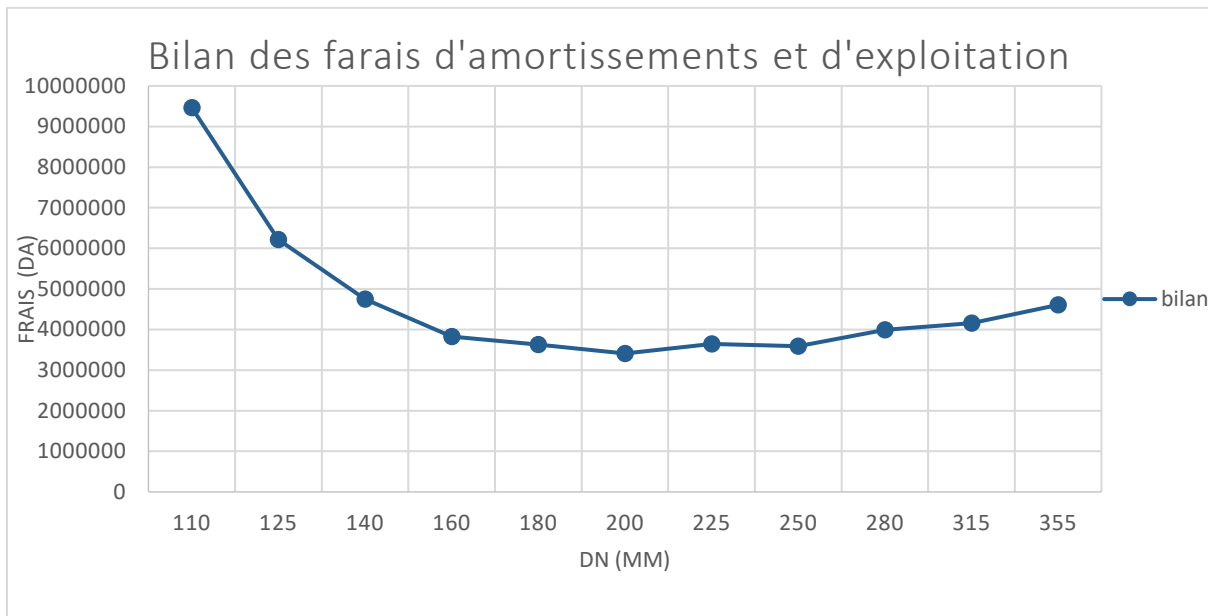


Figure 4-II: Bilan total du tronçon (SP01 - SP02).

On va prendre le diamètre DN250 PN20 E100 offrant une vitesse de 1.19 m/s.

**4.8.3 Station de pompage n°2 vers le réservoir tampon :**

Le tronçon relie la SP n°2 (cote =1008m) avec le réservoir tampon (cote=1222m) sur une longueur L=2730m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

$D_{ec}$ : diamètre économique calculé de la conduite (m);

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

$$A N : D_{ec} = \sqrt{0.035161} = 0.188 m$$

On utilise la formule de Nikuradzé pour calculer le coefficient de frottement  $\lambda$ , les résultats obtenus sont contenus dans le tableau ci-après ;

La gamme du produit **PE100 PN25**

DN	Epaisseur (mm)	D <sub>intérieur</sub> (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Hg (m)	$\Delta H$ tot (m)	HMT (m/km)
110	15,1	79,8	7,033	0,00849	214	735,0022	949,0022
125	17,1	90,8	5,433	0,008327	214	377,5948	591,5948
140	19,2	101,6	4,339	0,008183	214	211,5239	425,5239
160	21,9	116,2	3,317	0,008015	214	105,8697	319,8697
180	24,6	130,8	2,618	0,00787	214	57,52867	271,5287
200	27,4	145,2	2,124	0,00774	214	33,5889	247,5889
225	30,8	163,4	1,677	0,00760	214	18,2827	232,2827
250	34,2	181,6	1,358	0,00749	214	10,6137	224,6137
280	38,3	203,4	1,082	0,00736	214	5,921	219,921
315	43,1	228,8	0,855	0,00723	214	3,2311	217,2311
355	48,5	258	0,673	0,00711	214	1,7415	215,7415

Tableau 4.VIII: Calcul de HMT du tronçon (SP02 – Rt).

DN (mm)	Prix (ml) [DA]	Longueur (m)	Prix total [DA]	Annuité	Frais d'amortissements [DA]
110	2852,16	2730	7786396,8	0,0888	691432,0358
125	3901,7	2730	10651641	0,0888	945865,7208
140	4860,36	2730	13268782,8	0,0888	1178267,913
160	6274,95	2730	17130613,5	0,0888	1521198,479
180	7936,19	2730	21665798,7	0,0888	1923922,925
200	9769,2	2730	26669916	0,0888	2368288,541
225	12289,3	2730	33549789	0,0888	2979221,263
250	15111,1	2730	41253303	0,0888	3663293,306
280	18887,58	2730	51563093,4	0,0888	4578802,694
315	23842,43	2730	65089833,9	0,0888	5779977,25
355	30162,24	2730	82342915,2	0,0888	7312050,87

Tableau 4.IX: Frais d'investissement du tronçon (SP02 – Rt).

Dn (mm)	HMT (m)	P (kw)	E(kwh)	Frais d'exploitation [DA]
110	497,998	209,480	1529211,124	6532942,841
125	361,084	151,889	1108786,653	4736847,458
140	296,085	124,547	909192,369	3884160,72
160	255,189	107,345	783615,1118	3347682,119
180	236,427	99,4522	726001,2084	3101549,762
200	227,061	95,5123	697239,8985	2978678,57
225	221,122	93,0142	679003,4987	2900770,847
250	218,131	91,7560	669818,9037	2861533,338
280	216,308	90,9891	664220,5911	2837616,787
315	215,259	90,5477	660998,5066	2823851,72
355	214,681	90,3046	659223,915	2816270,487

Tableau 4.X: Frais d'exploitation du traçons (SP02 – Rt).



DN (mm)	Vitesse (m/s)	Frais d'exploitation [DA]	Frais d'amortissement [DA]	Bilan [DA]
110	7,0337	12449384,43	9157043,53	21606427,96
125	5,4327	7760774,38	9157043,53	16917817,92
140	4,3391	5582189,89	9157043,53	14739233,43
160	3,3172	4196176,36	9157043,53	13353219,89
180	2,6180	3562020,24	9157043,53	12719063,77
200	2,1245	3247969,07	9157043,53	12405012,6
225	1,6776	3047175,51	9157043,53	12204219,04
250	1,3582	2946570,72	9157043,53	12103614,25
280	1,0827	2885009,67	9157043,53	12042053,2
315	0,8556	2849723,49	9157043,53	12006767,02
355	0,6729	2830182,51	9157043,53	11987226,04

Tableau 4.XI: Bilan du tançons (SP02 – Rt).

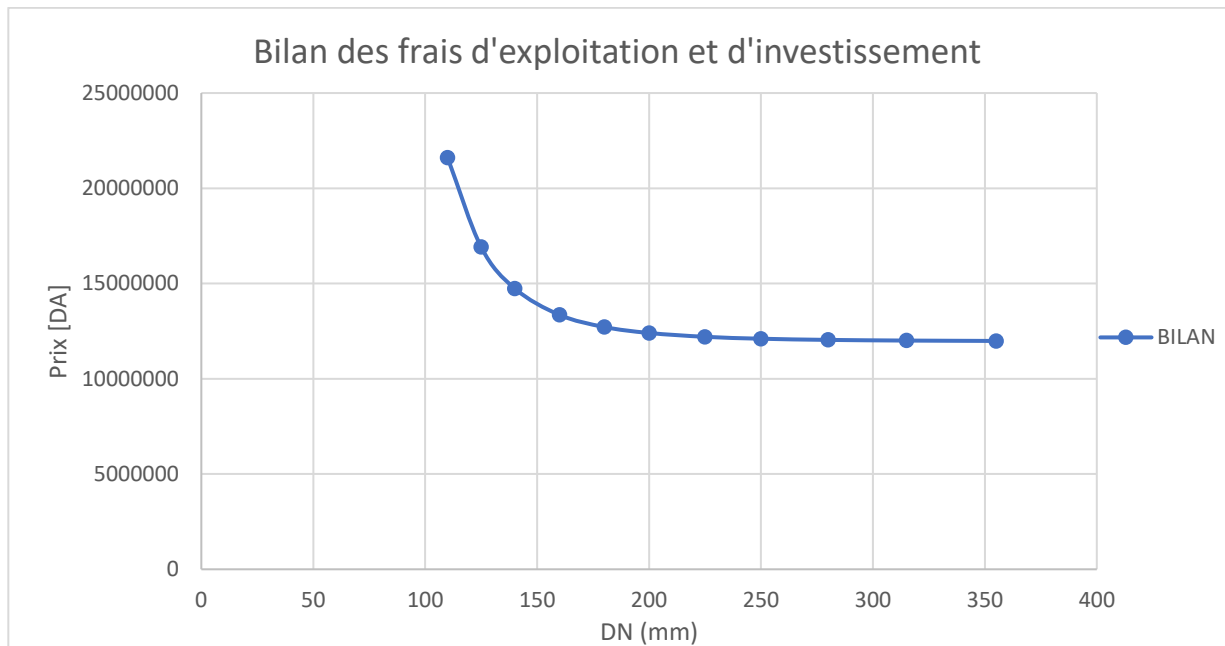


Figure 4-III: Bilan total du tronçon (SP02 - Rt).

On va prendre le diamètre DN **315** PN25 E100 offrant une vitesse de 0.85 m/s.

#### 4.8.4 Réservoir tampon vers les réservoirs (existant + projeté) de Ouled brahim :

Le tronçon relie le réservoir tampon avec le réservoir existant de Ouled brahim (cote= 1109m).

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par L'intermédiaire de la charge disponible  $H_d$ .

## 4.8.4.1 Sous variante 01 : H=1222 m

$$H_d = 1222 - 1109 = 113 \text{ m}$$

Par hypothèse, on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendré dans la conduite  $\Delta H_{Rt-Rex}$ . D'où :  $\Delta H_{Rt-Rex} = H_d$  ;

En appliquant la formule de Darcy-Weisbach :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

Avec :  $L_e = 1.1 * 2655 = 2920.5m$

A N : 
$$D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 2920.5 * (0.035161)^2}{113}} = 0.1155 \text{ m}$$

Pour choisir le diamètre avantageux on doit respecter les conditions :

- La vitesse limite (max et min) selon le matériau de construction.
- La valeur de la pression au point le plus bas dans les terrains accidentés.

Dans le tableau suivant on vérifie les vitesses selon les diamètres nominaux des conduites :

DN (mm)	125	140	160	180	200	250
V(m/s)	4,2883	3,4105	2,618	2,0728	1,6734	1,0699

Tableau 4.XII: Vérification des vitesse (variant 01).

Donc le diamètre normalisé est **200 mm** de la gamme : **PE100 PN16**

On calcule le coefficient de frottement  $\lambda$  (colebrook) :

Gamme de produit	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Re	$\lambda$	L (m)	$\Delta H$ (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN10	200	163.6	35.161	223101,2	0.01536	2655	19.37	1,673

Tableau 4.XIII: caractéristique de la conduite du tronçon Rt - Rext.

## 4.8.4.2 Sous variante 01 : H=1145 m

$$H_d = 1145 - 1109 = 36 \text{ m}$$

Par hypothèse, on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendré dans la conduite  $\Delta H_{Rt-Rex}$ . D'où :  $\Delta H_{Rt-Rex} = H_d$  ;

En appliquant la formule de Darcy-Weisbach :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

Avec :  $L_e = 1.1 * 1848 = 2032.8m$

$$A N : \quad D_{av} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 2032.8 * (0.035161)^2}{36}} = \mathbf{0.1361 \text{ m}}$$

Pour choisir le diamètre avantageux on doit respecter les conditions :

- La vitesse limite (max et min) selon le matériau de construction.
- La valeur de la pression au point le plus bas dans les terrains accidentés.

Dans le tableau suivant on vérifie les vitesses selon les diamètres nominaux des conduites :

DN (mm)	125	160	200	250	315
V(m/s)	3,686	2,252	1,44	0,922	0,581

Tableau 4.XIV : Vérification des vitesses (variante 02).

Donc le diamètre normalisé est **250 mm** de la gamme :**PE100 PN10**

On calcule le coefficient de frottement  $\lambda$  (colebrook) :

Gamme de produit	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Re	$\lambda$	L (m)	$\Delta H$ (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN10	200	163.6	35.161	203120,64	0.01563	1848	5	0,922

Tableau 4.XV: caractéristique de la conduite du tronçon Rt - Rext.

### Comparaison :

Le bilan du tronçon Rt-Rext pour les deux sous variantes :

Variante	Bilan (DA)
Sous variante N01	5779977,25
Sous variante N02	7488563,93

Tableau 4.XVI : Comparaison entre les variantes retenues.

### Interprétation :

Donc on va choisir la 1<sup>ère</sup> sous variante d'un réservoir tampon de cote 1222m

Tronçon	Conduite	DN (mm)	Longueur(m)	Gamme de production
R-SP01	Gravitaire	200	2000	PE100 PN10
SP01-SP02	Refoulement	250	2520	PE100 PN20
SP02-Rt	Refoulement	315	2730	PE100 PN25
Rt – Rext	Gravitaire	200	2655	PE100 PN16

Tableau 4.XVII: Caractéristiques des conduites de système d'AEP de Ouled brahim

### Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais

d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

# Chapitre V : Etude de pompage

**Introduction :**

Dans ce chapitre, on va étudier le choix du système de pompage idéal adapté à l'usage de notre projet ; ce qui nous permettra d'assurer le débit appelé de plus la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction. Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix de leurs moteurs ainsi que le réglage puis le calage de chaque pompe.

