



Département de Génie de l'Eau

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
De Licence professionnelle en :
Hydraulique

Thème :

**Alimentation en eau potable de la commune Ouamri
(Médéa) à partir de système de dédoublement Ghrib
(Aïn Defla)**

Réalisé par :

✓ M^r : BENTALIA Bilal

Encadré par :

✓ M^{me} : SIFOUN Naima

M.C.B / Institut de Technologie-Bouira

✓ M^r : DEMMOUCHE Karim

Chef de projet/ Eurl société jumelle travaux multiples

Soutenu devant le jury :

- M^r MOULAI Salah Eddine

M.A.A / Institut de Technologie-Bouira

- M^r DJAAFER KHOUDJA Hakim

M.C.A / Institut de Technologie-Bouira

Remerciements

Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu Tout-Puissant de m'avoir hébergé compte tenu du courage et des moyens de faire cet humble travail qui a mené à mon diplôme.

Je tiens à remercier mon encadreur, Mme SIFOU N pour son aide inestimable, ses conseils et son temps pour moi.

Je remercie également tous mes professeurs de l'Institut de Technologie pour leur contribution à ma formation durant les trois années d'études.

A mon tuteur Mr. DEMMOUCHE K pour tout le soutien que vous m'avez apporté.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner ce travail.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui m'ont offert, de près ou de loin, de l'aide et des encouragements pour terminer ce travail.

Dédicaces

Je dédie cet humble travail :
A ceux qui m'ont soutenu tout au long de mes
études, et qui ont toujours été avec moi,
poussé sur le chemin de la connaissance, à la
source de l'amour et de la passion, les deux
personnes les plus chères
au monde, Chère **MAMA**, Cher **PAPA**
A tous mes frères et sœurs
Toute la famille BENTALIA sans exception
A tous mes collègues Abderrahmane, Amine,
Najdi, Mouloud, Madjid, Bilal, Mounir, Sami,
Abdestare, Salah..
A tous mes amis de promo 2021 d'hydraulique.

Résumé

Le présent travail a pour objet le dimensionnement d'un réseau d'adduction pour la commune Ouamri (Médéa), afin de la renforcer en eau potable, et cela à partir de barrage Ghrib situé à la wilaya d'Ain Defla. Cette commune aura une population en horizon 2053 de 18409 habitants présentant un besoin en eau de 10183,92 m³/j. Ce projet est caractérisé par un linéaire de 9128 m.l (1660 m.l de refoulement et 7468 m.l gravitaire) de différents diamètres et matériaux, plus d'une station de pompage et des réservoirs (un réservoir tampon et quatre de distribution).

Mot clés : Adduction, Dimensionnement, Besoin en eau, Pompage, Réservoir, Commune Ouamri.

ملخص

لغرض من هذا العمل هو تصميم شبكة إمداد بالمياه لبلدية وامري (المدينة) لتزويدها بمياه الشرب من سد غريب بولاية عين الدفلة. بحلول عام 2053 ، سيبلغ عدد سكان هذه البلدية 18409 ، بمتطلبات مائية تبلغ 1083.92 متر مكعب / يوم. يتميز المشروع بوجود خط انابيب 9128 م (ضغط 1660 م و جاذبية 7468 م) بمختلف الأقطار والمواد بالإضافة إلى محطة ضخ وخزانات (خزان عازل واحد وأربعة خزانات توزيع).

الكلمات المفتاحية: التزويد، التحجيم، الاحتياج المائي، الضخ، الخزان، دائرة وامري

Abstract

The purpose of this work is to design a water supply network for the Ouamri commune (Médéa), in order to supply it with drinking water from the Ghrib dam in the wilaya of Ain Defla. By 2053, this commune will have a population of 18409, with a water requirement of 1083.92 m³/j. The project is characterized by a 9128 m.l pipeline (1660 m.l pressure and 7468 m.l gravity) of various diameters and materials, plus a pumping station and reservoirs (one buffer reservoir and four distribution reservoirs).

Key words: Conveyance, Sizing, Water requirements, Pumping, Reservoir, Commune of Ouamri

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
ملخص	
Abstract	
Liste des figures	i
Liste des tableaux	ii
Liste d'abréviation	iv
Introduction générale	1
Chapitre I: Présentation de lieu de stage et la zone étudiée	
Introduction	2
I.1. Présentation de lieu de stage	2
I.2. Présentation de la zone d'étude	4
I.2.1. Situation géographique	4
I.2.2. Situation administrative	5
I.2.3. Situation démographique	6
I.2.4. Situation climatologique	7
I.2.5. Situation hydraulique.....	11
I.3. Localisation du barrage de barrage Ghrib	12
I.3.1. Situation et caractéristiques	12
I.3.2. Principales caractéristiques du barrage	13
I.3.3. Bassin versant	13
I.3.4. Données morpho-métriques du barrage Ghrib.....	14
Conclusion.....	15
Chapitre II: Estimation de besoin en eau	
Introduction	16
II.1. Evaluation de la population	16
II.2. Estimation de la population future	16
II.3.1. Choix de la dotation	18
II.3.2. Evaluation des besoins en eau	18
Conclusion.....	23

Chapitre III: Etude du réseau d'adduction de la zone d'étude

Introduction24

III.1. Généralités sur le réseau d'adduction.....24

 III.1.1. Type d'adduction24

 III.1.1.2. Adduction par refoulement.....25

 III.1.1.3. Adduction mixte28

 III.1.2. Choix de tracé.....28

 III.1.3.Choix du type de matériaux28

 III.1.4. Equipement hydrauliques des conduites d'adduction.....29

III.2. Présentation de résultats d'étude.....30

 III.2.1. Type d'adduction et choix de tracé.....30

 III.2.2. Choix du type de matériaux31

 III.2.3 .Emplacement des ventouses et vidange dans ce projet.....32

 III.2.4. Schéma de réseau d'adduction33

 III.2.5. Dimensionnement de tronçon 1 (R.T_H-S.P).....35

 III.2.6.Dimensionnement de tronçon 2 (S.P-R.T_{A,D})36

 III.2.6.1. Etude du coup de bélier37

 a) Calcul de la célérité37

 c) Résultats de calculs38

 III.2.7. Dimensionnement de tronçon 3 tronçon : RT_{A,D}-RD38

Conclusion.....41

Chapitre IV: Les réservoirs

Introduction42

IV.1. Généralités dur les réservoirs42

 IV.1.1.Rôles des réservoirs42

 IV.1.3.Classification des réservoirs.....43

 IV.1.4. Equipements des réservoirs.....45

 IV.2.Dimensionnement de réservoir49

Conclusion.....53

Introduction54

Chapitre V: Etude et choix de pompes

V.1. Généralités54

 V.1.1. Choix du nombre et de type de pompes54

V.1.1.1.Critères de choix du nombre de pompes	55
V.1.1.2. Critère de choix du type de pompes	55
V.1.2. Modes de couplage des pompes	55
V.1.3.Vérification du risque de la cavitation	55
V.2. Etude et choix de pompes pour le projet	56
V.2.1. Vérification du risque de la cavitation	57
Conclusion.....	58
Conclusion générale.....	59
Bibliographie	61
ANNAXE 1	62
ANNEXE 2.....	63
ANNEXE 3.....	68

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de lieu de stage et la zone étudiée

Figure I-1: Localisation de la commune étudiée ouamri 4
 Figure I-2 : Limites géographiques de la commune Ouamri 5
 Figure I-3: Limites administratives de la commune Ouamri 6
 Figure I-4: Température mensuelle moyenne pour la wilaya de Médéa 8
 Figure I-5 : Humidité relative moyenne mensuelle 9
 Figure I-6: Moyenne mensuelle des vitesses de vent 10
 Figure I-7: Evaporation moyenne (mm) 11
 Figure I-8: Localisation des réservoirs de la commune Ouamri 11
 Figure I-9: Situation géographique du barrage Ghrib..... 13

Chapitre III: Etude du réseau d'adduction de la zone d'étude

Figure III-1: Vannes de sectionnement 29
 Figure III-2: Ventouses (a) manuelle, (b) automatique 29
 Figure III-3: Clapet 30
 Figure III-4: Crépine 30
 Figure III- 5 :Tracé du projet étudié 31
 Figure III- 6 : Emplacement des ventouse et Vidange dans le tronçon R.T_H-SP 32
 Figure III- 7 : Emplacement des ventouse et Vidange dans le tronçon SP-R.T_{A,D} 33
 Figure III-8: Schéma de réseau d'adduction 34
 Figure III-9: Schéma présenter le tronçon RT_H-SP 35
 Figure III-10: Schéma présenter le tronçon 3 (RT_{A,D}-RD) 39

Chapitre IV: Les réservoirs

Figure IV-1: Réservoir Semi-enterré cylindrique..... 44
 Figure IV-2: Réservoir surélevé 44
 Figure IV-3 : Conduite d'adduction 45
 Figure IV-4: Conduite distribution 47
 Figure IV-5 : Conduite de trop plein 47
 Figure IV-6: Conduite de vidange 48
 Figure IV-7: Conduite By-pass 48
 Figure IV-8: Matérialisation de la réserve d'incendie. 49

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de lieu de stage et la zone étudiée

Tableau I-1 : Communes administratives de la daïra Ouamri 5
 Tableau I-2: Population dans la commune Ouamri 6
 Tableau I-3: Température moyenne 7
 Tableau I-4: Humidité relative mensuelle moyenne (%) 8
 Tableau I-5: Moyenne mensuelle des vitesses de vent 9
 Tableau I-6: Evaporation mensuelle moyenne 10
 Tableau I-7: Caractéristiques des forages 12
 Tableau I-8 : Données morpho-métriques du barrage Ghrib 14

Chapitre II: Estimation de besoin en eau

Tableau II-1 : Evaluation de la population pour les différents horizons 17
 Tableau II-2: Choix de la dotation 18
 Tableau II-3: Besoins domestiques de la commune d’Ouamri 18
 Tableau II-4: Besoins des équipements de la zone d’Ouamri 19
 Tableau II-5: Récapitulation de la consommation en eau de l’Ouamri à l’horizon 2053 20
 Tableau II-6: Consommation maximale journalière de la commune Ouamri 20
 Tableau II-7: Débits moyens horaires 21
 Tableau II-8 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants 21
 Tableau II-9: Valeurs de Q_{maxh} pour la commune Ouamri 22
 Tableau II-10: Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants 23
 Tableau II-11: Valeurs de Q_{minh} pour la commune Ouamri 23