**5 Pompes :****5.1 Définition :**

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit  $Q$  à élever à une hauteur  $H$ . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression .(2)

**5.2 Type des pompes**

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons trois (03) grandes familles de pompes :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

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

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.(3)

**5.3 Les pompes centrifuges :**

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

Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.(3)

## 5.4 Disposition et installation des pompes centrifuge :

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

- Disposition avec pompe en charge
- Disposition avec pompe en siphon
- Disposition avec pompe en aspiration (2)

### 5.4.1 Pompe installée en aspiration :

Dans ce cas d'installation, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible  $(NPSH)_r$ . Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.(2)

Dans notre cas, on a utilisé ce type d'installation avec des bâches d'aspiration identiques de  $50 \text{ m}^3$ .

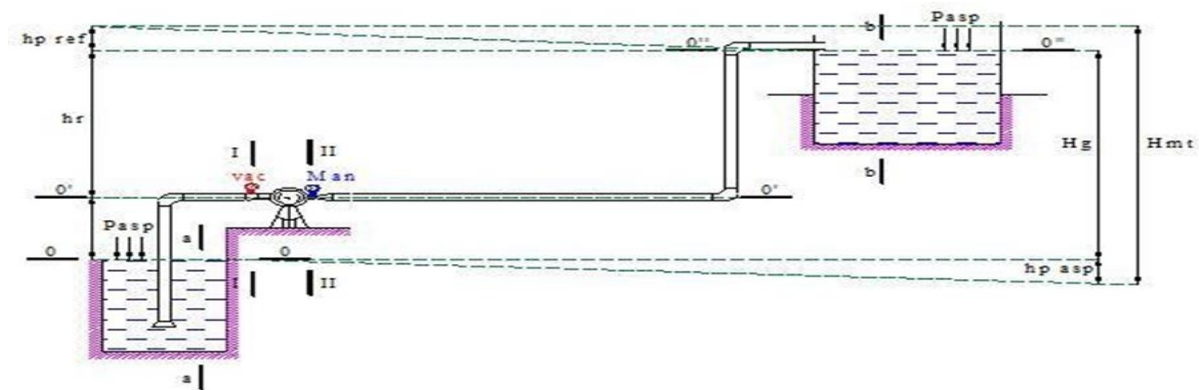


Figure 5-I: Schéma d'installation en aspiration d'une pompe centrifuge.

### 5.4.2 Pompe installée en charge :

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.(2)

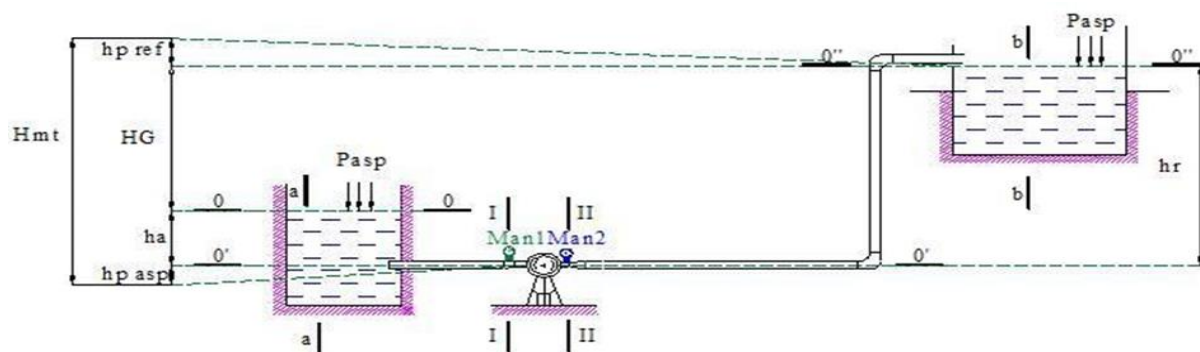


Figure 5-II: Schéma d'installation en charge d'une pompe centrifuge.

### 5.5 Choix du type de la pompe :

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).(2)

### 5.6 Choix du nombre des pompes :

Pour choisir le nombre convenable de pompes, on doit aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)<sub>r</sub> minimal.(2)

### 5.7 Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Il existe plusieurs critères pour le choix de l'emplacement de station de pompage :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
  - Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
  - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
  - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.(2)

### 5.8 Couplage des pompes :

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

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.(2)



**5.8.1 Couplage en parallèle :**

Dans ce cas :

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

**5.8.2 Couplage en série :**

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.(2)

**5.9 Mode de réglage :**

Selon le débit appelé, on distingue les modes de réglages suivants :

**5.9.1 Débit disponible > débit appelé :**

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet Vanne de refoulement. (2)

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

$$\eta_{apv} = \eta_{avv} * \frac{H_{ap}}{H_{ap} + h_v} \dots \dots \dots (5-I)$$

Avec :

$\eta_{apv}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%)

$\eta_{avv}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%)

$H_{ap}$  : hauteur manométrique appelée (m)

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{ap} \dots \dots \dots (5-II)$$

Avec :

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

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

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est :

$$t' = \frac{Q_a}{Q} * t \dots \dots \dots (5-III)$$

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulements :**

A travers l'augmentation des singularités (des coudes, robinets vannes, .....)

➤ **Changement de la pompe :**

Si c'est possible

➤ **Rognage :**

C'est une méthode de diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les flasques, cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.(2)

**5.9.2 Débit disponible < débit appelé :**

Les techniques qui nous permettent de régler du débit dans ce cas sont :

➤ **Qualitatif :**

Augmentation de la vitesse de roue de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe**

➤ **Couplage des pompes (2)**

**5.10 Calage des pompes centrifuge :**

**5.10.1 Installation en charge :**

la détermination de la cote exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible  
Pour que le NPSH disponible doit toujours être supérieur à NPSH requis.

Pour une installation en charge le  $(NPSH)_d$  est donné par :

$$(NPSH)_D = P_a - T_v + h_{asp} - \frac{v^2}{2g} - \Delta h_{as} \dots\dots\dots(5-IV)$$

$$\Delta h_{as} = \Delta h_{asp}^{lin} + \Delta h_{asp}^{sing} \dots\dots\dots(5-V)$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots(5-VI)$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(5-VII)$$

Avec  $r$  : marge de sécurité ; on prend  $r = 0.5$  .

Donc :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_a + T_v + \frac{v^2}{2g} + \Delta h_{asp} \dots\dots\dots(5-VIII)$$

Avec :

$\Delta h_{asp}$  : perte de charge totale de côté d'aspiration.

$h_{asp}^{adm}$  : hauteur admissible d'aspiration.

$P_a$  : pression atmosphérique, Calculer par la relation :

$$P_a = 10.33 - 0.00139 * H \dots\dots\dots(5-IX)$$

Avec :

$H$  : altitude de la station

$T_v$  : Tension de vapeur saturée.

$$\nabla_m = \nabla_a - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots(5-X)$$

$\nabla_m$  : niveau de l'axe de la pompe

$\nabla_a$  : niveau minimal du plan d'aspiration

r : marge de sécurité on prend toujours r = 0.5

$$\nabla_m = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots(5-XI)$$

C<sub>p</sub> : cote du plan d'eau dans le réservoir (m)

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m)

h<sub>inc</sub> : hauteur d'eau dans la partie incendie (m).

**5.10.2 Installation en aspiration :**

Pour cette installation la hauteur admissible d'aspiration est donnée par :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_a - T_v - \frac{v^2}{2g} - \Delta h_{asp} \dots\dots\dots(5-XII)$$

$$\nabla_m = \nabla_a + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots(5-XIII)$$

**5.11 Moteur d'entraînement :**

**5.11.1 Définition :**

Le moteur est un dispositif permet d'effectuer un mouvement de translation, rotation, ou d'ascension à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique, ou thermique.(2)

**5.11.2 Choix du moteur :**

Pour choisir le moteur, il existe trois critères liés au choix :

- Puissance du moteur absorbée.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation du moteur.(2)

**5.11.3 Vitesse de rotation du moteur :**

La vitesse de rotation du moteur est donnée par la relation suivante :

$$N_{moteurs} = N_{pompes} \pm 200 \text{ tr}/mn \dots\dots\dots(5-XIV)$$

**5.12 Application à l'adduction de la ville de Ouled brahim :**

**5.12.1 Pour la station n°1 :**

On va utiliser le catalogue numérique des pompes CAPRARI , on doit avoir un system de pompage pour assurer un débit de 35.161 l/s et un Hmt de 187.61m.

On donne le nombre , le type, puis les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Nbr d'étage
1	PM100 /3B	36	188	77.8	2900	90	3.88	3
1	PM125/9B	39.7	190	76.1	1450	110	1.89	10
1	PM80/6A	35.2	188	67.1	2900	110	7.79	-

Tableau 5.I: caractéristiques des pompes choisies par CAPRARI.

On prend une pompe PM/100 3B pour cette station car elle donne les meilleures caractéristiques (vitesse de rotation ; nombre des étages ; puissance absorbée). On opte pour

un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours, les deux (02) pompes sont identiques de type : **PM 100 / 3B** .

#### 5.12.1.1 Discription de la pompe :

- ❖ Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- ❖ Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- ❖ Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS : en fonte)
- ❖ Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- ❖ Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- ❖ Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- ❖ Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- ❖ Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Données techniques	Caractéristiques
Q	35,97 l/s
H	188 m
n. pôles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteurP2	90 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

Tableau 5.II: caractéristiques de la pompe choisie pour la station de pompage n°1

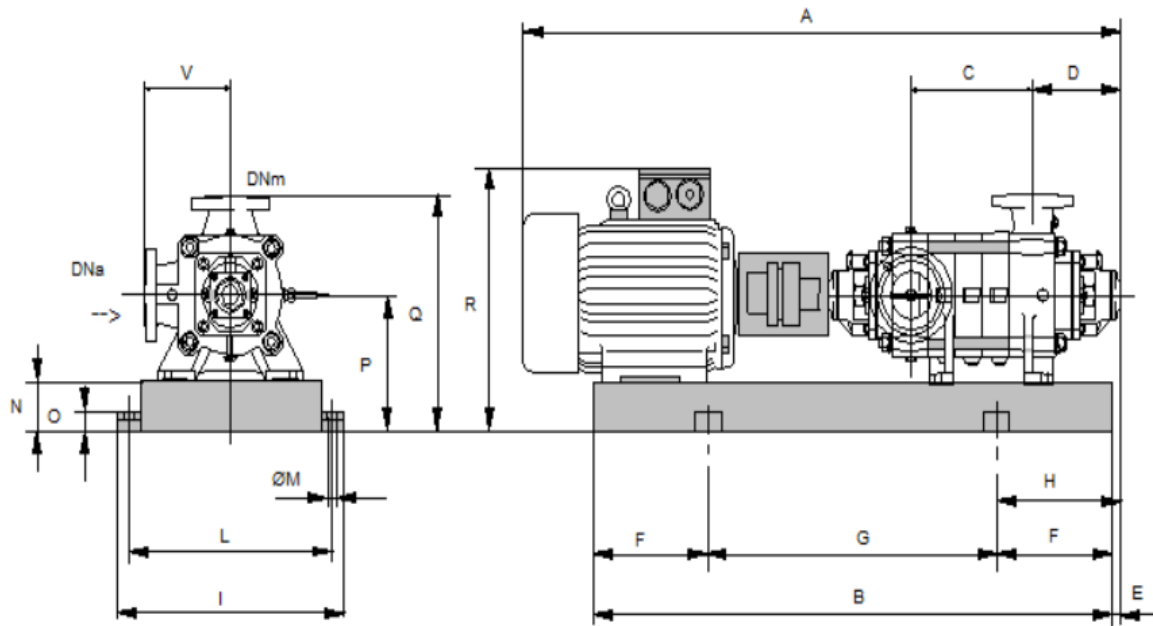


Figure 5-III: Schéma de la pompe PM 100/ 3B.

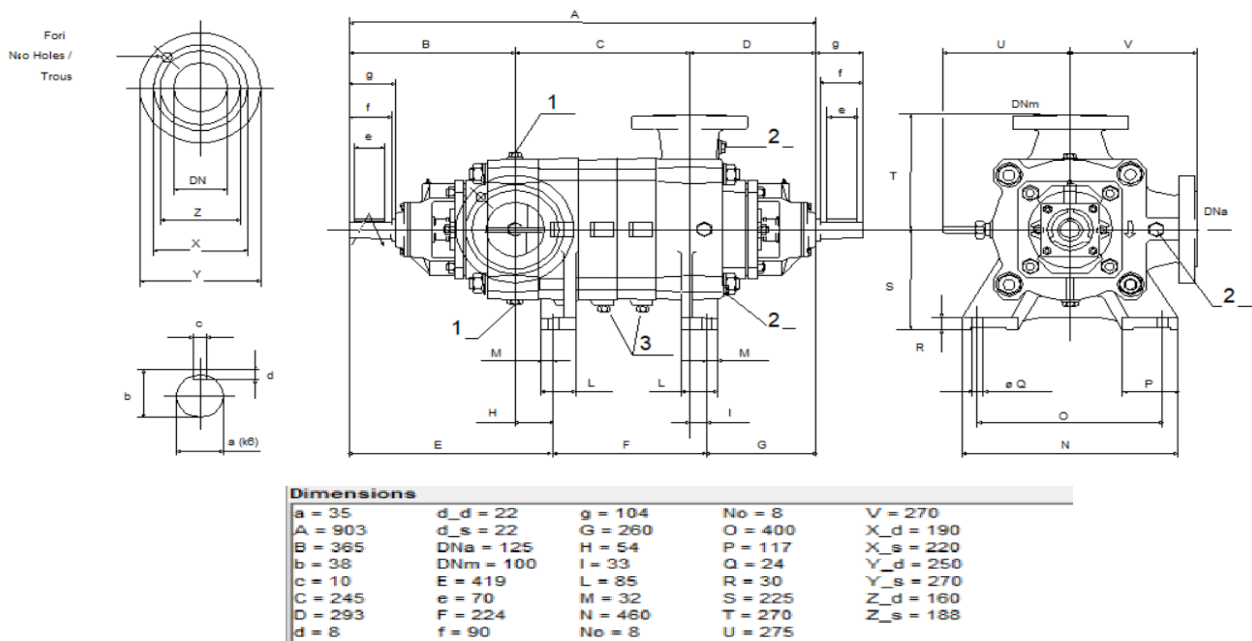


Figure 5-IV: Schéma et dimensions de la pompe PM100/3B.