Chapitre III: Etude du réseau d’adduction de la zone d’étude

Tableau III-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau 25
 Tableau III-2: Calcul de la HMT du tronçon R.TH-S.P 35
 Tableau III-3: Calcul la vitesse 36
 Tableau III-4: Valeurs de la HMT du tronçon S.P-R.T_{A,D} 36
 Tableau III- 5 : Résultats de calculs de la surpression et la dépression 38
 Tableau III-6: Débit entrant dans chaque réservoir dans le tronçon 39
 Tableau III-7: Calcul de la HMT du tronçon R.T-R. Distribution 40
 Tableau III-8: Calcul la vitesse 40

Chapitre IV: Les réservoirs

Tableau IV-1: Dimensionnement du réservoir Aissa Dilmi 50
 Tableau IV-2: Caractéristique de réservoir 52

Chapitre V: Etude et choix de pompes

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes de la station de pompage Ain kahla en fonction de leur nombre 57
 Tableau V-2: Données techniques sur la pompe et moteur choisis 57
 Tableau V-3: Calcul charge nette disponible à l’aspiration $NPSH_d$ 57

Annexe

Tableau 1: Valeurs de Q_{maxh} pour la commune Ouamri avec une autre méthode 62

Tableau 2: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 06 bar63
Tableau 3: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 10 bar64
Tableau 4: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 16 bar65
Tableau 5: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 20 bar66
Tableau 6: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 25 bar67

Liste d'abréviation

Liste d'abréviation

- CTN_A** : Côte terrain naturel arrive (m).
- CTN_D** : Côte terrain naturel départ (m).
- D** : Diamètre de la conduite (m).
- D_{Inérieur}** : Diamètre intérieur de la conduite (m).
- D_{normalisé}** : Diamètre normalisée de la conduite (m).
- e** : Epaisseur de la conduite (m).
- g** : Accélération de la pesanteur en (m²/s).
- H_a** : Hauteur d'aspiration en (m).
- H_g** : Hauteur géométrique en (m).
- HMT** : Hauteur manométrique totale (m).
- H₀** : Pression absolue de la conduite.
- ΔH_T** : Perte de charge totale (m,c,e).
- ΔH_S** : Perte de charge singulière (m,c,e).
- ΔH_L** : perte de charge lainière (m,c,e).
- K** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
- K_{max j}** : Coefficient d'irrégularité maximal.
- L** : Langueur total de la conduite en (m).
- L_e** : Langueur équivalent (m).
- n** : Nombre d'année.
- (NPSH)_d** : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m).
- (NPSH)_r** : Charge nette minimale requise à l'aspiration (m).
- P(%)** : Résidu maximum dans le réservoir.
- PN** : pression nominale (bar).
- Q_p** : Débit de pompage dans la conduite (m³/s).
- t_p** : temps de pompage.
- Q_{moy j}** : Débit moyenne journalier.
- Q_{max j}** : Consommation maximum journalier.
- Q_{maxh.net}** : Consommation maximum Horaire avec perte de charge.
- Q_{maxh. Brut}** : Consommation maximum Horaire sans perte de charge
- η_{Distribution}** : Rendement de réseau de distribution
- η_{Adduction}** : Rendement de réseau d'adduction.

D_p : la durée de pointe.

K_p : coefficient de pointe.

Q_i : débit moyen horaire pour chaque réservoir de distribution.

Q_a : débit entrant chaque réservoir.

D : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/hab).

$R_{A,D}$: Réservoir tampon Aissa Dilmi.

R_H : Réservoir tampon Hannacha.

$R_{S,A}$: Réservoir Sidi Ali.

R_{Pole} : Réservoir Pole.

Re : Nombre de Reynolds.

SP : Station de pompage Ain Kahla.

T : Nombre d'heure de pompage (h).

v : Vitesse d'écoulement en (m/s).

λ_c : Coefficient de frottement selon la formule COLEBROOK-WHITE.

λ_N : Coefficient de frottement selon la formule NIKURADAZI.

V_T : Volume total du réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie.

η : Rendement de la pompe (%).

Introduction générale

Introduction générale

L'eau c'est la vie, il est donc impératif de prendre soin de cette ressource. Et avec la croissance démographique, l'extension rapide des villes, l'activité économique qui s'y développe les facteurs engendrés par l'être humain, obligent le recours à la conception, à la réalisation et à la construction de plusieurs, réseaux, complexes et ouvrages hydrauliques qui sont indispensables pour arriver à une distribution, à une consommation et à une utilisation rationnelle en eau potable. Donc il est nécessaire de maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, on assiste actuellement à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Dans ce cadre, notre étude porte sur le « Raccordement en eau potable de la commune Ouamri (Médéa) à partir de système de dédoublement Ghrib (Aïn Defla) ». Cette étude est faite pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans de développement national et aux souhaits tant des populations que de wilaya ; de doter la commune Ouamri d'un réseau d'alimentation en eau potable capable de satisfaire actuellement et à l'horizon futur (2053) de la demande de cette ville.

Ce rapport est constitué de cinq chapitres :

- Chapitre I : consacré à la présentation de lieu de stage et la zone d'étude ;
- Chapitre II : dans lequel on a fait une étude d'estimation des besoins en eau pour l'horizon 2053 ;
- Chapitre III : pour présenter l'étude du réseau d'adduction de la zone d'étude ;
- Chapitre IV : pour dimensionner les réservoirs ;
- Chapitre V : pour l'étude de choix de pompe pour assure un débit satisfaisant cette ville jusqu'à l'horizon 2053 ;

Et on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de lieu de stage et la zone d'étude

Introduction

Dans un projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, on cite : les données relatives de l'agglomération, les connaissances de la géologie et de la topographie du site, qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux. Dans ce chapitre, on va présenter une brève présentation sur le lieu où le stage de mes fin études, ainsi une présentation sur la zone d'étude du projet d'alimentation en eau potable de la commune Ouamri à partir barrage Ghrib (Aïn Defla).

I.1. Présentation de lieu de stage

Mon stage, qui a duré trois (03) mois, a été effectué dans une entreprise de réalisation des projets '**Eurl société jumelle travaux multiples**'. C'est une entreprise unipersonnelle a responsabilisé limitée de nationalité Algérienne. Sa raison sociale ou nom commercial est Eurl société jumelle travaux multiples. Elle est soumise au régime juridique du Secteur privé et elle est active depuis sept (07) ans.

Son siège social est situé dans la commune de Rouissat wilaya de Ourgla à l'adresse suivante : cité Zaouia (01) Rouissat, Ourgla.

La Société Eurl société jumelle travaux multiples a pour activités commerciales principales :

✓ Travaux publics et hydrauliques

- Réalisation d'ouvrages d'art : barrages, ports, aérodromes, routes, puits, viaducs, digues, creusement de tunnel, etc. ...,
- Réalisation de grands travaux d'aménagements urbains ;
- Dragage, installation portuaires et constructions similaires ;
- Réalisation de tous travaux relatifs au domaine hydraulique.

✓ Activités de terrassements et travaux ruraux

- Terrassement ruraux ;
- Forage de puits d'eau ;
- Canaux d'irrigation ;
- Autres travaux ruraux.

✓ Travaux de routes et d'aérodromes

- Construction de routes, rues et voies similaires, pistes d'aérodromes ponts et ouvrages similaires.

✓ Travaux urbains et d'hygiène publique

Installation de :

- canalisation de gaz de ville ;
- système de distribution d'eau ;
- lignes téléphoniques locales ;
- réseaux d'égouts ;
- éclairage des rues ;
- dispositif de régulation de la circulation ;
- autres équipements d'infrastructure urbaine ;
- traitement et épuration des eaux.

Et d'autres activités ; telles que :

- Installation de réseaux et de centrales électriques et téléphoniques (centrales électriques, lignes de transport d'énergie électrique, postes de transformation de haute, moyenne et basse tension, centraux téléphoniques, lignes et autres infrastructures) ;
- Pose de canalisations à grande distance d'oléoducs, de gazoducs et de conduites d'eau) ;
- Location de véhicules avec ou sans chauffeur ;
- Location d'engins et matériel pour le bâtiment et travaux publics ;
- Activités liées à l'exploitation des hydrocarbures, à l'utilisation et à la maintenance de tous équipements pétroliers y compris canalisation et matériels de forage et travaux aux puits ;
- Aménagement des espaces verts ;
- Défense et de restauration des sols ;
- Aménagement de périmètres irrigues et de drainage agricole ;
- Travaux forestiers et d'exploitation des forêts ;
- Travaux agricoles et traitement phytosanitaire ;
- Travaux de bâtiment tous corps d'état ;
- Travaux de peinture industrielle et de bâtiment ;
- Travaux d'électricité.

Cette entreprise est chapoter par un gérant, après les chefs des sections et à la fin les ingénieurs et les techniciens et ces derniers font la majorité du travail de la société au cours de l'étude et la réalisation des projets hydrauliques, qui est le travail le plus difficile.

I.2. Présentation de la zone d'étude

I.2.1. Situation géographique

La commune Ouamri se situe à l'ouest de la wilaya de Médéa, bordé à l'est par la commune d'oued Harbil, au nord la commune de Tamezguida, au sud par la commune de Hanacha et à l'ouest par la commune de Djendel (Figures I-1 et I-2).

- ✓ Coordonnées géographiques : 36° 14' 00" nord 2° 34' 00" ;
- ✓ Superficies : 88 km² ;
- ✓ L'altitude : 740 m ;
- ✓ Population pour chef-lieu Ouamri : 10115 habitants en 2022 [3].



Figure I-1: Localisation de la commune étudiée ouamri [1]



Figure I-2 : Limites géographiques de la commune Ouamri [2]

1.2.2. Situation administrative

La daïra Ouamri est circonscription administrative algérienne située dans la wilaya de Médéa dans la région du Titeri (Figure I-3). Son Chef-lieu est situé sur la commune éponyme d’Ouamri. La daïra regroupe les trois communes d’Ouamri, Oued Harbil et Hanacha (Tableau I-1) [3].

Tableau I-1 : Communes administratives de la daïra Ouamri

Daïra	Commune	Surface (km ²)
Ouamri	Harbil	54
	Hannacha	62
	Ouamri	88

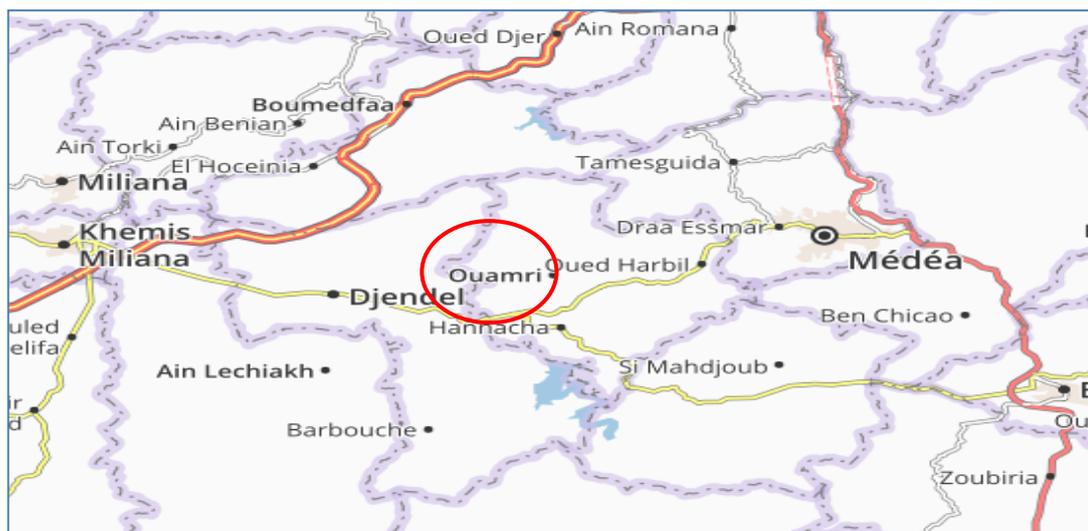


Figure I-3: Limites administratives de la commune Ouamri

I.2.3. Situation démographique

La population totale de la commune est estimée à 20153 habitants (année 2022), soit une densité de 127 habitants par km². La population ayant un âge inférieur à 15 ans représentant 29 % du total de la population, constitue dans les années à venir une importante ressource humaine [3]. Le tableau I-2 représente des données sur la population de la commune Ouamri d'après subdivision de la DRE.

Tableau I-2: Population dans la commune Ouamri [3]

Population Village	2022	TC %	CT 2027	TC %	MT 2032	TC %	LT 2042
Chef-lieu A.C.L	10115	1,95	11141	1,95	12271	1,95	13516
Ouled Dilmi	2398	0,70	2483	0,70	2571	0,70	2662
Ain Karma	655	0,90	686	0,90	712	0,90	744
Ouled Moussa	2765	0,50	2835	0,50	2907	0,50	2980
Ouled Djoutha	310	0,40	317	0,40	323	0,40	330
Zone épars	3910	0,60	4029	0,60	4151	0,6	4278
Total de population	20153	1,50	21710	1,50	23388	1,50	25196
TC : taux d'accroissement CT : court terme MT : moyen terme LT : long terme							

I.2.4. Situation climatologique

Le climat de la wilaya de Médéa est caractérisé par un climat méditerranéen, avec un été chaud et sec, et un hiver froid et pluvieux. Le climat se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- son altitude qui atteint 1240 m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao),
- sa position sur les monts de l'Atlas tellien,
- son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'Ouest [4].

I.2.4.1. Pluviométrie

La pluviométrie annuelle moyenne et sa répartition mensuelle pour notre aire d'étude ainsi que le nombre de jours de pluies est :

- Maximum : 469 mm/an ;
- Nombre de jours : 100 jours.

Les pluies tombent d'une façon irrégulière et les orages sont assez fréquents en Mai et Juin. La hauteur des pluies mensuelle varie entre 11 et 60 mm. Le mois le plus pluvieux de l'année est le mois de Janvier avec 60 mm. Le mois le plus sec de l'année est le mois de Juillet (11 mm), suivi du mois d'Aout (14 mm).

I.2.4.2. Température

Le climat de la région est caractérisé par un été chaud et un hiver froid. Les valeurs moyennes de la température en °C sont données dans le (tableau I-3). La température varie entre 7 °C en Janvier et 27 °C en Juillet, avec une moyenne qui atteint 20 °C. La saison chaude s'étend de Mai à Octobre, et la période froide s'étend entre Novembre et Avril, mois pendant lesquels la température est inférieure à la moyenne (Figure I-4).

Tableau I-3:Température moyenne [5]

	Mois					
	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Température moyenne (°C)	6,7	7,1	10,3	12,3	17,1	22,8
	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
	26,7	26,5	21,1	17,2	10,7	7,6
Température Annuelle (°C)	15,7					

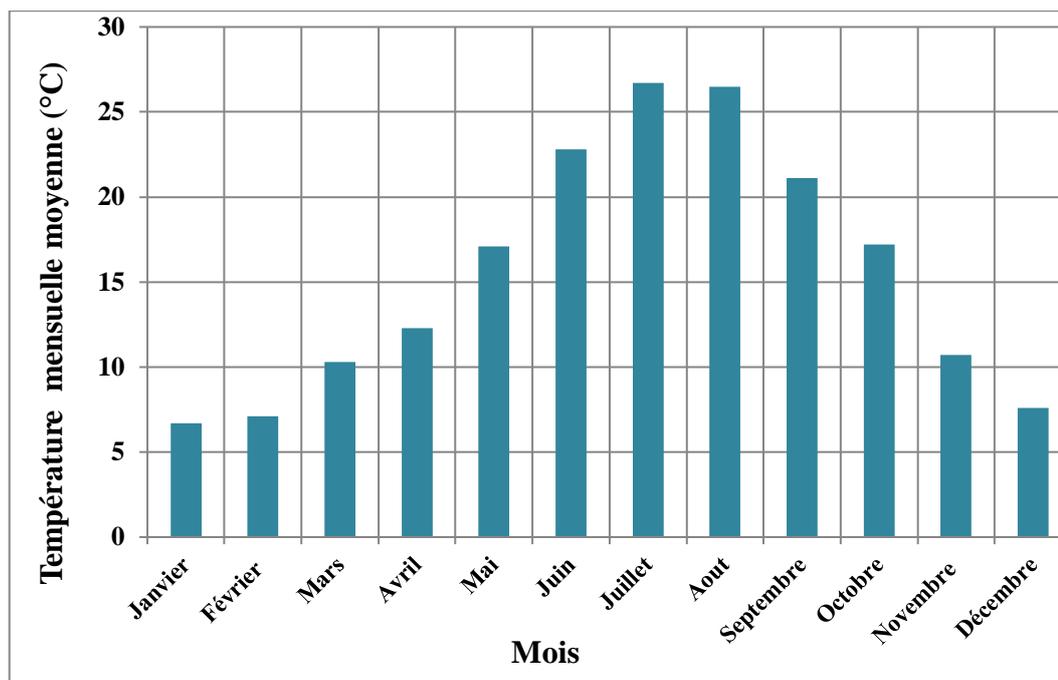


Figure I-4: Température mensuelle moyenne pour la wilaya de Médéa

I.2.4.3. Humidité

Les données d'humidités récupérées au niveau de l'ONM (Office national météorologique d'Alger 2016) représentent l'humidité relative mensuelle moyenne pour la station Médéa pour la période 1996-2008.

Tableau I-4: Humidité relative mensuelle moyenne (%)

	Mois					
	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Humidité moyenne (%)	80	78	72	71	67	54
	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
	47	51	63	69	80	83
Humidité Annuelle (%)	68					

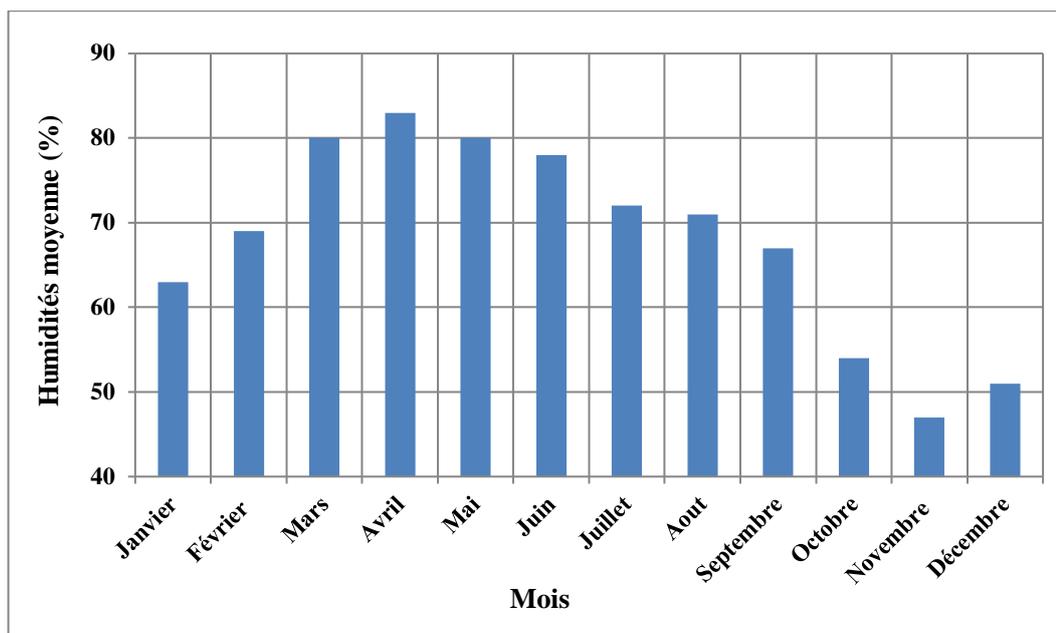


Figure I- 5: Humidité relative moyenne mensuelle [5]

Selon les valeurs enregistrées de l'humidité relative des stations ONM, la région de Médéa a une humidité relative moyenne annuelle de 68 %, ce qui peut nous amener à dire que l'humidité relative est assez élevée dans cette région et sur l'année. Et c'est rare de mesurer des valeurs inférieures à 60 % dans l'année sauf pour trois mois (Juin, Juillet, Aout) durant la période chaude ou elle diminue jusqu'à moins 50 %.

I.2.4.4. Vitesse de vent

La vitesse des vents varie entre 1,4 et 1,6 m/s pendant les mois de Septembre, à l'Aout, et avec une moyenne qui atteint 1,8 m/s pendant les mois de Décembre jusqu'à Avril.