### 5.12.1.2 Courbe caractéristique de la pompe :

A partir le logiciel CAPRARI, on retiré les courbes caractéristiques de la pompe :  $[H-Q]$ ,  $[P_{abs}-Q]$ ,  $[\eta_p-Q]$ ,  $[(NPSH)_r-Q]$  :

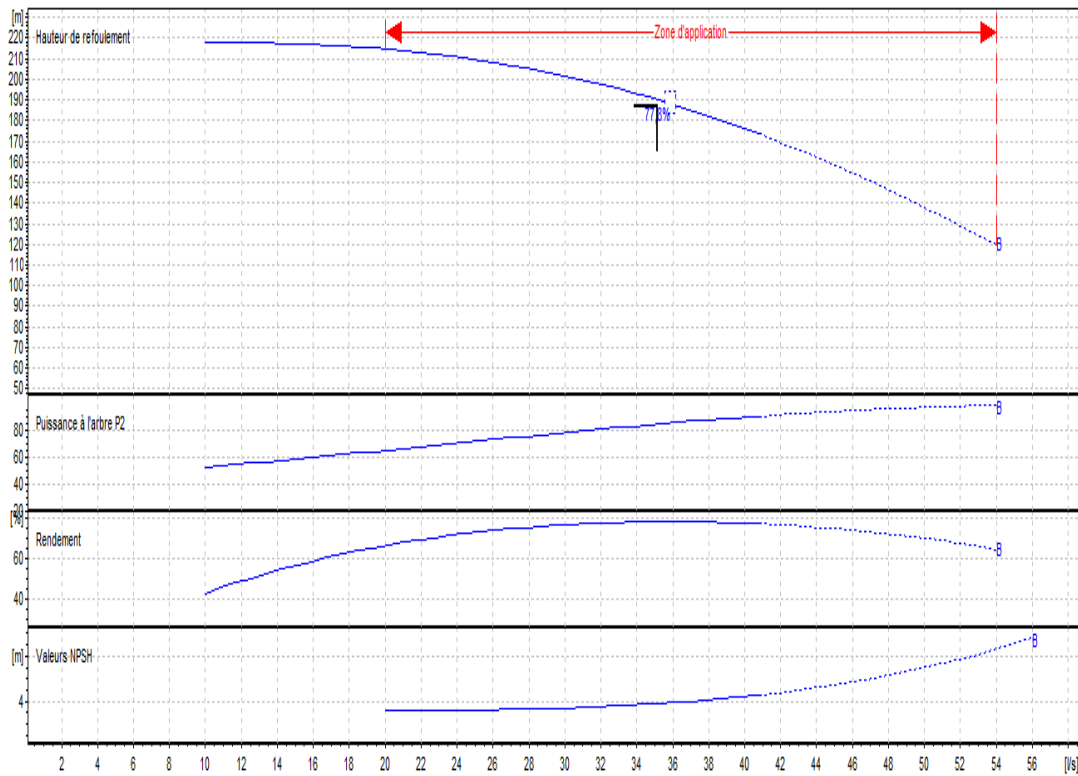


Figure 5-V: les courbes caractéristiques de la pompe.

**5.12.1.3 Courbe caractéristique de la conduite :**

N°	Q(l/s)	Hg (m)	L <sub>ref</sub> (m)	Dec(mm)	$\Delta H_{lin}(m.c.e)$	$\Delta H_{tot}(m.c.e)$	H <sub>c</sub> (m)
1	0	180	2520	250	0	0	180
2	5	180	2520	250	0,149511575	0,164462732	180,1644627
3	10	180	2520	250	0,598046298	0,657850928	180,6578509
3	15	180	2520	250	1,345604171	1,480164588	181,4801646
4	20	180	2520	250	2,392185193	2,631403712	182,6314037
5	25	180	2520	250	3,737789364	4,1115683	184,1115683
6	30	180	2520	250	5,382416684	5,920658352	185,9206584
7	35	180	2520	250	7,326067153	8,058673869	188,0586739
8	40	180	2520	250	9,568740772	10,52561485	190,5256148

Tableau 5.III: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Ensuite, la courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont représentés sur la figure suivante :

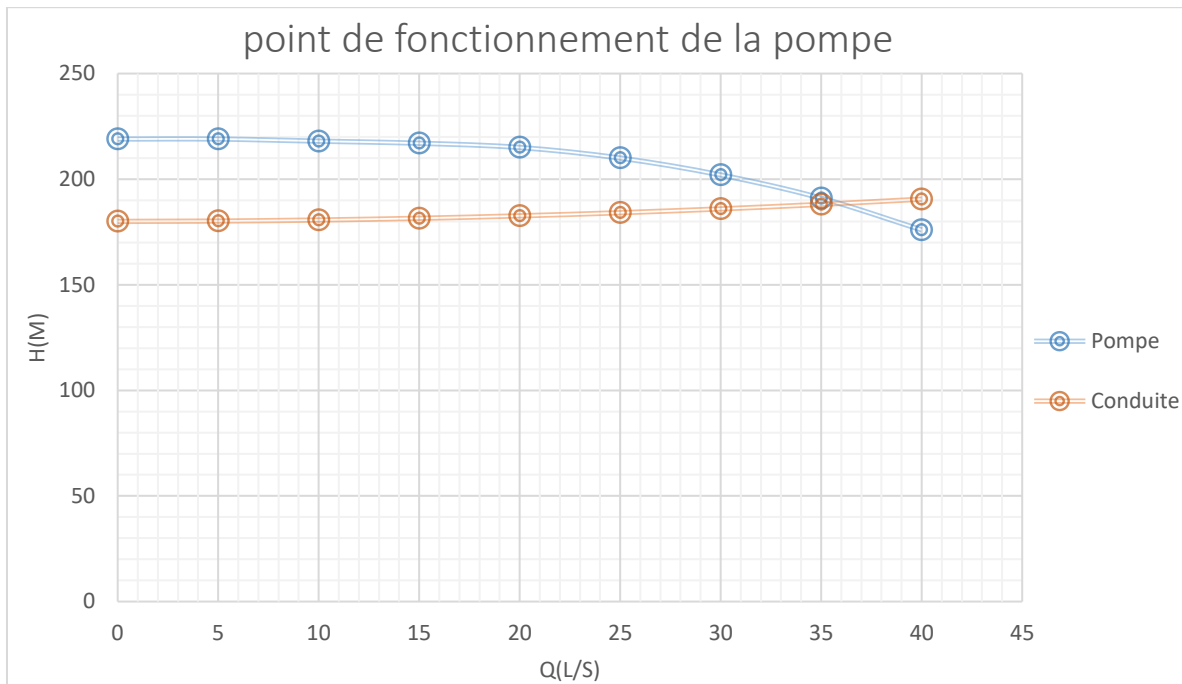


Figure 5-VI: Point de fonctionnement de la pompe.

On tire de ce graphe :  $Q_f = 36 \text{ l/s}$

$H_f = 188 \text{ m}$

Le domaine de fonctionnement de la pompe est :  ${}_{-10\%}^{+10\%} Q_f + Q_f$

Le  $Q_{app}$  appartient dans le domaine de fonctionnement de la pompe :  $[32.4 \div 39.6] \text{ l/s}$  donc aucun réglage n'est nécessaire .

Avec :  $Q_{app}$  : le débit appelé ou pompé,  $Q_{app} = 35.161 \text{ l/s}$

$Q_f$  : le debit de fonctionnement de la pompe.

$H_f$  : la hauteur de fonctionnement de la pompe.

#### 5.12.1.4 Dimensionnement des équipements de la pompe :

##### I. Conduite d'aspiration :

D'abord on :

$D_a = [1.2 \div 1.5] d_a$  , avec  $d_a = 125 \text{ mm}$  selon le logiciel CAPRARI.

On prend :  $D_a = 1.5 * d_a = 1.5 * 125 = 187.5 \text{ mm}$

Le diamètre normalisé reçoit 200mm.

##### a) Vérification de la vitesse d'aspiration :

$$V_{asp} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.035161}{\pi * 0.2^2} = 1.12 \text{ m/s}$$

la condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

##### b) Vérification de la condition de non cavitation :

$$\text{On a : } h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_a - T_v - \frac{v^2}{2g} - \Delta h_{asp}$$

$$\text{Et : } P_{atm} = 10.33 - 0.00139 * H = 9.18 \text{ m}$$

le tableau suivant représente la variation de tension de vapeur par rapport au température :

T (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
T <sub>v</sub> (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

Tableau 5.IV: la variation de la tension de vapeur par rapport à la température ambiante.

On choisit la tension de vapeur pour une température : T= 18 C°, donc T<sub>v</sub>=0.216 m.c.e

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * l * Q^2}{\pi^2 * g * D^2} = \frac{8 * 0.0073842 * 10 * 0.035161^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.2^5} = 0.0236 \text{ m. c. e}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 * \Delta h_{asp}^{lin} = 0.0236 * 1.1 = 0.026 \text{ m.c.e}$$

Donc :

$$h_{asp}^{adm} = 9.18 - 0.216 - 0.026 - \frac{1.12^2}{2 * 9.18} - 3.88 - 0.5 = 4.494 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r + r$$

$$(NPSH)_d = 9.18 - 0.216 - 0.026 - \frac{1.12^2}{2 * 9.18} - 4.494 = 4.38$$

La pompe est loin du risqué de cavitation

Avec:  $\Delta h_{asp}^{lin}$  : perte de charge linéaire d'aspiration

$\Delta h_{asp}$  : perte de charge totale d'aspiration

$h_{asp}^{adm}$  : hauteur admissible aspiration

$(NPSH)_d$ : Charge nette d'aspiration disponible

P<sub>atm</sub> : pression atmosphérique

$(NPSH)_r$ : Charge nette d'aspiration de constructeur

r : marge de sécurité.

### 5.12.1.5 Calage de la pompe :

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau fu plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

➤ **Le niveau minimum du plan d'aspiration :**

$$\nabla_m = C_p - h + h_{inc}$$

$$\text{A.N : } \nabla_m = 828 - 2 + 0.2 = 826.2 \text{ m}$$

➤ **La cote de l'axe de la pompe :**

$$\nabla_a = \nabla_m + h_{asp}^{adm} - r$$

$$\text{A.N : } \nabla_a = 826.2 + 4.5 - 0.5 = 830.2 \text{ m}$$

Pour éviter la cavitation, on doit caller la pompe à une cote de 830.03 m.

### 5.12.1.6 Choix du moteur électrique :



A partir le logiciel CAPRARI on choisit les moteurs adéquats en fonction de la puissance fournie et le type des pompes

Dans ce cas, les caractéristiques du moteur choisi sont :

- Fréquence 50 Hz
- Tension nominale 400 v
- Vitesse nominale 2950 tr/mn
- N. pôles 2
- Puissance nominale 110 Kw
- Type de moteur F
- Courant minimale -A

### 5.12.2 Pour la station n°2 :

On va utiliser le logiciel CAPRARI pour choisir une pompe pour assurer un débit de 35.161 l/s et Hmt de 218 m.

Le tableau suivant représente les caractéristiques des pompes :

n	Pompe	Hmt(m)	Q(l/s)	$\eta$ (%)	P <sub>abs</sub> (kw)	NPSH <sub>r</sub>	V (tr/mn)	N. étages
1	PM100/4C	218	35.2	77.4	110	3.8	2900	4
1	PM125/9A	218	40.8	76.1	132	1.94	1450	9
1	PM80/7A	218	35.7	66.8	132	8.12	2900	-

Tableau 5.V: Caractéristiques des pompes choisies par CAPRARI.

On a choisi la pompe PM100/4C, car elle présente des meilleures caractéristiques pour cette variante : nombre d'étage, vitesse de rotation, puissance absorbée, rendement ...).

On prend une (1) seule pompe avec une (1) pompe de secours, elles sont identiques de types **PM100/4C**.