Tableau I-5: Moyenne mensuelle des vitesses de vent [5]

Vitesse de vent moyenne (m/s)	Mois					
	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
	1,80	1,80	1,80	1,90	1,60	1,60
Vitesse de vent annuelle (m/s)	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
	1,40	1,40	1,50	1,50	1,90	1,80
	1,67					

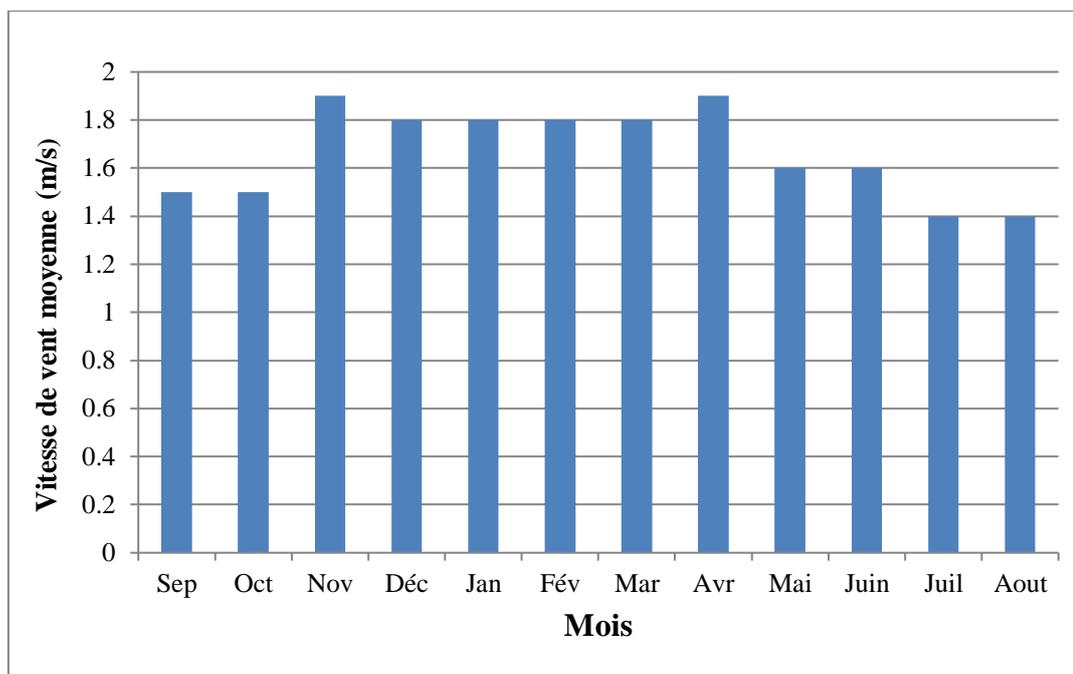


Figure I-6: Moyenne mensuelle des vitesses de vent [5]

I.2.4.5. Evaporation

L'évaporation est un passage progressif de l'état liquide à l'état gazeux. Elle est exprimée en mm/jour, mm/mois ou mm/an. L'évaporation est estimée d'après les mesures effectuées au niveau de la station de Médéa. Les valeurs moyennes de l'évaporation moyenne mensuelle de 1994 à 2013 sont représentées dans le (Tableau I-6).

D'après la figure I-7, on remarque que l'évaporation moyenne mensuelle augmente progressivement de Janvier jusqu'à Mai pour atteindre son maximum durant les mois Juin-Juillet-Aout (la saison d'été donc période chaude) après l'évaporation redescend progressivement de Septembre jusqu'à Décembre (période froide).

Tableau I-6: Evaporation mensuelle moyenne [5]

	Mois					
Evaporation (mm)	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
	43,5	72,1	81,1	118,1	174,1	226,1
	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
	226,7	210,2	122,7	96,6	50,9	37,7
Evaporation annuelle (mm)	1271,2					

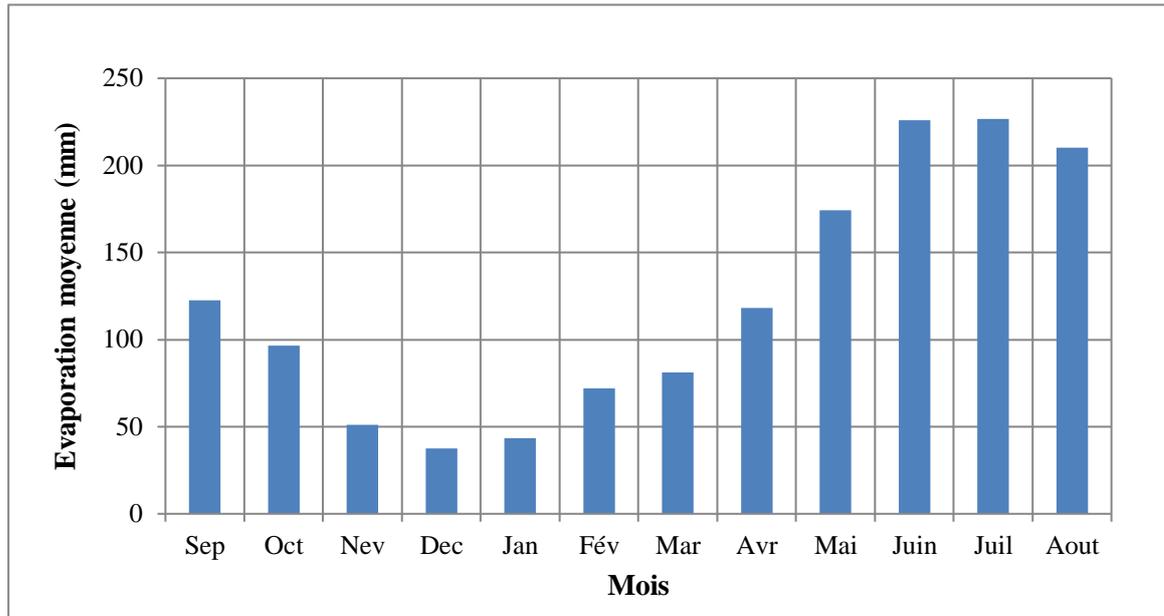


Figure I-7: Evaporation moyenne [5]

1.2.5. Situation hydraulique

1.2.5.1. Ressources en eau

Actuellement, l'agglomération Ouamri est alimentée à partir des ressources souterraines par des forages.

a) Ressources souterraines

La commune Ouamri est alimentée à partir de six forages (Figure I-8). Le tableau I-7 présente les sources principales de l'alimentation en eau potable de cette commune et leurs caractéristiques.



Figure I-8: Localisation des réservoirs de la commune Ouamri

b) Ressource superficielle

La commune Ouamri est alimentée par des eaux souterraines mais pour améliorer et renforcer l'alimentation en eau potable de cette commune. Elle a été minée dans le programme de Ghrib pour profiter des eaux superficielles du barrage Ghrib.

Tableau I-7: Caractéristiques des forages [3]

Nom de forage	Débit disponible (l/s)	Débit d'exploitation (l/s)	Profondeur (m)
V.S.A	5	5 - 3	80
Sidi Athman	6	6 - 3	84
Pole	5	3	65
Polyclinique (C.L)	12	12	83
Source	0,77	/	/
Source (C.L)	0,9	/	/
C.L : Alimente Chef-lieu			

c) Qualité de l'eau d'alimentation

D'après les habitants et le service de l'ADE de la commune Ouamri, l'eau des forages et des puits individuels est de bonne qualité (eau douce).

d) Capacité de stockage

Les moyens de stockage existant dans la commune d'Ouamri et leurs capacités sont :

- le réservoir de Sidi Ali (100 m³) ;
- le réservoir du Chef-lieu (100 m³) ;
- les réservoirs de la V.S.A (150 m³) (500 m³) ;
- le réservoir du pole (500 m³) ;
- le réservoir de Sidi Athman (100 m³).

I.3. Localisation du barrage de barrage Ghrib**I.3.1. Situation et caractéristiques**

Le barrage Ghrib fait partie de la commune d'Oued Chorfa (wilaya Ain Defla) situé à 30 km, au Sud Ouest de Médéa, à 150 km d'Alger, et à 110 km en aval du barrage Boughzoul qui sert de bassin de décantation à celui-ci (Figure I-9)[6]. Les coordonnées géographiques sont les suivants :

X=36°07'4724''N ; Y=2°35'5313''E ; Z=413 m.

1.3.2. Principales caractéristiques du barrage

Le barrage Ghrif a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Barrage en enrochement ;
- ✓ Hauteur : 70 m ;
- ✓ Cote de la retenue normal : 42,5 m ;
- ✓ Capacité initial de la retenue 280 millions m³.

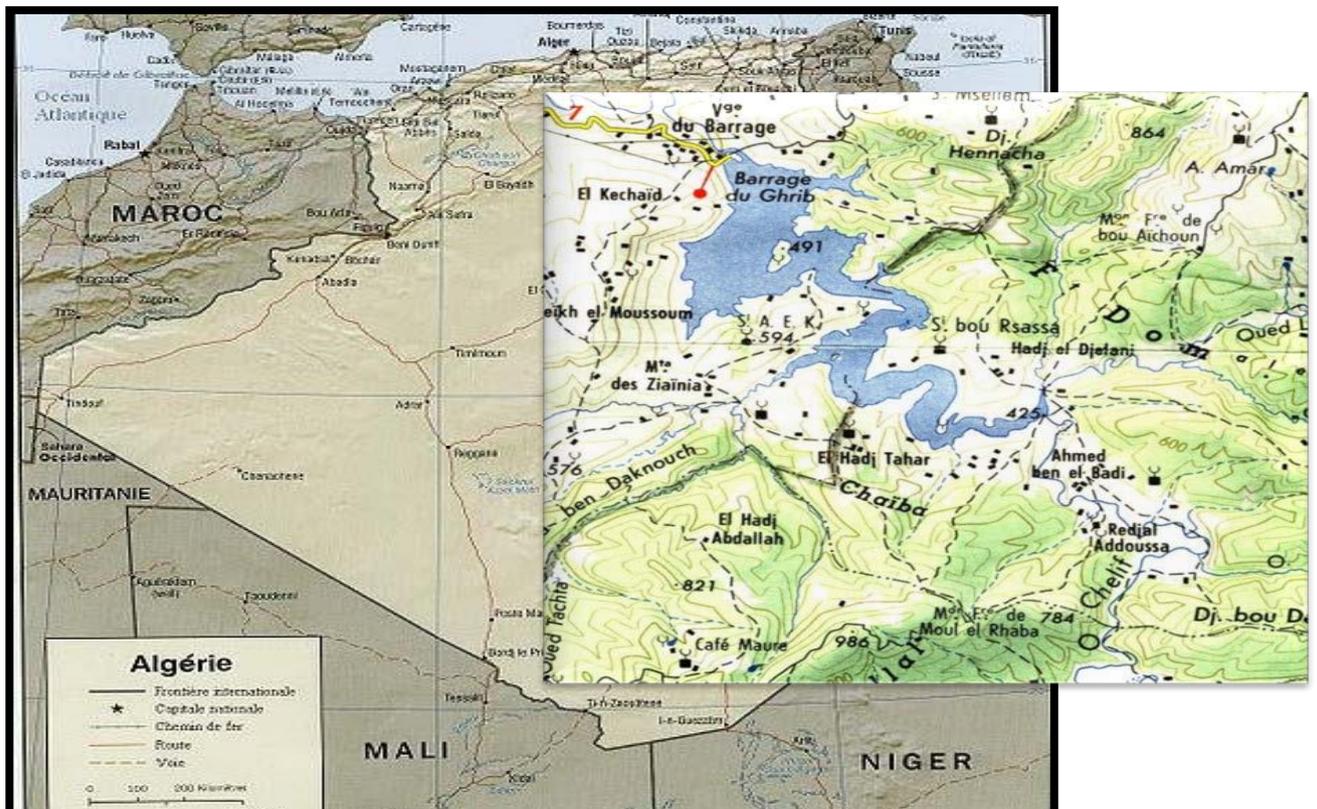


Figure I-9: Situation géographique du barrage Ghrif

1.3.3. Bassin versant

Oued Chélif prend naissance au djebel amour dans l'atlas saharien. Le Chélif est en effet le seul cours d'eau algérien qui prenant sa source dans l'atlas saharien, vient se jeter dans la méditerranée. Au droit de barrage de Ghrif, le bassin de Chélif couvre une superficie de 23300 km², et est schématiquement constitué par :

- ✓ Une partie tellienne entre Ghrif et Bougzoul d'une superficie 2800 km², où la pluviométrie moyenne annuelle varie entre 350 et 600 mm. Le coefficient de ruissellement dans cette zone est de l'ordre de 8,5 %,

- ✓ Une partie des hauts plateaux couvrant 20500 km², avec une pluviométrie moyenne annuelle d'environ 300 mm. Le coefficient de ruissellement dans cette zone est inférieur 2,6 %,
- ✓ La température moyenne enregistrée sur le bassin versant est de 16 °C, avec les écarts suivants :
 - La température maximum : 5 °C ;
 - La température minimum : 46 °C.

I.3.4. Données morpho-métriques du barrage Ghrib

Les données morpho-métriques du barrage, présentées par tableau I-8, sont données par l'agence Nationale des Barrages et des Transferts ANBT(2005) [7].

Tableau I-8 : Données morpho-métriques du barrage Ghrib [7]

Type	Enrochement-masque amont
Longueur du talweg	217,05 km
Longueur du rectangle équivalent	705 km
Capacité initiale du réservoir	280 millions de m ²
Capacité de stockage actuelle	43,70 millions de m ²
Surface du bassin versant	23,300 km ²
Longueur	17 km
Altitude maximale	297,5 m
Altitude moyenne	273 m
Altitude minimale	100,3 m
Apport moyen annuel	148,5 millions m ²
Profondeur maximale	70 m

Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le lieu de stage ainsi la zone d'étude qui est la commune Ouamri. En plus, on fait une présentation de différentes données (pluviométrie, température,) relativement nécessaires pour la suite de notre travail.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

Introduction

Une bonne conception d'un projet d'alimentation en eau potable commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question. Cette estimation nous exige de donner une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...).

L'estimation en eau dépend de plusieurs facteurs tels que : l'évolution de la population, les équipements existants et le niveau de vie de la population. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

Dans ce chapitre, on va présenter l'étude de l'estimation des besoins en eau qui a été faite sur la base des informations recueillies au niveau des organismes suivants : A.P.C d'Ouamri, subdivision de l'hydraulique d'Ouamri, recensement général de la population et de l'habitat RGPH (2008) et réalisation de l'étude d'actualisation du plan national de l'eau (2010).

II.1. Evaluation de la population

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2022, la population de la commune d'Ouamri (chef-lieu) était de 10115 habitants (Tableau I-2, Chapitre I). L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable d'ici jusqu'au l'an 2053.

II.2. Estimation de la population future

L'étude de ce projet, tient compte d'un horizon d'étude éloigné de 30 ans à partir de l'année 2023. Par l'application de la formule II-1, nous avons évalué la population future d'Ouamri à horizon 2053 (long terme).

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

Avec :

- P_0 : population de l'année de référence (2023)(habitants 'hab') ;
- P_n : population à l'horizon n (hab) ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon considéré (n = 30 ans) ;

- τ : taux d'accroissement de la population exprimé en %, il dépend de plusieurs facteurs:
 - le mode de vie ;
 - l'éducation (planning familial) ;
 - le développement socioculturel ;
 - le degré général de l'instruction.

II.3. Estimation des besoins en eau

Le régime de la consommation en eau se forme sous l'influence de nombreux facteurs :

- naturel (température, précipitation) ;
- vie économique (agricole, industries) ;
- politique ;
- ethnographie (ménage,..) ;
- biologique (assortiment alimentaire) .

Pour assurer la demande en eau potable, nous devons examiner quels sont les besoins à satisfaire et l'évaluation de la consommation pour chaque catégorie (domestique et équipements). Dans notre travail et selon l'APC de Ouamri, le taux d'accroissement utilisé est : $\tau = 1,95\%$.

La population estimée à l'horizon 2053 est 18409 hab (Tableau II-1).

Tableau II-1 : Evaluation de la population pour les différents horizons

Année	2022	2023	2053
Population C.L	10115	10313	18409

II.3.1. Choix de la dotation

La dotation moyenne par habitant et par jour est comme suit [8]:

- Les communes rurales sont considérées comme étant des agglomérations de moins de 2000 hab, avec une dotation est estimée à 125 l/hab /j ;
- Les Communes dont la population est supérieure à 2000 hab, on distingue :
 - Ville de moins de 20000 hab : une dotation de 150 à 200 l/hab/j
 - Ville de 20000 à 100000 hab : une dotation de 200 à 300 l/hab/j
 - Ville de plus de 100000 hab : une dotation de 300 à 350 l/hab/j

Donc pour le calcul des besoins domestiques futurs de la ville d'Ouamri, on recommande de prendre la dotation pour l'horizon d'étude 150 l/hab/j (Tableau II-2).

Tableau II-2: Choix de la dotation

Agglomération	Nombre d'habitation	Dotation (l/hab/j)
Ouamri < 20000 hab	18409	150

II.3.2. Evaluation des besoins en eau

II.3.2.1. Les besoins domestiques

Le débit de consommation moyen journalier correspondant aux besoins domestiques pour l'horizon 2053 est donné par la formule (II-2) :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: consommation moyenne journalière (m^3/j) ;
- D : dotation journalière (l/hab/j) ;
- N : nombre de consommateurs (hab).

Les besoins domestiques en eau pour la zone d'Ouamri à l'horizon d'étude éloigné de 30 ans sont indiqués dans le tableau II-3.

Tableau II- 3: Besoins domestiques de la commune d'Ouamri

	Nombre D'habitant	Dotation (l/hab/j)	$Q_{\text{moy,j}}$ (m^3/j)
Horizon 2053	18409	150	2761,35

II.3.2.2. Besoins en eau des équipements

Les besoins en eau des équipements regroupent tous les besoins des activités: administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels... Tous les besoins estimés pour les équipements $Q_{\text{éqT}}$ présents dans la zone d'étude sont regroupés dans le tableau II-4. Le tableau II-5 présente l'estimation globale (domestique et équipements) déterminée Q_{moyjT} .

Tableau II-4: Besoins des équipements de la zone d'Ouamri

Secteur	Equipement	Nombre	Dotation (l/hab/j)	Besoins	Total (l/j)	Total (m ³ /j)
Scolaire	03 primaires	1583	15	23745	53495	53,495
	03 CEM	1826	10	18260		
	01 lycée	1149	10	11490		
Sanitaire	01 Salle de soin	8	15	120	720	0,72
	01 polyclinique	20	30	600		
Socio culturelle	02 mosquées	300	25	7500	13350	13,35
	01 Bibliothèque	90	10	900		
	01 salle de sport	170	25	4250		
	Maison des jeunes	70	10	700		
Administrative	APC	120	10	1200	25570	25,57
	Protection de forets	10	15	150		
	Protection civil	50	5	250		
	CFPA	190	100	19000		
	Police	90	5	450		
	Gendarmerie	80	70	5600		
					$Q_{\text{éqT}}$ (m³/j)	93,135

Tableau II-5: Récapitulation de la consommation en eau de l'Ouamri à l'horizon 2053

Type des besoins		Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques Q_{moyj}		2761,35
Equipements $Q_{éqT}$	Scolaires	53,495
	Sanitaires	0,72
	Touristique	0
	Administrative	25,57
	Socioculturelle	13,35
Total Q_{moyjT}		2854,485

II.3.2.3. Le débit maximum journalier

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} .

Le débit maximum journalier Q_{maxj} représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il satisfait donc les exigences des consommateurs et assure leur confort même dans telle situation. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{maxj} = Q_{moyjT} * K_{maxj} \quad (II-3)$$

Avec :

- K_{maxj} : coefficient de variation journalière de la consommation. Il varie entre 1,1 et 1,3. Dans notre étude, on prend : $K_{maxj} = 1,3$.

Le tableau II-6 regroupe le débit maximal journalier calculé.

Tableau II- 6: Consommation maximale journalière de la commune Ouamri

Q_{moyj} (m ³ /j)	K_{maxj}	Q_{maxj} (m ³ /j)
2854,485	1,3	3710,830

II.3.2.4. Variation horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires.

• **Débit moyen horaire**

Le débit moyen horaire Q_{moyh} , en m^3/h , est donné par la relation II-4.

$$Q_{moyhT} = Q_{maxj} / 24 \quad (II-4)$$

Tableau II-7: Débit moyen horaire

Commune	$Q_{maxj} (m^3/j)$	$Q_{moyhT} (m^3/h)$
Ouamri	3710,830	154,617

• **Débit maximum horaire**

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation II-5.

$$Q_{maxhT} = K_{maxh} \times Q_{moyhT} \quad (II-5)$$

Avec :

- K_{maxh} : coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule II-6.

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II-6)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local. Il est compris entre 1,2 et 1,5.
- β_{max} : coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau II-8.

Tableau II-8 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombres d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
Nombres d'habitants de la ville Ouamri						18409			
β_{max} estimé	1,28								

A partir du tableau II-8, nous avons fait l'estimation du coefficient β_{max} . La valeur

trouvée est 1,28. Le tableau II-9 regroupe les résultats trouvés pour le calcul de débit horaire maximal.