### 5.12.2.1 Description de pompe :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).
-

Données techniques	Caractéristiques
Q	34,4 l/s
H	218 m
n. pôles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	110 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

Tableau 5.VI: caractéristiques de la pompe choisie pour la station de pompage n°2

5.12.2.2 Courbe caractéristique de la pompe :

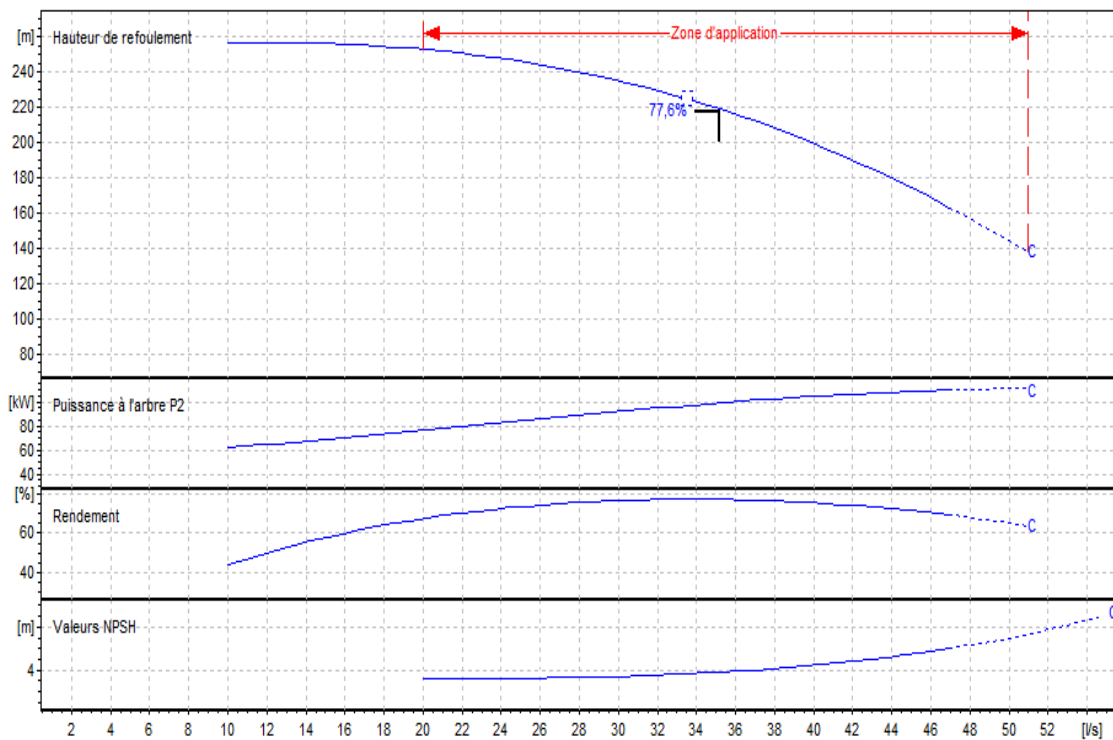


Figure 5-VII: les courbes caractéristiques de la pompe.

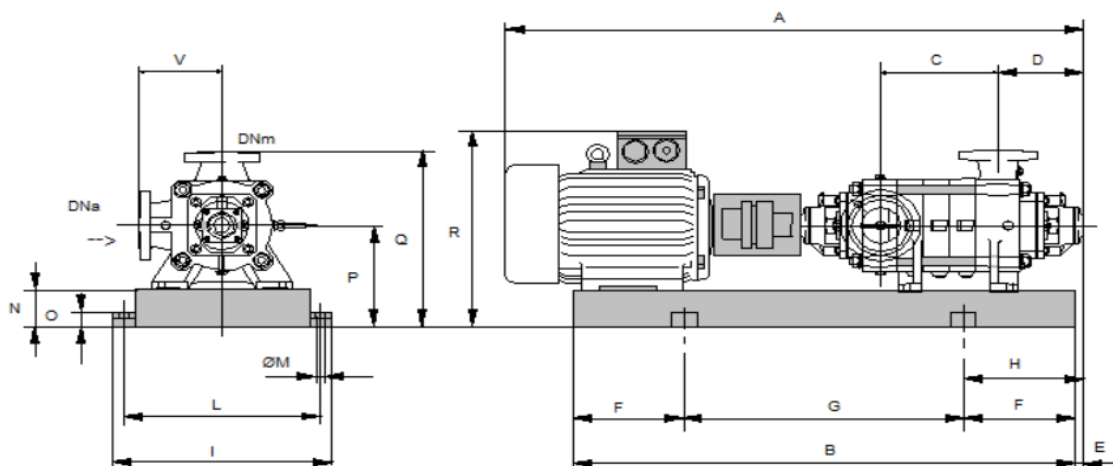


Figure 5-VIII: Schéma de la pompe PM100/4C

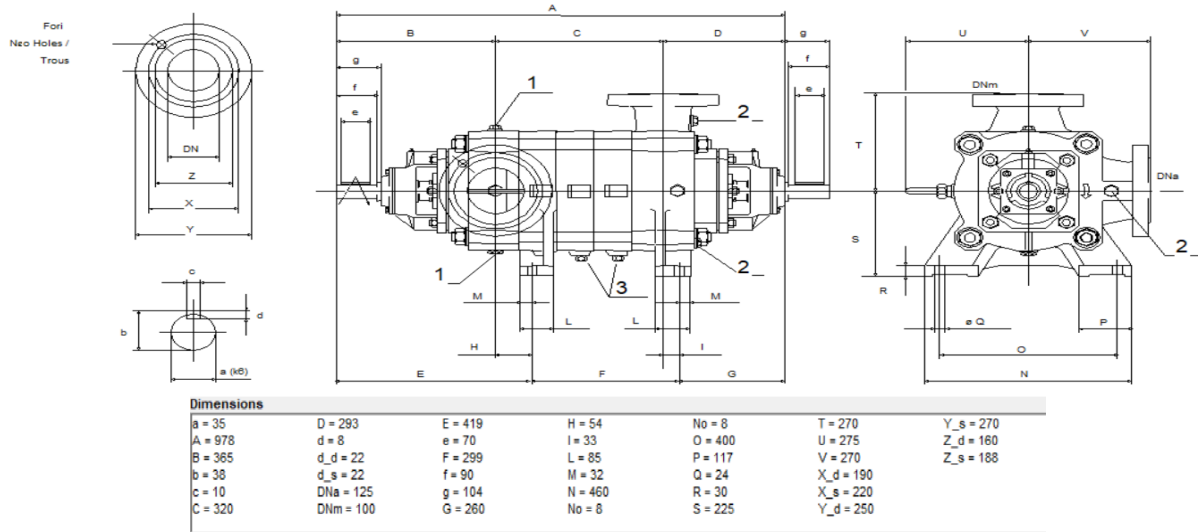


Figure 5-IX: Schéma et dimensions de la pompe PM100/4C.

5.12.2.3 Courbes caractéristiques de la conduite :

N°	Q(l/s)	Hg (m)	L <sub>ref</sub> (m)	Dec (mm)	$\Delta H_{lin}$ (m.c.e)	$\Delta H_{tot}$ (m.c.e)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	214	2730	315	0	0	214
2	5	214	2730	315	0,065106203	0,071616823	214,0716168
3	10	214	2730	315	0,26042481	0,286467291	214,2864673
3	15	214	2730	315	0,585955823	0,644551405	214,6445514
4	20	214	2730	315	1,041699241	1,145869165	215,1458692
5	25	214	2730	315	1,627655064	1,790420571	215,7904206
6	30	214	2730	315	2,343823292	2,578205622	216,5782056
7	35	214	2730	315	3,190203926	3,509224318	217,5092243
8	40	214	2730	315	4,166796964	4,583476661	218,5834767

Tableau 5.VII: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Ensuite, la courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont représentés sur la figure suivante :

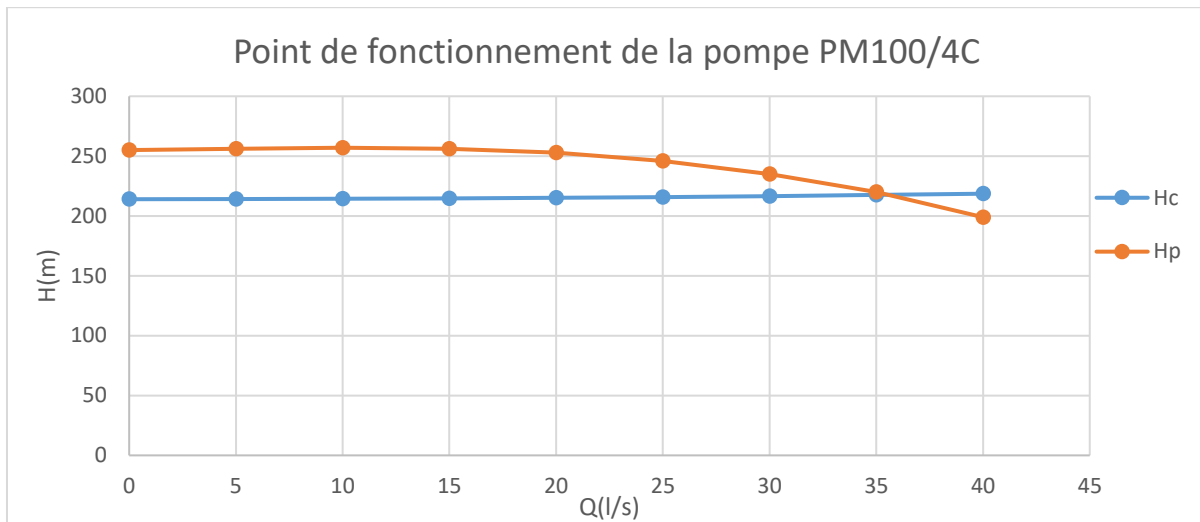


Figure 5.8 : le point de fonctionnement de la pompe PM100/4C.

On tire de ce graphe :  $Q_f = 35.2$  l/s

$$H_f = 217.23 \text{ m}$$

Le domaine de fonctionnement de la pompe est :  ${}_{-10\%}^{+10\%} Q_f + Q_f$

Le  $Q_{app}$  appartient dans le domaine de fonctionnement de la pompe :  $[32.4 \div 39.6]$  l/s donc aucun réglage n'est nécessaire .

Avec :  $Q_{app}$  : le débit appelé ou pompé,  $Q_{app} = 35.161$  l/s

$Q_f$  : le débit de fonctionnement de la pompe.

$H_f$  : la hauteur de fonctionnement de la pompe.

#### 5.12.2.4 Dimensionnement des équipements de la pompe :

##### II. Conduite d'aspiration :

D'abord on a :

$D_a = [1.2 \div 1.5] d_a$  , avec  $d_a = 125$  mm selon le logiciel CAPRARI.

On prend :  $D_a = 1.5 * d_a = 1.5 * 125 = 187.5$  mm

Le diamètre normalisé reçoit 200 mm.

##### c) Vérification de la vitesse d'aspiration :

$$V_{asp} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0.035161}{\pi * 0.2^2} = 1.12 \text{ m/s}$$

la condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

##### d) Vérification de la condition de non cavitation :

$$\text{On a : } h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_a - T_v - \frac{V^2}{2g} - \Delta h_{asp}$$

$$\text{Et : } P_{atm} = 10.33 - 0.00139 * H = 8.93 \text{ m}$$

On choisit la tension de vapeur pour une température :  $T = 18$  C°, donc  $T_v = 0.216$  m.c.e

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * l * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} = \frac{8 * 0.0073842 * 10 * 0.035161^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.2^5} = 0.0236 \text{ m.c.e}$$

Avec :  $l$  : longueur de la conduite d'aspiration,  $l = 10m$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 * \Delta h_{asp}^{lin} = 0.0236 * 1.1 = 0.026 \text{ m.c.e}$$

Donc :

$$h_{asp}^{adm} = 8.93 - 0.216 - 0.026 - \frac{1.12^2}{2 * 9.18} - 3.8 - 0.5 = 4.32 \text{ m}$$

Pour éviter toutes risques de cavitation il respectée l'inégalité suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r + r$$

$$(NPSH)_d = 8.93 - 0.216 - 0.026 - \frac{1.12^2}{2 * 9.18} - 4.32 = 4.30 \text{ m}$$

La pompe est loin du risqué de cavitation

Avec:  $\Delta h_{asp}^{lin}$  : perte de charge linéaire d'aspiration

$\Delta h_{asp}$  : perte de charge totale d'aspiration

$h_{asp}^{adm}$  : hauteur admissible aspiration

$(NPSH)_d$ : Charge nette d'aspiration disponible

$P_{atm}$  : pression atmosphérique

$(NPSH)_r$ : Charge nette d'aspiration de constructeur

$r$  : marge de sécurité.

### 5.12.2.5 Calage de la pompe :

On va déterminer la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau à l'aspiration dans une installation en aspiration :

➤ **Le niveau minimum du plan d'aspiration :**

$$\nabla_m = C_p - h + h_{inc}$$

A.N :  $\nabla_m = 1008 - 2 + 0.2 = 1006.2m$

➤ **La cote de l'axe de la pompe :**

$$\nabla_a = \nabla_m + h_{asp}^{adm} - r$$

A.N :  $\nabla_a = 1006.2 + 4.40 - 0.5 = 1010.10 \text{ m}$

Pour éviter la cavitation, on doit caller la pompe à une cote de 1010.10 m.

### 5.12.2.6 Choix du moteur électrique :

A partir le logiciel CAPRARI on choisit les moteurs adéquats en fonction de la puissance fournie et le type des pompes

Dans ce cas, les caractéristiques du moteur choisi sont :

- Fréquence 50 Hz
- Tension nominale 400 v
- Vitesse nominale 2950 tr/mn
- N. pôles 2
- Puissance nominale 110 Kw
- Type de moteur F
- Courant minimale -A

**5.13 Equipement en amont :**

**5.13.1 Hauteur de buté :**

Y : étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface

tel que : -  $Y=0.3$  si  $D_a \geq 500mm$

➤  $Y=0.1$  si  $D_a \leq 500mm$

Dans ce cas :  $Y= 0.3m$

**5.13.2 Longueur du convergent :**

$$l_{con} = (3.5 \div 4) * (D_a - d_a) \dots\dots\dots(5-XV)$$

On prend :  $l_{con} = 3.5 * (200 - 125) = 262.5mm$

**5.13.3 Dimensionnement du tronçon :**

$$l_{tr} = 2 * D_a \dots\dots\dots(5-XVI)$$

On trouve :  $l_{tr} = 2 * 200 = 400mm$

**5.14 Equipement en aval :**

On a :

$$l_{tr} \geq 2 * D_r \dots\dots\dots(5-XVII)$$

$$l_{tr} = 2 * 200 = 400mm$$

Et :

$$d_v = 2 * D_r \dots\dots\dots(5-XVIII)$$

$$d_v = 2 * 200 = 400mm$$

Ensuite :

$$l_{div} = (3.5 \div 4) * (D_r - d_a) \dots\dots\dots(5-XIX)$$

On prend :  $l_{div} = 3.5 * (200 - 100) = 350mm$

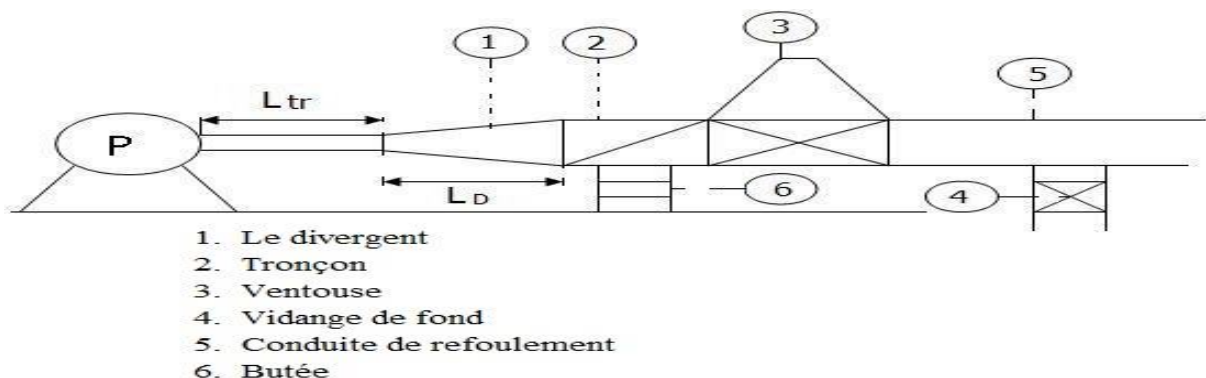


Figure 5-X: Equipement en aval.