Tableau II-9: Valeurs de $Q_{\max h}$ pour la commune Ouamri

Q_{moyhT} (m^3/h)	α_{max}	β_{max}	K_{maxh}	$Q_{\text{maxh,net}}$ (m^3/h)	Q_{Incendie} (m^3/h)	Rendement $\eta_{\text{distribution}}$	Q_{maxh} (m^3/h)	Rendement $\eta_{\text{adduction}}$	$Q_{\text{maxh,brut}}$ (m^3/h)
154,617	1,3	1,28	1,664	257,282	61,2	0,8	398,10	0,9	424,33

Remarque : Il y a autre méthode de calcul des autres usages (besoins des équipements ...), les besoins des autres usages représentent 15% à des besoins domestiques (Tableau 1, annexe 1).

Dans cette commune, il y a des forages dont leur débit total d'exploitation est de 35,41 m^3/j . Cette quantité est très faible pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon du projet à l'horizon 2053 (424,33 m^3/h). Alors, il est nécessaire de transférer la quantité manquante (**388,92 m^3/h**) qui présente la différence entre deux.

➤ Débit minimum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution.

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{minh}} = K_{\text{minh}} \times Q_{\text{moyhT}} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

- Q_{moyhT} : débit moyen horaire totale en m^3/h ;
- K_{minh} : coefficient d'irrégularité minimale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la relation II.8.

$$K_{\text{minh}} = \alpha_{\text{min}} \times \beta_{\text{min}} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

- α_{min} : un coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local. α_{min} varie entre 0,4 et 0,6. Dans nos calculs, nous avons pris une valeur de 0,5.
- β_{min} : un coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du (tableau II-10).

Tableau II-10: Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Nombres d'habitants	<1000	1500	2500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7
Nombres d'habitants de la ville Ouamri							18409			

A partir du tableau II-10, et de population des cette commune, nous avons fait l'estimation du coefficient β_{\min} . La valeur trouvée est 0,48. Le tableau II-11 regroupe les résultats des calculés effectués.

Tableau II-11: Valeurs de $Q_{\min h}$ pour la commune Ouamri

Q_{moyh} (m ³ /h)	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min h}$	$Q_{\min h}$ (m ³ /h)
154,617	0,5	0,48	0,24	37,108

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait les variations de consommation en eau de la commune Ouamri à l'horizon 2053. On a fait les calculs des débits moyens journalier et horaire ainsi les débits horaires net et brut. Ces variations seront présent en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adduction.

Les besoins en eau estimés à l'horizon du projet à l'horizon 2053 sont 424,33m³/h. et comme il ya des forages alimentant cette population, il est nécessaire de transférer la quantité manquante qui est de **388,92** m³/h. Ce débit sera utilisé pour le dimensionnement dans les chapitres suivants.

Chapitre III :

Etude du réseau d'adduction de la zone d'étude

Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique et économique, en vue d'acheminer les eaux de la zone de captage (forage, source, réservoir de stockage ou bien un barrage), soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leurs consommations. L'objet de cette étude est parvenu à la mise en place d'un système d'adduction de la commune d'Ouamri techniquement performant et économiquement peu coûteux.

III.1. Généralités sur le réseau d'adduction

III.1.1. Type d'adduction

III.1.1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée [9].

Dans le dimensionnement d'une adduction gravitaire en charge, nous faisons les calculs en utilisant les paramètres suivants : débit, vitesse de l'écoulement et les pertes de charges. La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge ΔH_T (m) pour un écoulement dans une conduite est celle de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III-9)$$

Avec :

- K' : Coefficient de perte de charge ;
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Pour le calcul de L_e , on utilise la formule suivante :

$$L_e = 1,10 \cdot L_g \quad (III-10)$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.
Alors :

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_l \quad (\text{III-11})$$

Avec :

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- ΔH_l : Perte de charge linéaire (m.c.e).

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

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

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,772	2

Alors, on peut déduire le diamètre calculé de la conduite gravitaire suivant la formule :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_e \cdot Q^B}{\Delta H_T}} \quad (\text{III-12})$$

Pour déterminer ΔH_T , nous supposons que la perte de charge totale est égale à la perte de charge disponible :

$$\Delta H_T = \Delta H_d = CTN_D - (CTN + h)_A \quad (\text{III-13})$$

Avec :

- CTN_D : Cote terrain naturelle de départ;
- CTN_A : Cote terrain naturelle d'arrivée.

III.1.1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée [9].

a. Calcul du diamètre économique

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont les suivantes [8] :

- Formule de BONNIN : $D_{BONNIN}(m) = \sqrt{Q_p}$ (III-14)

- Formule de BRESS : $D_{BRESS}(m) = 1,5 \sqrt{Q_p}$ (III-15)

Et le débit de pompage Q_p (m^3/h) se calcule comme suit :

$$Q_p = Q_{maxh} \cdot \frac{24}{t_p} \quad (\text{III-16})$$

Avec :

- D_{BONNIN} , D_{BRESS} : diamètre de la conduite (m) ;
- Q_{maxh} : le besoin maximum horaire qui égal à : 388,92 m^3/h ;
- t_p : temps de pompage (20 heures).

b. Vitesse d'écoulement

Dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites, d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau et d'éviter les phénomènes de dépôt, la vitesse d'écoulement dans les conduites ' v ' doit être comprise entre 0,5 et 1,7 m/s. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$v \left(\frac{m}{s} \right) = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III-17})$$

Avec : D : diamètre de la conduite (m).

c. Pertes de charges

Elles se présentent sous deux formes :

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

Pertes de charge linéaires

Pour calculer les pertes de charge linéaires ΔH_1 , on utilise la formule suivante :

$$\Delta H_1 \text{ (m. c. e)} = \lambda_c \frac{Lg}{D} + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III-18})$$

Avec :

- L : longueur géométrique de la conduite (m) ;
- λ_c : coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement ;
- v : vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (= **9,81 m/s²**).

Détermination de λ_c

Le coefficient de frottement λ_c , dépend le régime d'écoulement qui est en fonction de la rugosité relative et du nombre de REYNOLDS :

- Si $Re < 2000$: écoulement est laminaire ;
- Si $Re > 2000$: écoulement est turbulent ;
- Si $2000 < Re < 100000$: écoulement turbulent lisse ;
- Si $Re > 100000$: écoulement turbulent rugueux.

Pour le régime transitoire, on utilise la formule de COLEBROOK-WHITE (III-19) [8] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_C}} = -2 \log \left[\frac{\partial}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda_N}} \right] \quad (\text{III-19})$$

Avec :

- Nombre de Reynolds Re est déterminé comme suit :

$$Re = \frac{vD}{\mu} \quad (\text{III-20})$$

- μ : Viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS (III-8), tel que T représente la température de fluide ($T=20 \text{ °C} \rightarrow \mu=10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

$$\mu = \frac{0,0178}{1+0,00337 \times T + 0,000221 \times T^2} \quad (\text{III-21})$$

- ∂ : rugosité de la conduite en (mm). Pour des conduites en PEHD : $\partial=0,01$;
- D : diamètre de la conduite en (mm). Et le rapport ∂/D s'appelle Rugosité relative.
- λ_N : coefficient de frottement en régime turbulent rugueux. Il est calculé en utilisant la formule de NIKURADZI (III-23):

$$\lambda_N = [1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\partial}{D} \right)]^{-2} \quad (\text{III-23})$$

Pertes de charge singulières ΔH_s

Elles sont générées par les singularités telles que : les coudes, les vannes, les clapets...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires ΔH_l .

$$\Delta H_s = 0,1 \Delta H_l \quad (\text{III-24})$$

d. Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite.

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_l = 0,1 \Delta H_l + \Delta H_l = 1,1 \Delta H_l \quad (\text{III-25})$$

e. Hauteur Manométrique totale

La hauteur manométrique totale HMT est la somme de la hauteur géométrique et de la perte de charge totale :

$$HMT (m) = H_g + \Delta H_T \quad (\text{III-26})$$

Et :

$$H_g = CTN_D - (CTN_A + h) \quad (III-27)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- CTN_D : Cote terrain naturel de départ (m) ;
- CTN_A : Cote terrain naturel d'arrivée (m).

III.1.1.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon [9].

III.1.2. Choix de tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit [10] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Eviter les contre pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes des sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

III.1.3. Choix du type de matériaux

Le choix du type de matériaux des conduites de transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Le choix porté sur les différentes canalisations se fait en fonction de [8]:

- Leur diamètre ;
- Les pressions supportées ;
- Conditions d'installation ;

- Les revêtements ;
- Le prix unitaire ;
- Leur disponibilité sur le marché local ;
- Type de sol.

III.1.4. Equipement hydrauliques des conduites d'adduction

III.1.4.1. Vannes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation. Elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes[10].



Figure III-1: Vannes de sectionnement

III.1.4.2. Ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entrainé par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses [10]: -

Les ventouses manuelles: sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.

- **Les ventouses automatiques:** comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.



Figure III-2: Ventouses (a) manuelle, (b) automatique

III.1.4.3. Robinets de décharge(Vidange)

Une décharge n'est autre qu'un robinet dispose aux points bas du trac, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville dans la fosse de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

III.1.4.4. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

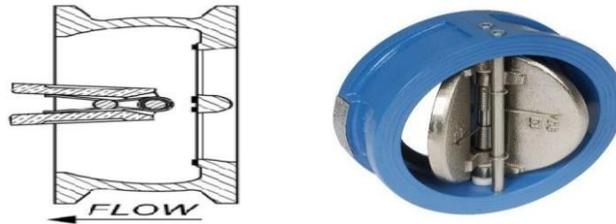


Figure III-3: Clapet

III.1.4.5. Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci.



Figure III-4: Crépine

III.2. Présentation de résultats d'étude

III.2.1. Type d'adduction et choix de tracé

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est mixte. La figure III-5 présente le tracé de notre projet.

- **Tronçon 1** : Réservoir tampon Hannacha vers station de pompage Ain Kahla '**RT_H-SP**'. Ce le type d'adduction dans ce tronçon est gravitaire ;
- **Tronçon 2** : Station de pompage Ain Kahla vers réservoir tampon Aissa Dilmi '**SP-RT_{A,D}**'. L'adduction dans ce tronçon se fait par refoulement ;

- **Tronçon 3** : Réservoir tampon Aissa Dilmi vers le réservoir distribution 'RT_{A.D}-RD'.
L'adduction est assurée gravitairement.