**5.15 Génie civil de la station de pompage :**

Lorsqu'on a le nombre de groupes électropompes au niveau des deux stations de pompage et du moment que leurs longueur et largeurs sont à peu près les mêmes ; les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront égales.

### 5.15.1 Epaisseur des murs de bâtiments :

Des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm. (2)

### 5.15.2 Hauteur de bâtiments :

La hauteur de bâtiment est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(5-XX)$$

$$\text{Et : } H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots(5-XXI)$$

Avec :  $H_p$  : hauteur de la pompe (m),  $H_p=0.755m$

$H_s$  : hauteur de socle [0.3÷0.5]. on prend  $H_s=0.3m$

$H_r$  : hauteur de réserve,  $H_r=0.5m$

$H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6=2.2m$

$H_7$  : hauteur de chariot,  $H_7 =0.3m$

$H_8$  : hauteur profilée,  $H_8 =0.8m$

$H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 =0.5m$

$$\text{A.N : } H_5 = 0.755 + 0.3 + 0.5 = 1.555m$$

$$H_b = 1.555 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.355m$$

On prend  $H_b=5.5m$  , car les hauteur normalisées sont [3.5 ; 4.2 ; 4.8 ; 5.5m] ,en plus les bâtiments de station de pompage seront semi-enterré et vu son plan architecture.

### 5.15.3 Longueur de bâtiment :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots\dots\dots(5-XXII)$$

$n$ : nombre de pompes,  $n = 2$  (tenant compte de la pompe de secours)

$L$  : longueur de la pompe et celle du moteur,  $L = L_{pe} + L_m$  ;

$L_{pe}$  : longueur de la pompe,  $L_{pe} = a + f$  ;

$$\text{A.N: } L_{pe} = 903 \text{ mm ;}$$

$$L_m: \text{ longueur du moteur, } L_m = (A - C) + B + C + E \dots\dots\dots(5-XXIII);$$

$$\text{A.N: } L_m = 1212 \text{ mm}$$

$$\text{A.N: } L = 1212 + 903 = 2115 \text{ mm}$$

$L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines,  $L_{int} = (0,8-1,2)$  m, On prend :  $L_{int}= 1,2$  m.

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf}= 3$  m.  $L_r$  : longueur de l'armoire électrique,

$L_r = (2-3) \text{ m}$  ; On prend :  $L_r = 3 \text{ m}$ .

$L_p$  : longueur du bureau du personnel, On prend :  $L_p = 4 \text{ m}$  ;

A.N :  $L_b = 2.115 + 1,2 + 3 + 3 + 4 = \mathbf{13.32 \text{ m}}$ .

Donc la longueur de station de pompage  $L_b = 13.32 \text{ m}$ .

#### 5.15.4 Longueur du bâtiment :

Elle est calculée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 * s \dots\dots\dots(5-XXIV)$$

Avec :  $s$  : épaisseur du mur,  $s = 0,3 \text{ m}$  ;

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 0,3 \text{ m}$  ;

$l_2$  : distance entre les tubulures,  $l_2 = 1,2 \text{ m}$  ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots\dots\dots(5-XXV)$$

Où :  $l_p$ : longueur de la pompe,  $l_p = 0.903 \text{ m}$  ;

$l_{tr}$  : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N :  $l_{tr} = 2 * 200$  donc :  $l_{tr} = 0,40 \text{ m}$  ;

$l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,

$l_{tasp} = 0,40 \text{ m}$  ;  $l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = 0.3 \text{ m}$  ;

A.N :  $l_3 + l_4 = 0.903 + 0,4 + 0,4 + 0.3 = 2.003 \text{ m}$

A.N :  $l_b = 0,3 + 1,2 + 2.003 + 2 * 0,3 = \mathbf{4.103 \text{ m}}$

Donc la longueur de station de pompage  $l_b = \mathbf{4.103 \text{ m}}$ .

#### 5.15.5 Dimensionnement des portes :

Portes	Dimensions
Portes principales	4.2*3.2
Portes secondaires	2.2*1.2

Tableau 5.VIII: Dimensionnements des portes.

#### 5.15.6 Dimensionnement des fenêtres :

Il doit avoir un éclairage de surface de 10% à 15% de la surface de la station avec l'éclairage électrique. On a calculé le nombre des fenêtres avec la relation :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots(5-XXVI)$$

Avec :  $\sum S_f = 0.125 * 13.32 * 4.103 = 6.832 \text{ m}^2$

Et :  $S_f = 2.2 * 1.4 = 3.08 \text{ m}^2$

$n$  : nombre de fenêtre ;

$S_f$  : surface d'une seule fenêtre.



$$A.N : n = \frac{6.832}{3.08} = 2.22 \quad \text{donc } n = 3 \text{ fen\^etres.}$$

### 5.15.7 Dimensionnement des marches d'escalier :

- Hauteur : 17 cm
- Largeur : 30 cm
- Longueur : 100 cm
- Pente : 1/1.75

Dimensions du b\^atiment de la station (m)							
Station	Longueur	Largeur	Hauteur	Fen\^etres	Epaisseur des murs	Portes	
						Secondaire	Principale
S.P n°1	13.32	4.103	5.5	2.2*1.4	0.3	2.2*1.2	4.2*3.2
S.P n°1	13.39	4.178	5.5	2.2*1.4	0.3	2.2*1.2	4.2*3.2

Tableau 5.IX: R\^ecapitulation des dimensions du b\^atiments des deux stations.

### 5.15.8 Dimensionnement du pont roulant :

Un pont roulant est pr\^evu dans notre station de pompage, il sera dimensionn\^e par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est \^a dire pompe + moteur major\^e de 20 % c'est \^a dire :

$$m = 1.2 * P \text{ (pompe + moteur)}$$

Vu que la pompe **PM 100/ 3 B** et son moteur p\^esent tous deux 244 kg alors le pont roulant devra \^etre dimensionn\^e pour soulever **292.8 kg**.

### 5.15.9 Equipement auxiliaire :

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la s\^ecurit\^e du mat\^eriel et du personnel, un ensemble d'\^equipements doit \^etre pr\^evue de mani\^ere \^a ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un syst\^eme de levage et de ventilation
- Un syst\^eme de commande automatique et de contr\^ole.
- Un syst\^eme d'alimentation en \^energie ainsi qu'un syst\^eme d'\^eclairage
- Un syst\^eme anti-incendie.(2)

### 5.15.10 Syst\^eme de levage :

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. il sera dimensionn\^e par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est \^a dire pompe + moteur major\^e de 20 % c'est \^a dire :

$$m = 1.2 * P \text{ (pompe + moteur) } \dots\dots\dots(5-XXVII)$$

Vu que la pompe PM 100/3 B et son moteur p\^esent tous deux 244 kg alors le pont roulant devra \^etre dimensionn\^e pour soulever 292.8 kg.

### 5.15.11 Syst\^eme de commande automatique et de contr\^ole :

Ce sont les armoires de commande ainsi que les diff\^erents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contr\^oler et commander \^a distance.(2)

**5.15.12 Système de ventilation :**

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

**5.15.13 Système d'alimentation électriques :**

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

**5.15.14 Système anti-incendie :**

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

**5.15.15 Système de drainage :**

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

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale. Ensuite on a pu faire les constatations suivantes :

Pour le système de transfert d'eau de réservoir (10000 m<sup>3</sup>) vers les réservoirs de Ouled brahim , il nous faut deux stations de pompage :

- La station de pompage N°01 qui se trouve à la cote (828m) comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression à axe horizontal de type PM 100/ 3B et une (01) autre de secours de même type.
- La station de pompage N°02 qui se trouve à la cote (1008m) comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 4C et une autre de secours de même type.

# Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

## Introduction

Toute canalisation une fois mis en terre nécessitera une protection contre le phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture.

Dans ce chapitre, on va étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

## 6 Protection des conduites contre le coup de bélier :

### 6.1 Définition :

Le coup de bélier est un phénomène physique oscillatoire qui touche les conduites en service, ce phénomène se représente par une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite. (2)

### 6.2 Les causes de Coup de bélier :

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

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

### 6.3 Les conséquences de Coup de bélier :

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

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

#### a) Cas de surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe.

Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

**b) Cas de dépression :**

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

**c) Fatigue des conduites :**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.(2)

#### 6.4 Description des phénomènes physiques :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

**Phase 01 :** Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par  $a$ .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :  $L$  le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{a}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

**Phase 02 :** Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{a}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

**Phase 03 :** En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

**Phase 04 :** Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc  $\frac{4L}{a}$  . (2)

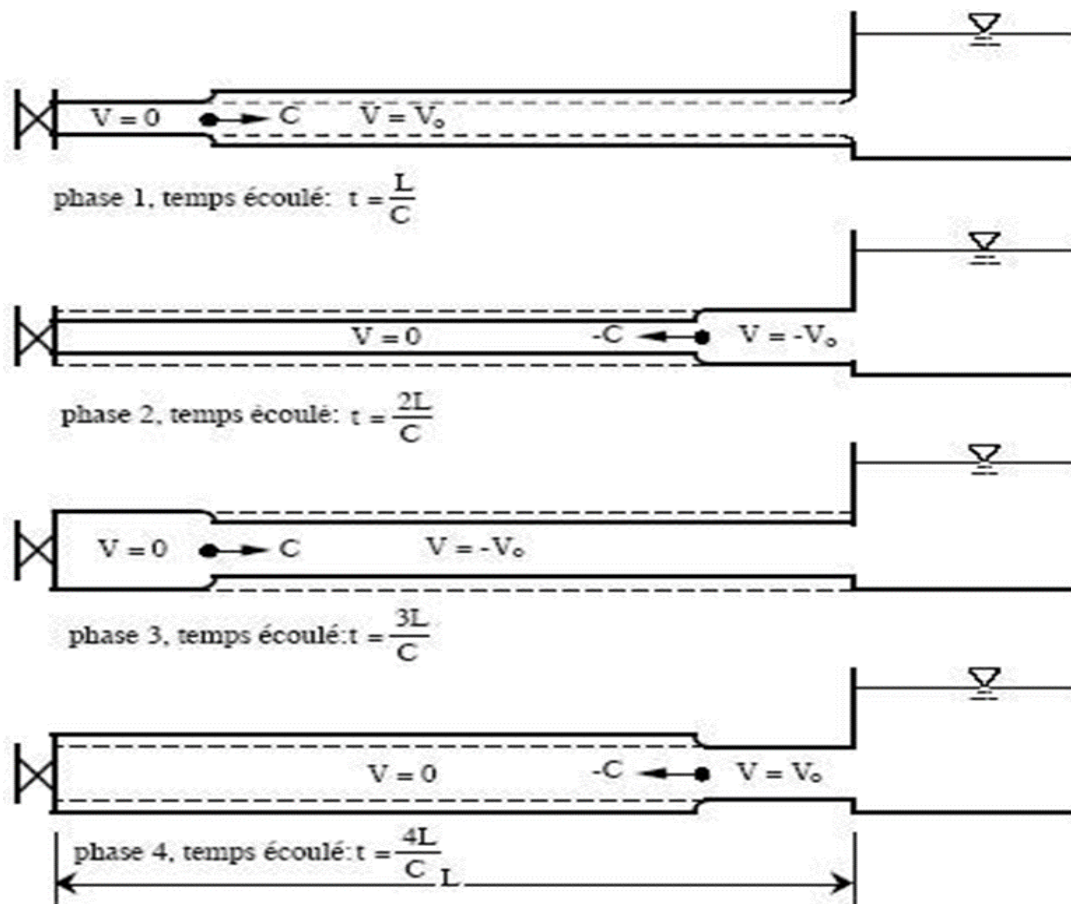


Figure 6-I: Schéma des quatre étapes de Coup de bélier dans les conduites de type gravitaire.

### 6.5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité  $C$  (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la Seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Dans le chapitre IV intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 0.5 h, ce qui nous emmené à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)rE_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}} \dots\dots\dots(6-I)$$

Avec : C : Célérité en [m/s]

K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2,07\*10<sup>9</sup>pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

e<sub>m</sub> : Epaisseur de la conduite (m)

r : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν<sub>m</sub> : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; ν<sub>m</sub>=0,46 (PEHD)

ν<sub>s</sub> : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; ν<sub>s</sub>=0,33

E<sub>m</sub> : Le module de Young du matériau de la conduite ; E<sub>m</sub>=3\*10<sup>9</sup> Pascal ; E<sub>s</sub> : Module de Young du sol considéré E<sub>s</sub>=2\*10<sup>8</sup> Pascal

Le tableau des caractéristiques des conduites gravitaires contenues dans le tableau :

Tronçon	Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	L(m)	Hg (m)	Vitesse (m /s)
Réservoir (10000) – SP 01	200	11.9	176.2	2000	23	1.442
Rt – Rext	250	22.7	204.6	2655	113	1.674

Tableau 6.I: les caractéristiques des conduites de la partie gravitaires.