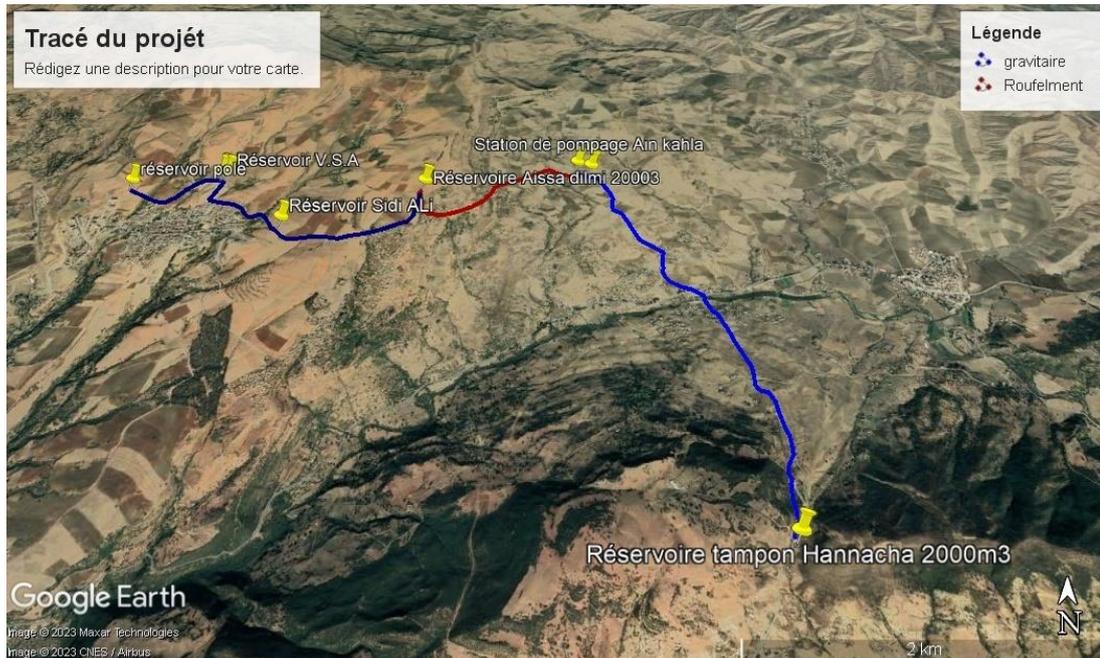


Figure III-5 : Tracé du projet étudié

III.2.2. Choix du type de matériaux

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène à haute densité et en fonte (pour une petite partie du tronçon 1), et cela en raison des avantages qu'elles présentent :

1) Pour les conduites en PEHD :

- Elasticité et flexibilité qui leurs permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;
- Facilité et rapidité de montage ;
- Le système de raccordement et les caractéristiques des tubes en PEHD permettent une énorme économie de main d'œuvre ;
- Légèreté, ils sont quatre fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;

- Résiste à l'entartrage et à la corrosion, il n'est pas alors nécessaire de concevoir une protection cathodique ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier,etc.).
- Très grande disponibilité de ce type de conduite sur le marché ;
- La mise en œuvre des conduites d'adduction en PEHD éliminera toutes tentatives de piquages en raison des difficultés de branchements qu'elles présentent ;
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.

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

2) Pour les conduites en fonte :

- Longévité et résistance aux pressions très élevées ;
- Les tuyaux en fontes sont très robustes ;
- Il résiste à la corrosion ;
- Bonne adaptation aux mouvements du sol [9].

III.2.3 .Emplacement des ventouses et vidange dans ce projet

Les figures III-6 et III-7 présentent l'emplacement des ventouses et vidange dans notre projet.

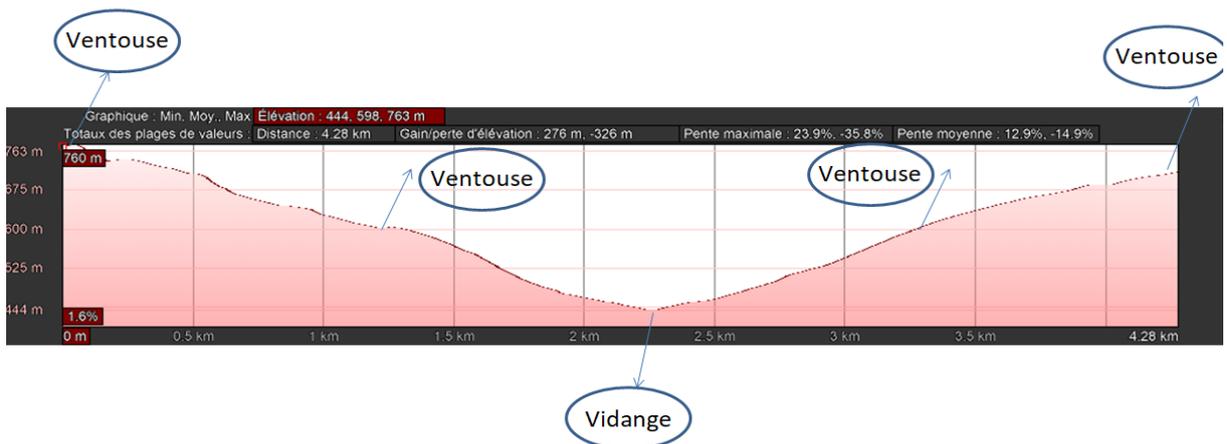


Figure III-6 : Emplacement des ventouses et vidange dans le tronçon R.TH-SP

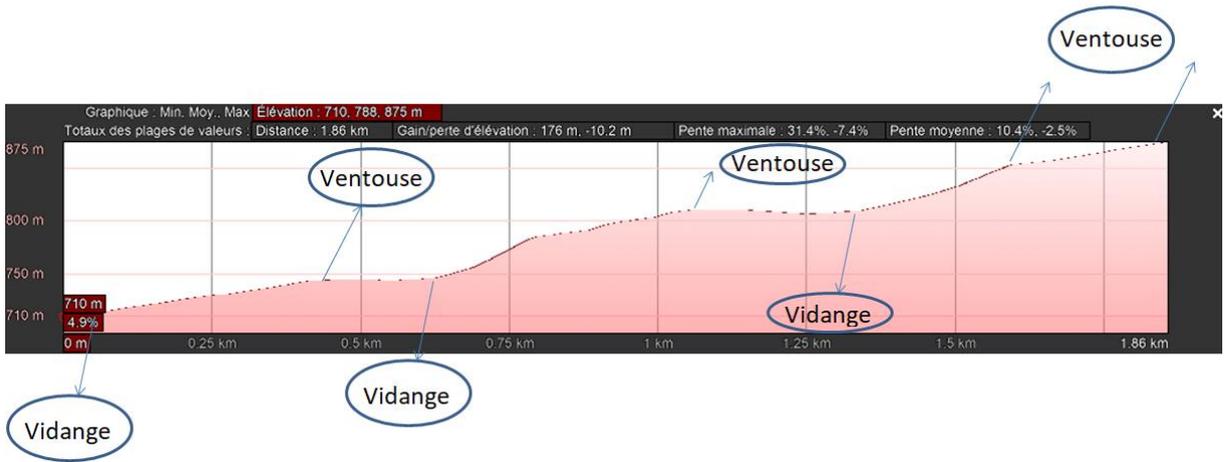


Figure III-7: Emplacement des ventouse et Vidange dans le tronçon SP-R.T_{AD}

III.2.4. Schéma de réseau d'adduction

La figure III-8, présente un schéma des différents tronçons avec les cotes de terrain naturel et la longueur de chacun.

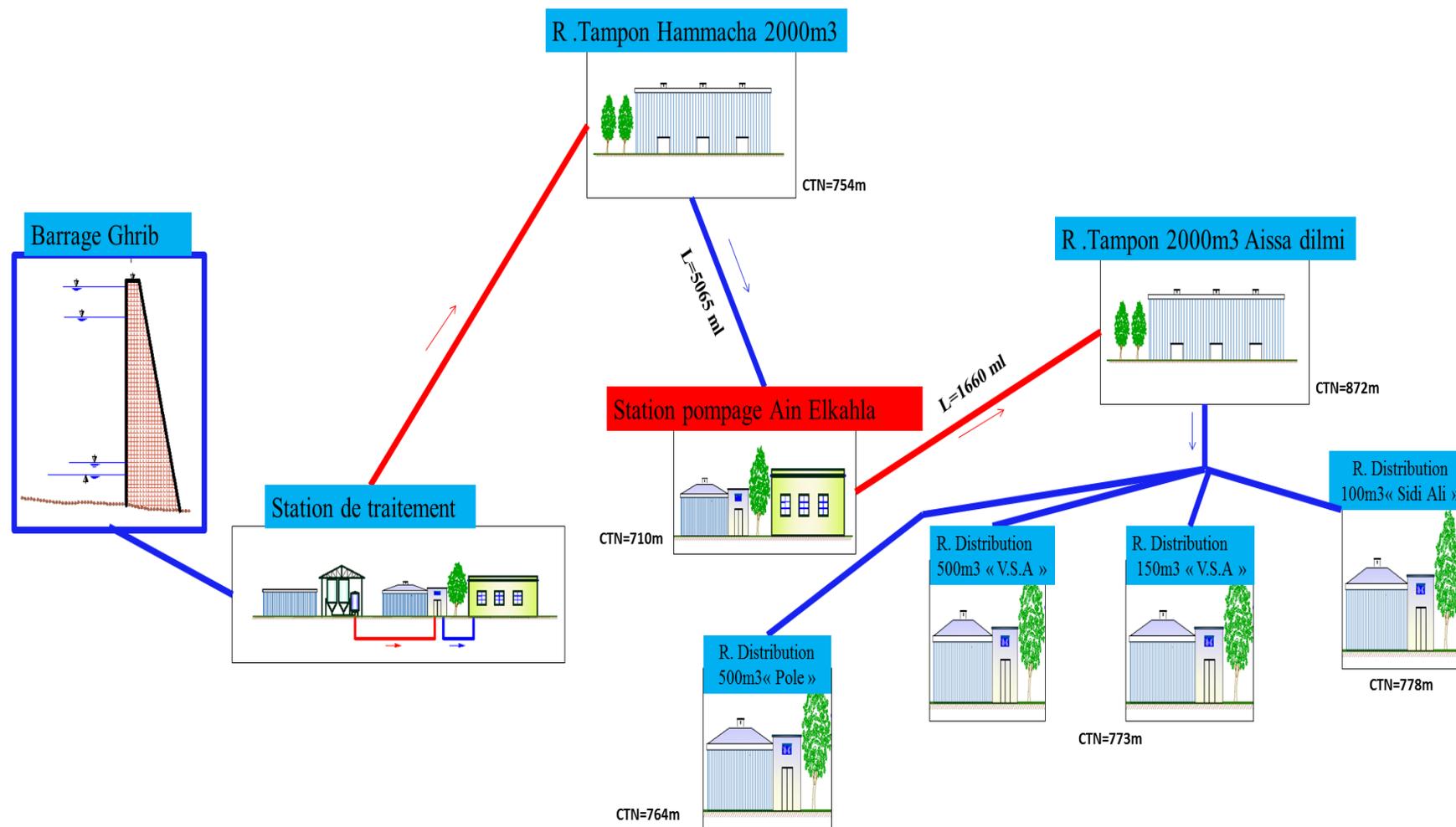


Figure III-8 : Schéma de réseau d'adduction

III.2.5. Dimensionnement de tronçon 1 (R.T_H-S.P)

Le débit d'eau utilisé pour faire le dimensionnement est le même déterminé dans le chapitre II, après soustraction du débit des forages $Q_{maxh} = 388,92 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour assurer que les conduites installées supportent la pression (Figure III-7), on divise ce tronçon en sept (07) parties. Toutes les conduites sont en PEHD sauf pour la quatrième elle en fonte.