Tronçon	K(Pa) (*10 <sup>9</sup> )	ρ (kg/m <sup>3</sup> )	r(m)	ν <sub>m</sub>	ν <sub>s</sub>	E <sub>m</sub> (Pa) *10 <sup>9</sup>	E <sub>s</sub> (Pa) *10 <sup>8</sup>	e <sub>m</sub> (m)	C(m/s)
Réservoir (10000) – SP 01	2.07	1000	0.0881	0.46	0.33	3	2	0.0119	582.57
Rt – Rext	2.07	1000	0.0818	0.46	0.33	3	2	0.0182	2111.04

Tableau 6.II: Calcul de célérité d'onde gravitaire.

D'où la charge tenant compte des coups de bélier :

- La surpression :

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots(6-II)$$

- La dépression :

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots(6-III)$$

Avec :

$$b = \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots(6-IV)$$

Tronçon	V <sub>0</sub> (m/s)	b (m /s)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)
Res – SP 01	1.442	85.634	23	108.623	-62.634
Rt - Rext	1.674	360.233	113	473.233	-247.233

Tableau 6.III: Calcul de surpression et dépression.

Le temps de retour de l’onde de déformation est représenté par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2*L}{c} \dots\dots\dots(6-V)$$

Avec : t<sub>r</sub> : temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d’onde (m/s) ;

Tronçon	L(m)	C(m/s)	t <sub>r</sub> (s)
Res – SP 01	2000	582.57	6.87
Rt - Rext	2655	2111.04	25.16

Tableau 6.IV: Calcul le temps de retour de l’onde de déformation.

On va calculer les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2*L*V}{g*t} \dots\dots\dots(6-VI)$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V<sub>0</sub> : Vitesse d’écoulement (m /s) ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,5 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier.

Tronçon	L(m)	T(s)	V <sub>0</sub> (m/s)	b(m)
Res – SP 01	2000	1800	1.442	0.3266
Rt - Rext	2650	1800	1.674	0.5025

Tableau 6.V: Calcul du suppression et dépression.

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la Conduite gravitaire.

**6.6 Protection des conduites en refoulement contre le coup de bélier :**

Il existe différents moyens pour la protection des installations contre le coup de bélier :



## a) Réservoir d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.(1)

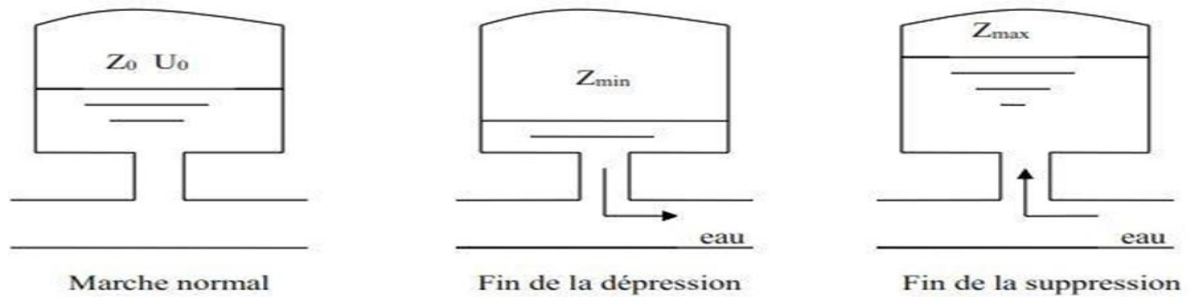


Figure 6-II: Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement



Figure 6-III : le réservoir d'air.(6)

### b) Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.(2)

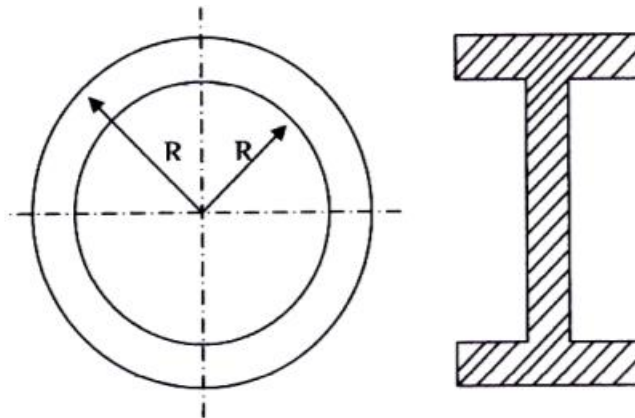


Figure 6-IV: Volant d'inertie.

**Remarque :** On choisit le réservoir d'air comme un outil de protection des installations contre le coup de bélier.

#### 6.6.1 Calcul des réservoirs d'air :

Ce calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air, On distingue deux méthodes de calcul des réservoirs d'air :

##### a) Méthode du VIBERT :

Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

##### b) Méthode de BERGERON :

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.(1)

#### 6.6.1.1 Dimensionnement des réservoirs d'air :

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)rE_s + E_m e_m(1 - v_s)}}$$

1- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots \dots \dots (6-VII)$$

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

$g$  : l'accélération de pesanteur.

2- Charge absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (6-VIII)$$

3- Charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots \dots \dots (6-IX)$$

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow \frac{h_0}{z_0} \end{array} \right\} \rightarrow \text{abaque de VIBERT} \rightarrow \left( \frac{U_0}{L \cdot S} ; \frac{Z_{min}}{Z_0} \right)$$

Donc :  $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} = \frac{U_0 \cdot Z_0}{Z_{min}}$

Avec :  $U_{max}$ : volume du réservoir d'air.

Tronçon	DN(mm)	D <sub>int</sub> (mm)	S(m <sup>2</sup> )	V(m/s)	L(m)	Hg(m)
SP01 – SP02	250	194.2	0.0296	1.19	2520	180
SP02 - Rt	315	228.8	0.0411	0.86	2730	214

Tableau 6.VI: Caractéristiques des conduites de la partie refoulement.

K(Pa)*10 <sup>9</sup>	$\rho(Kg/m^3)$	$v_m$	$v_s$	$E_m(Pa) * 10^9$	$E_s(Pa) * 10^8$
2.07	1000	0.46	0.33	3	2

Tableau 6.VII: Caractéristique de matériau et de sol.

**Calcul de la célérité :**

Tronçon	r(m)	e <sub>m</sub> (m)	C(m/s)
SP01 – SP02	0.0971	0.0279	728.68
SP02 - Rt	0.1144	0.0431	1270.24

Tableau 6.VIII: Calcul de la célérité.

SP	Z <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	Z <sub>max</sub> (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h <sub>0</sub> (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$ (10 <sup>-3</sup> )	$\frac{U_0}{L * S}$ (10 <sup>-3</sup> )	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )
SP 01	190	1.19	278.39	1.465	0.0722	3.8	6.2	0.713	0.272	0.65
SP 02	224	0.86	335.36	1.497	0.0377	1.68	2.42	0.703	0.272	0.387

Tableau 6.IX: Calcul de volume des deux réservoirs d'air pour les deux stations de pompage.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, On a vu les différents moyens de protection contre les effets du régime transitoire.

Dans ce projet, on a imposé dans la partie refoulement une installation des réservoirs d'air comme un outil de lutte et protection contre le coup de bélier, les réservoirs d'air sont installés à la sortie des stations de pompage SP1 et SP2, ayant des capacités déterminées respectivement 700 litres et 400 litres d'air.

Dans la partie gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donnent une durée de 0.5h pour minimiser les effets du coup de bélier.

# Chapitre VII : Gestion de projet

**Introduction :**

Dans ce chapitre, On va mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour la bonne exécution de notre projet allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

**7 Déféréments travaux à entreprendre :****7.1 Travaux concernant l'adduction :**

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

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

**7.2 Travaux concernant les stations de pompages :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

**7.3 Travaux concernant les réservoirs :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont :

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

- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

#### 7.4 Choix des engins de terrassements :

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

#### 7.5 Pose de canalisation :

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différentes contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

##### 7.5.1 Les actions reçues par les conduites :

###### ➤ Tracé :

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction est très important. En effet, le PEHD que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

###### ➤ Longueur de la tranchée :

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, a chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{Tranchée} = L_{Adduction} \dots \dots \dots (7-I)$$

###### ➤ Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B = D + 2 * e \dots \dots \dots (7-II)$$

Avec : B : Largeur de la tranchée (m)

D : Diamètre de la conduite (m)

e : Espacement = 25cm.

###### ➤ Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la

canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

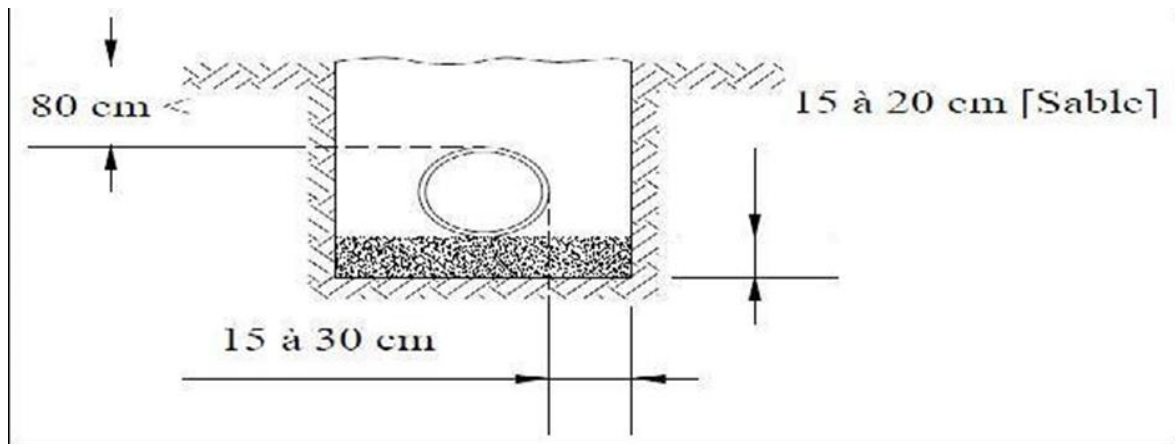


Figure 7-I : Profondeur de tranchée.

➤ **Lit de pose :**

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

➤ **Aménagement du lit de pose :**

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

### 7.5.2 La mise en tranchée :

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

### 7.5.3 Epreuve des joints et canalisation principale :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar.



#### 7.5.4 Remblaiement des tranchées :

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement en utilisant la terre déjà déblayés après élimination des pierres grossières.

#### 7.5.5 Le compactage :

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

#### 7.5.6 Pièces spéciales :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits.

Les accessoires utilisés sont :

##### 7.5.6.1 Robinets vannes :

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

##### a. Robinets-vanne à opercule :

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.(2)



Figure 7-II : Robinet-vanne à opercule.(7)

**b. Vanne papillon :**

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon.(2)



Figure 7-III : Vanne papillon.(8)

Dans notre cas, nous prévoyons :

- ⇒ L'installation d'un robinet vanne à opercule à :
- Chaque 500m de la conduite de refoulement.
  - La conduite d'aspiration de chaque pompe.
  - Sur les conduites d'arrivées et de vidange des réservoirs.
- ⇒ L'installation de robinets vanne papillon sur les conduites de départ du réservoir.

**7.5.6.2 Clapet Anti-retour :**

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.il est placé à la sortie de chaque pompe.(2)



Figure 7-IV : Clapet anti-retour(9)

### 7.5.6.3 Ventouses :

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire la conduite et l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.



Figure 7-V : Ventouse.(10)

### 7.5.6.4 By-bass :

Le by-pass est utilisé pour :

- 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.

### 7.5.6.5 Crépine :

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.

### 7.5.6.6 Joints de raccordement :

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.

### 7.5.6.7 Organes de mesure :

#### i. Mesure de débit :

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- La venturi

#### ii. Mesure de pression :

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



Figure 7-VI : Manomètre à aiguille

- 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 du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.(2)

### 7.5.6.8 Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont :

#### a) Coude :

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

#### b) Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.



Figure 7-VII : Coude PEHD à emboîtement 90°.

c) **Tés :**

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une Canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

**7.6 Calcul de volume des travaux de l'adduction :**

**7.6.1 Déblai d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots \dots \dots (7-III)$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe

b : largeur de la tranchée

h : profondeur de la tranchée

$$V_{exc} = S * L_{exc} \dots \dots \dots (7-IV)$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives

L : distance entre deux coupes consécutives.

**7.6.1.1 La profondeur de la tranchée :**

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (7-V)$$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

$h_1$  : épaisseur du lit de pose ,  $h_1 = 0,15$  m.

**7.6.1.2 La largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0.5m$$

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

**7.6.1.3 Lit de sable :**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (7-VI)$$

$V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ) ;

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm ;

$L$  : longueur de la tranchée (m).

**7.6.1.4 Remblais compactés :**

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c \quad (7-VII)$$

$$V_s = 0,15 * b * L.$$

$$V_c = S * L.$$

**7.6.1.5 Calcul de volume de terre à évacuer :**

Le volume de terre à évacuer est déterminer en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}. (7-VIII)$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Diamètre (mm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	H <sub>TR</sub> (m)	B(m)	V <sub>exc</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>con</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>lit de sable</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>remblais</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>eva</sub> (m <sup>3</sup> )
200	0.031	4655	1.15	0.7	3747.3	144.31	488.8	3114.2	1757.3
250	0.0491	2520	1.2	0.75	2268	124	283.5	1860.5	1087.9
315	0.0791	2730	1.265	0.815	2814.6	216	333.75	2264.85	1394.13

Tableau 7.I : Calcul les volumes des taches pour l'adduction.

### 7.7 Calcul de volume des travaux de la station de pompage :

Dimensions du bâtiment de la station (m)							
Station	Longueur	Largeur	Hauteur	Fenêtres	Epaisseur des murs	Portes	
						Secondaire	Principale
S.P n°1	13.32	4.103	5.5	2.2*1.4	0.3	2.2*1.2	4.2*3.2
S.P n°1	13.39	4.178	5.5	2.2*1.4	0.3	2.2*1.2	4.2*3.2

Tableau 7.II : Récapitulation des dimensions du bâtiments des deux stations.

Poteaux : bxb =40x40 et Poutres : bxb = 40x40 et Fouille : 2\*2\*2

#### 7.7.1 Volumes :

##### 7.7.1.1 Décapage :

$$V_d = e * l * L \quad (7-IX)$$

Pour la station de pompage n°1 :  $V_d = 0.15 * 4.103 * 13.32 = 8.198 \text{ m}^3$

Pour la station de pompage n°2 :  $V_d = 0.15 * 4.178 * 13.39 = 8.39 \text{ m}^3$

##### 7.7.1.2 Excavation :

Pour une fouille  $V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$

Pour 14 fouilles ;  $V_{exa} = 3,375 \times 14 = 47,25 \text{ m}^3$

##### 7.7.1.3 Béton de propreté :

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille :

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 14 fouilles  $V_{bp} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3$ .

Donc :  $V_{bp} = 3.15 \text{ m}^3$

##### 7.7.1.4 Béton armé :

###### ➤ Semelle :

$$V = 1.5 * 1.5 * 0.4 = 0.9 \text{ m}^3$$

$$V_s = 14 \times 0,9 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc : } V_s = 12.6 \text{ m}^3$$

➤ **Demi-poteaux :**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

$$V = 0,16 \times 14$$

$$\text{Donc : } V_{bp} = 2,24 \text{ m}^3$$

➤ **Poutre inférieure :**

Pour la station de pompage n°1 :

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 13,32 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 5,5 \times 6) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 10,78 \text{ m}^3$$

Pour la station de pompage n°2 :

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 13,39 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 5,5 \times 6) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 10,81 \text{ m}^3$$

➤ **Chape inférieure :**

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = (3,48 \times 3,4 \times 10) \times 0,07 = 8,28 \text{ m}^3$$

➤ **Poteaux**

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ;$$

Donc pour 14 poteaux est :  $V_p = 14 \times 0,88 = 12,32 \text{ m}^3$

$$V_p = 12,32 \text{ m}^3$$

➤ **Chape supérieure**

Pour la station de pompage n°1 :

$$V = (13,32 \times 4,103) \times 0,07 = 3,83 \text{ m}^3$$

$$V_{cs} = 3,83 \text{ m}^3.$$

Pour la station de pompage n°2 :

$$V = (13,39 \times 4,178) \times 0,07 = 3,92 \text{ m}^3$$

$$V_{cs} = 3,92 \text{ m}^3.$$

➤ **Remblai :**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 14 \times [(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (0,4 \times 0,4 \times 1,1)] = 41,38 \text{ m}^3$$

$$V_{rf} = 41,38 \text{ m}^3$$

Volume de remblais des cases :

$$V_{rf} = (1,1 \times 1,1) \times (1,1) = 1,331 \text{ m}^3$$

$$V_{rc} = 18,634 \text{ m}^3$$



➤ **Maçonnerie**

❖ **Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques :

Briques (30x20x10) Si=0,06 m<sup>2</sup>

• **Pour la station de pompage n°1 :**

Surface du mur  $S = 2 \times 5,5 \times (13.32 + 4.103) = 191.66 \text{ m}^2$

Nb=191.66/0,06= 3195 briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est : Nb+100=100+3195= 3295 briques

• **Pour la station de pompage n°2 :**

Surface du mur  $S = 2 \times 5,5 \times (13.39 + 4.178) = 193.25 \text{ m}^2$  Nb=193.25/0,06= 3221 briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est : Nb+100=100+3221= 3321 briques

❖ **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure**

• **Pour la station de pompage n°1**

$S = 0,9 \times 2 \times (13.32 + 4.103) = 31.37 \text{ m}^2$

Nb=31.37/0,06= 523briques.

• **Pour la station de pompage n°2**

$S = 0,9 \times 2 \times (13.39 + 4.187) = 31.64 \text{ m}^2$

Nb=31.64/0,06= 528 briques.

Nombre totale de briques = 3195+3295+523+528= 7541

	Volumes	unités	Quantités		Prix unitaire [DA]	Prix [DA]	
			SP n°1	SP n°2		SP n°1	SP n°2
01	Décapage	m <sup>3</sup>	8.2	8.4	500	4100	4195
02	Excavation	m <sup>3</sup>	47.25	47.25	500	23625	
03	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	60.014	60.014	500	30007	
04	Béton propreté	m <sup>3</sup>	3.15	3.15	800	2520	
05	Béton armé	m <sup>3</sup>	46.31	46.31	35000	1620850	
06	Béton armé de la chape supérieure	m <sup>3</sup>	3.83	3.92	35000	134050	137200
07	Maçonnerie	unité	523	528	50	26150	26400
Total						1841302	1842277
Devis total						3683579	

Tableau 7.III : Les travaux et le devis des stations de pompage.

**7.8 Calcul du devis de Réservoirs :**

Travaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	23	500	11500
Excavation	226.2	500	11310
Béton de propreté	23	800	18400
Béton armé	58	35000	203000
Total			2071210

Tableau 7.IV: le devis du réservoir.

Le devis de réservoir reçoit 2071210 DA .

**7.9 Calcul des devis de l'adduction :**

Désignation	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire [DA]	Montant [DA]
Déblai	7966	500	3983000
Lit de sable	2465.2	800	1972160
Conduite 200 PN 10	2000	4977.71	9955420
Conduite 200 PN 16	2655	4568.47	12129287.85
Conduite 250 PN 20	2520	5057,93	12745983.6
Conduite 315 PN 25	2730	23842.43	65089833.9
Grillage avertisseur	9905	180	1782900
Remblai	3313	400	1325200
Total			108983785.4

Tableau 7.V: le devis de l'adduction.

Le devis de l'adduction reçoit 108983785.4 DA .

**7.10 Calcul du devis total :**

Travaux	Devis [DA]
Adduction	108983784.4
Stations de pompage	3683579
Réservoir projeté	2071210
<b>Le devis total</b>	<b>114738573.4</b>

Tableau 7.VI: le devis total de ce projet

Le devis totale de ce projet reçoit 114738573.4 DA .

**7.11 Planification des travaux :**

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

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

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

**7.11.1 Station de pompage :**

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Operation	Durée
Décapage	1
Excavation	2
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton pour les semelles.	2
Coulage du béton pour les demi-poteaux.	2
Remblayage et compactage des fouilles.	2
Construction des murés	2
Coulage béton longrines inférieures.	3
Remblayage et compactage des casiers.	2
Coulage de la chape inférieure.	3
Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	4
Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	4
Maçonnerie et finition générale.	5
Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure) évacuation des débris et nettoyage	7

Tableau 7.VII: les taches de construction de la station de pompage.

**7.11.2 Adductions :**

Les tâches de réalisation de l’adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Operation	Durée
Décapage de la couche végétal	10
Exécution des tranchées et des fouilles	30
Aménagement du lit de pose	10
La mise en place des canalisations en tranchée	15
Assemblage des tuyaux	6
Faire les essais d’étanchéité pour les conduites et les joints	5
Remblai des tranchées	12
Travaux de finition	8

Tableau 7.VIII: les taches de réalisation de l’adduction

**7.11.3 Réservoir projeté :**

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

Opération	Durée (jour)
Excavation	3
Pose du tout venant	1
Coulage du béton de propreté.	1
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	5
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	5
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	5
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	5
Remblayage et compactage.	2
Maçonnerie et finition générale.	5
Evacuation des débris et nettoyage	1

Figure 7-VIII: les taches de construire le réservoir projeté.

**7.12 Planification par la méthode du réseau :**

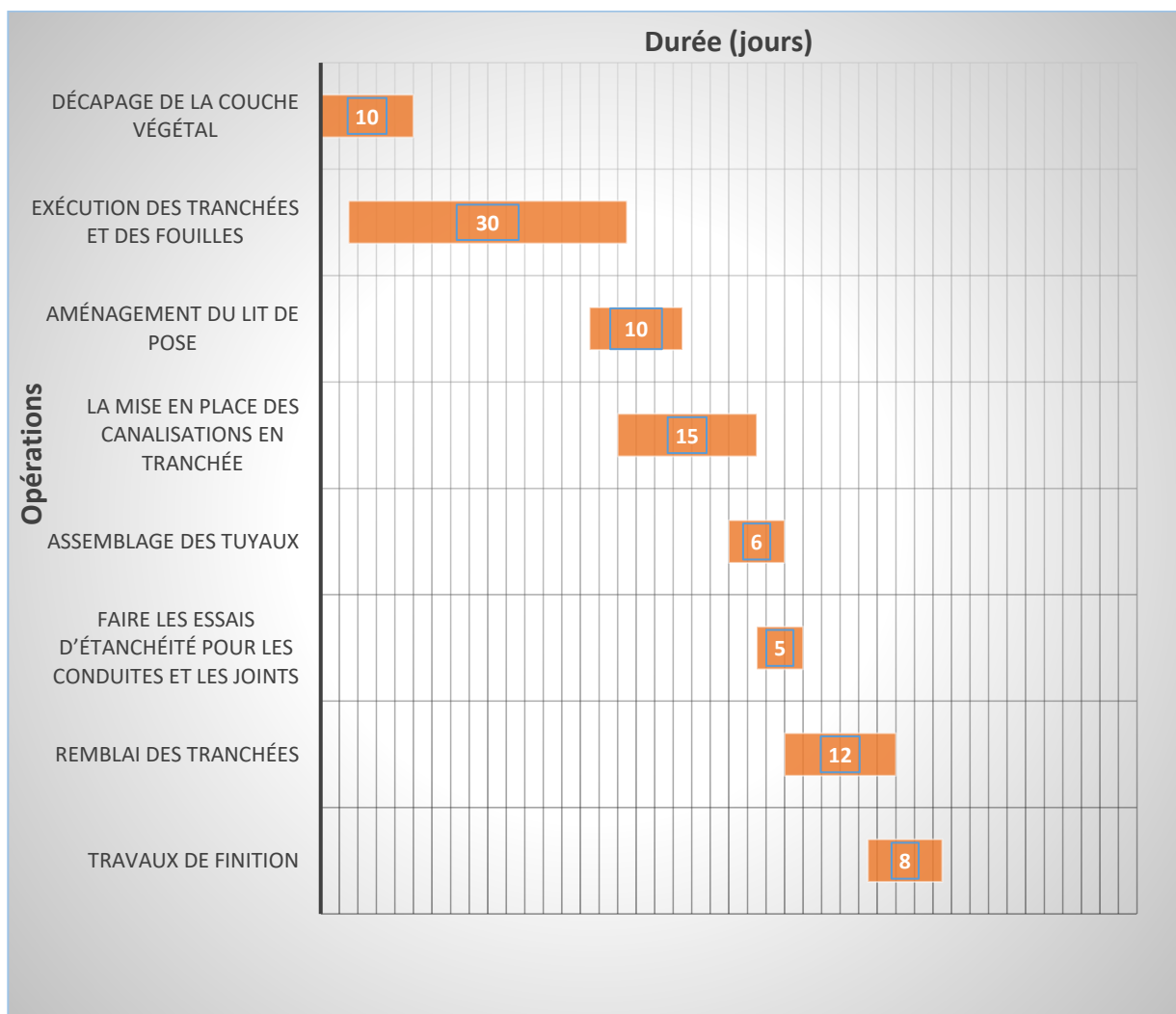


Figure 7-IX : Diagramme de Gantt pour les travaux d'adduction. (Excel)

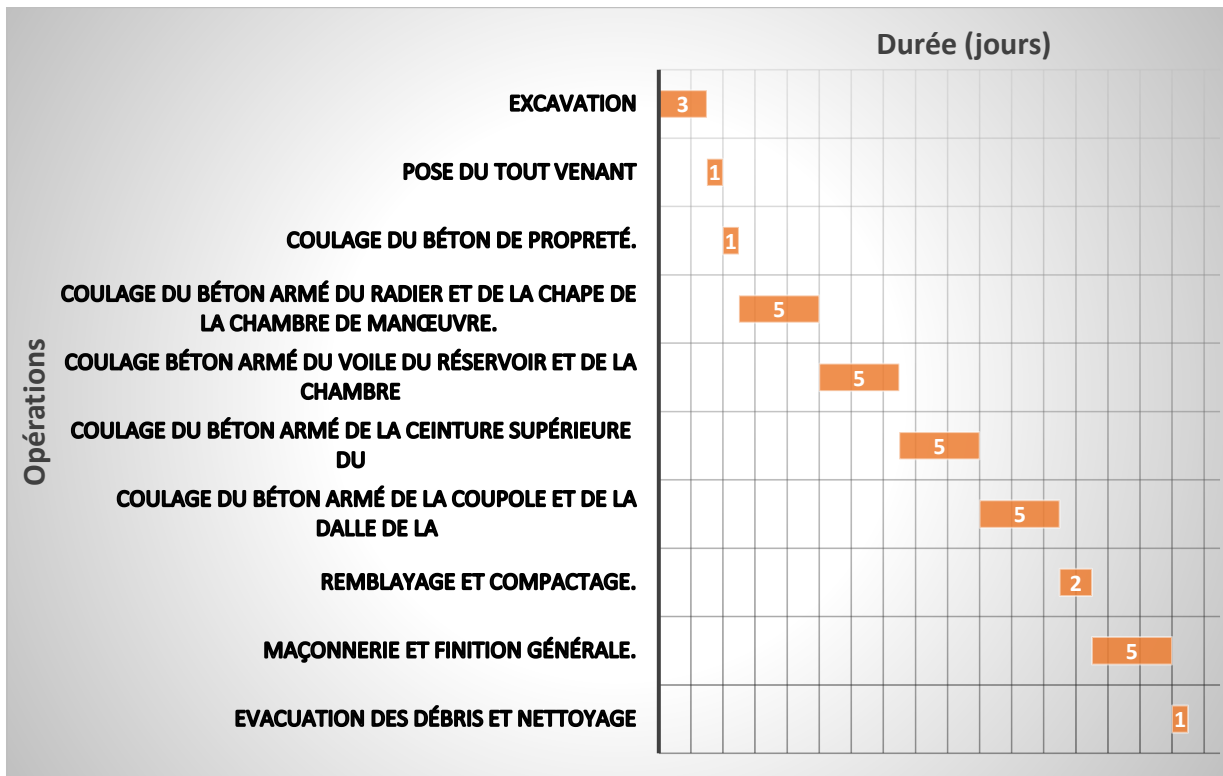


Figure 7-X : Diagramme de GANTT des travaux de réalisation du réservoir projeté. (Excel)

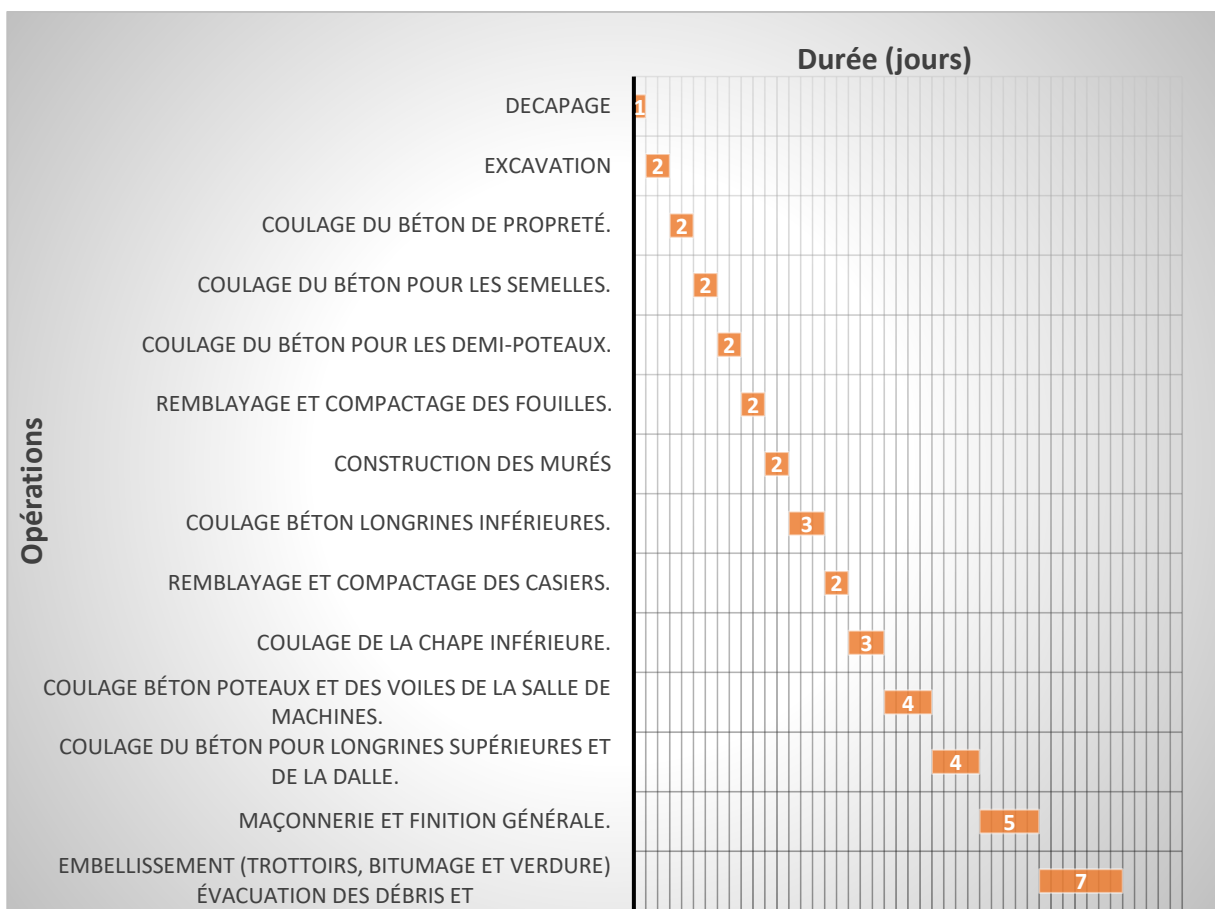


Figure 7-XI : Diagramme de GANTT des travaux de réalisation de la station de pompage. (Excel)

La durée totale du projet s'élève à approximativement **67 jours** soit 2 mois et 7 jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé.

### **7.13 Protection et Sécurité de travail :**

#### **Introduction :**

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.(2)

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.(2)

#### **7.13.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique**

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

##### **7.13.1.1 Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.(2)

##### **7.13.1.2 Facteurs matériels :**

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations

électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)(2)

### **7.13.2 Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. (2)

### **7.13.3 Liste des actions dangereuses**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.(2)

### **7.13.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**

#### **7.13.4.1 Protection individuelle**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

Autre protection :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.(2)

#### 7.13.4.2 Protection collective :

##### a) Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une
- Installation moderne.

##### b) Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

##### c) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

#### Conclusion :

A partir de ce travail, on a conclu que l'organisation de chantier est une opération très importante avant le commencement de nos travaux car elle nous donne :

- La durée de réalisation de ce projet est de **2 mois et 7 jours**.
- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier
- Les engins à utiliser : l'angle-doser, Pelle, Rouleau.



### Conclusion générale :

La fin de la thèse d'étude a été consacrée à l'étude de l'adduction en eau potable Du chef-lieu de la commune Oulad Brahim à partir de réservoirs (10000 m<sup>3</sup>) d'El Omaria. Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que l'aspect environnemental ont été discutés.

L'étude a été menée en tenant compte du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, pour un horizon de 30 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu :

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau, qui ont permis de déterminer le débit à satisfaire qui est de 2531,79 m<sup>3</sup>/j
- Dimensionner un réservoir tampon afin d'assurer la continuité d'écoulement.

Projeter des conduites en PEHD :

- Une conduite 200mm au niveau du tronçon (R - SP01)
- Une conduite 250mm au niveau du tronçon (SP01 - SP02)
- Une conduite 315mm au niveau du tronçon (SP02 - Rt)
- Une conduite 200mm au niveau du tronçon (Rt - Rext)
- Implanter deux stations pompages et protéger l'adduction du coup de bélier en projetant deux réservoirs d'air à la sortie des stations pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
- Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

# Bibliographie

1. Boualem S. Alimentation en eau potable des agglomération. Ecole nationale Supérieure d'Hydraulique; 2014.
2. SELMANE TE. Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs( 2x 3000 m3) W.Tissemsilt. [BLIDA]: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah-; 2017.
3. HAMISSI H. Alimentation en eau potable de l'agglomération de Talaouine-Commune de Boumadfaa (W. Ain Defla). ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah-; 2019.
4. ABED K. ETUDE DU DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE OUAMRI (W.MEDEA). ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-; 2013.
5. André Dupont. Hydraulique Urbaine Tome 2 Ouvrage de Transport Elevation et distribution des eaux. 61,boulevard Saint Germain - Paris V: Edition Eyrolles;
6. Reservoir d'air coup de bélier – Recherche Google [Internet].. Disponible sur: <https://www.google.com/>
7. Titre : Vanne à opercule zGAT Fig. 111 - Zetkama . [Internet].. Disponible sur: <https://www.google.com/imgres>
8. Titre : Vanne papillon à oreilles taraudées gaz DN50 - BURACCO : MA913T050HBCL - RGS [Internet]. Disponible sur: <https://www.google.com/imgres>
9. Titre : Clapet anti-retour à boule DN400 ISO PN10 - SAMSE [Internet]. Disponible sur: <https://www.google.com/imgres>
10. Titre : Ventouse triple fonction – GÉNIE HYDRAULIQUE & HYDROCARBURE [Internet]. [cité 18 nov 2021]. Disponible sur: <https://www.google.com/imgres>

# Annexe

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Tableau : : Répartition des débits horaires par rapport au nombre d'habitants.

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

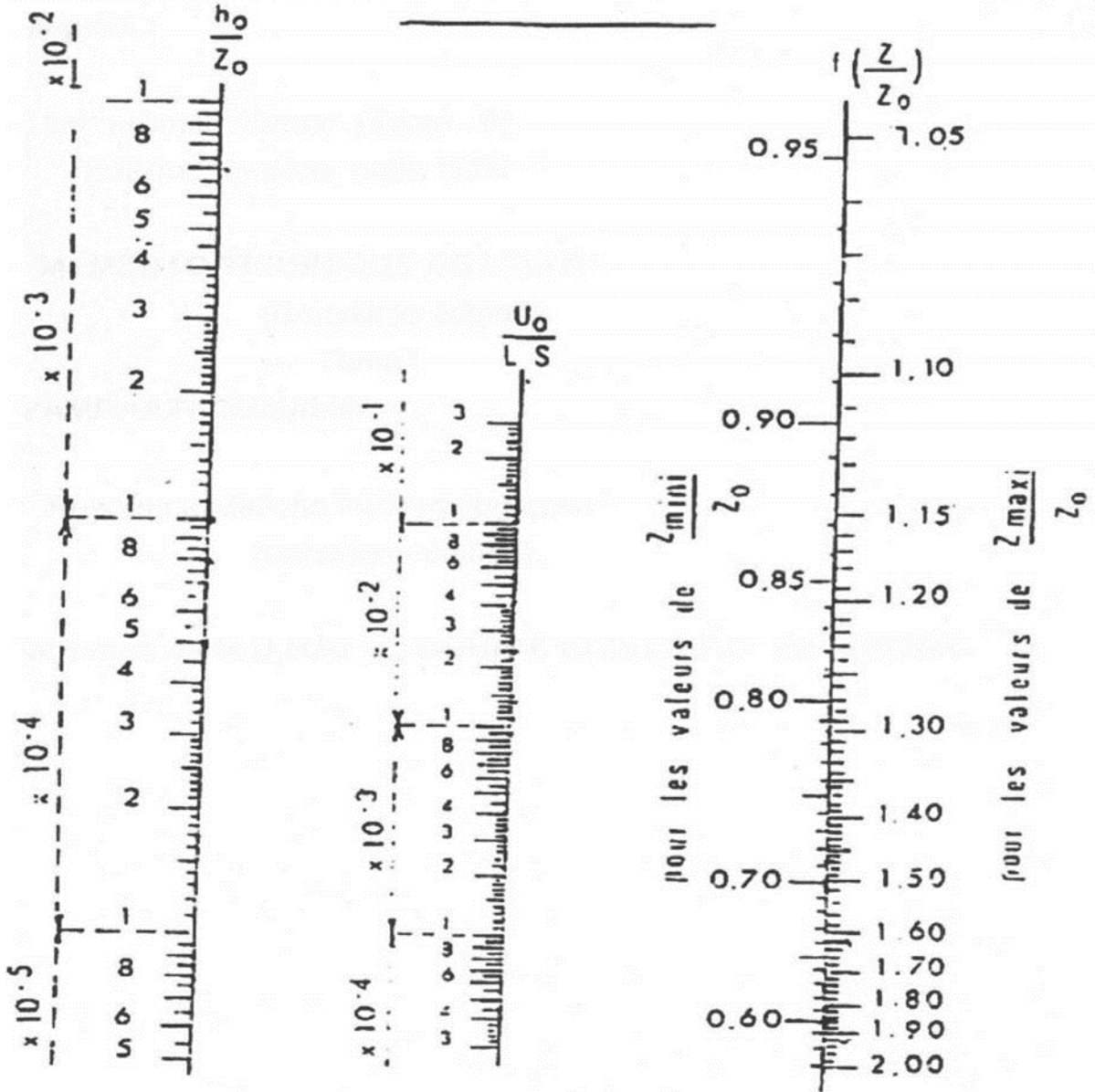


PLANCHE XXVII

Figure : Abaque de Vibert

<b>Gamme tubes PEHD de Pression nominale 20 Bar</b>					
	<b>CODE</b>	<b>DIAMETRE (mm)</b>	<b>EPAISSEUR (mm)</b>	<b>PRESSION</b>	<b>CONDITIONNEMENT</b>
<b>P E 1 0 0</b>	640.10.020.09	<b>20</b>	2.3	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.025.09	<b>25</b>	3.0	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.032.09	<b>32</b>	3.6	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.040.09	<b>40</b>	4.5	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.050.09	<b>50</b>	5.6	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.063.09	<b>63</b>	7.1	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.075.09	<b>75</b>	8.4	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.090.09	<b>90</b>	10.1	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.110.09	<b>110</b>	12.3	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.125.09	<b>125</b>	14.0	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.160.09	<b>160</b>	17.9	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.200.09	<b>200</b>	22.4	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.250.09	<b>250</b>	27.9	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.315.09	<b>315</b>	35.2	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.400.09	<b>400</b>	44.7	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.500.09	<b>500</b>	55.8	20Bars	Tb 6 / 12Ml
640.10.630.09	<b>630</b>	**	20Bars	Tb 6 / 12Ml	

Figure : table des DN de conduite PEHD de PN 20.