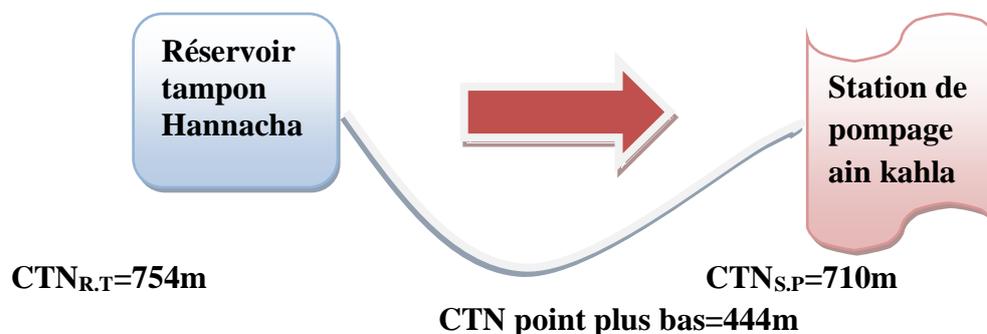


Figure III-9: Schéma présenter le tronçon RT_H-SP

Le tableau III-2 présente les résultats de calcul de HMT pour les différentes parties de ce tronçon. Le diamètre normalisé de les conduites en PEHD est de 315 mm, et pour la conduite en fonte est de 300 mm.

Tableau III-2: Calcul de la HMT du tronçon R.TH-S.P

Parties	Matériau	L (m)	L _e (m)	$\Delta H_a(m)$	D (mm)	D normalisé (mm)	ΔH_T (m.c.e)	HMT (m)	PN (bar)
1	PEHD	650	715	94	143,05	315	2,19	96,19	16
2	PEHD	1050	1155	180	138,04	315	3,51	183,51	20
3	PEHD	325	357,5	205	105,06	315	1,08	206,08	25
4	Fonte	1300	1430	310	173,63	300	17,08	327,08	40
5	PEHD	325	357,5	214	104,22	315	1,08	215,08	25
6	PEHD	1050	1155	159	141,68	315	3,51	162,51	20
7	PEHD	650	715	89	143,0	315	2,17	91,17	16

On a augmenté diamètre normalisé (160,250....) jusqu'à voire une vitesse d'écoulement acceptable entre 0,6-1,7m/s .

Le tableau III-3 représente la vitesse d'écoulement dans chaque partie citée précédemment. Pour le choix du diamètre intérieur des conduites, on a référé par apport le tableau 2 (Annexe 2).

Tableau III-3: Calcul la vitesse

Tronçon	D normalisé (mm)	D intérieur (mm)	Vitesse(m/s)
1	315	286,4	1,68
2	315	279,8	1,76
3	315	280,9	1,75
4	300	300	1,52
5	315	280,9	1,75
6	315	279,8	1,76
7	315	286,4	1,68

III.2.6. Dimensionnement de tronçon 2 (S.P-R.T_{A.D})

Pour ce tronçon, on calcule le débit de pompage (station de pompage Ain kahla) en utilisant la formule III-16 le temps de pompage est de 20 heures. On trouve un débit de pompe **Q_p égale à 466,70 m³/h**. Ce débit est utilisé pour le dimensionnement de ce tronçon. On appliquant les formules III-16, on trouve :

- **D_{BONNIN} = 0,360 m**
- **D_{BRESSE} = 0,540 m**

Tableau III-4: Valeurs de la HMT du tronçon S.P-R.T_{A.D}

Tronçon	DN (m)	Epaisseur (mm)	D intérieur (m)	v (m/s)	Re	λ _c	ΔH _T (m.c.e)	H _g (m)	HMT (m)	PN (bar)
SP-R.T A.D	0,4	44,7	0,3553	1,25	444125	0,014259	4,608	165	169,608	20
	0,5	55,8	0,4442	0,80	355360	0,0148605	1,993		166,993	20
	0,63	70,3	0,5297	0,56	296632	0,0158659	0,776		165,775	20

Alors, on choisie des diamètres normalisés suivants: 400, 500 et 630 mm(annexe 2). Le tableau III-2 présente les valeurs de diamètres normalisés et la HMT pour ce tronçon.

Le diamètre économique de ce tronçons est : $D = 400$ mm avec une vitesse acceptable 1,25 m/s et avec une HMT = 169,608 m et pression nominale $PN=20$ bar.

III.2.6.1. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, ensuite vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

a) Calcul de la célérité

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad (\text{III-28})$$

Avec :

a : la célérité de l'onde (m/s) ;

k : coefficient dépendant de la nature de la conduite ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm).

b) Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Elle est calculée par la formule de (JOUKOSKI) :

$$b = \frac{a \times v}{g} \quad (\text{III-29})$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier (m.c.e) ;

v : vitesse d'écoulement (m/s).

La valeur maximale de la pression (surpression) sera :

$$H_S = H_0 + b \quad (\text{III-30})$$

La valeur minimale de la pression (dépression) sera :

$$H_D = H_0 - b \quad (\text{III-31})$$

Avec :

H_S : Valeur de la surpression (m.c.e) ;

H_D : Valeur de dépression (m.c.e) ;

H_0 : La pression absolue dans la conduite (m.c.e) $H_0=H_g+10$.

c) Résultats de calculs

Tableau III-5 : Résultats de calculs de la surpression et la dépression

D (m)	Célérité de propagation d'onde pour le PRV a	Valeur maximale du coup de bélier b (m)	La hauteur géométrique H_g (m)	Surpression (m)	Dépression (m)	La pression nominale
0,4	12,19	1,55	165	176,55	-173,44	20
0,5	12,18	1,55		175,15	174,84	
0,63	12,52	1,59		176,59	173,40	

Après avoir faire les calculs de la surpression et la dépression, on remarque qu'elles ne dépassent pas la pression nominale, alors on peut dire que n'y a pas des risques de phénomène de coup de bélier sur la conduite et la pression nominale PN20 sera suffisante lors le choix de la conduite

III.2.7. Dimensionnement de tronçon 3 tronçon : $RT_{A,D}-RD$

Dans ce tronçon, il existe quatre réservoirs de distribution : Réservoir Sidi Ali($R_{S,A}$), deux réservoirs ($R_{V,S,A}$) et réservoir Pole (R_{pole}).

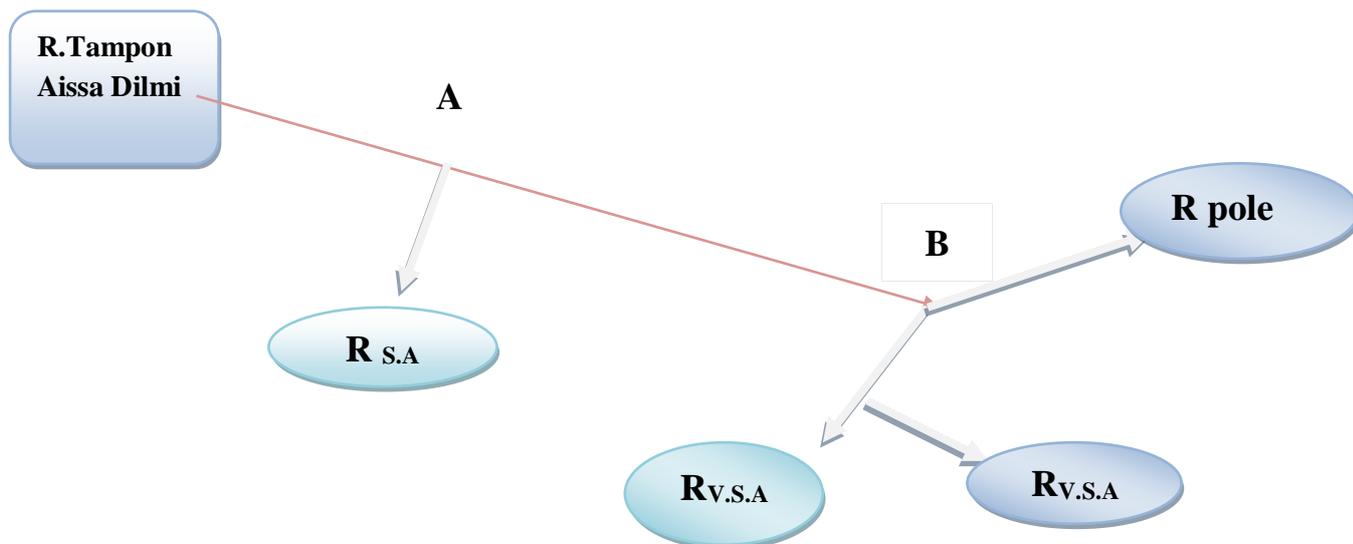


Figure III-10: Schéma présenter le tronçon 3 (RT_{A,D}-RD)

Pour le dimensionnement, il faut calculer le débit entrant dans chaque réservoir Q_a . Pour cela, on utilise la relation III-28 pour déduire Q_a .

$$V = D_p \cdot (K_p \cdot Q_i - Q_a) \text{ (III-32)}$$

Avec :

- V : volume d'eau (m^3) ;
- D_p : la durée de pointe ;
- K_p : coefficient de pointe ;
- Q_i : débit moyen horaire pour chaque réservoir de distribution;

Les résultats sont regroupés dans le tableau III-5.

Tableau III-6: Débit entrant dans chaque réservoir dans le tronçon

Volume (m^3)	Q_i (m^3/h)	K_p	D_p (heure)	Q_a (m^3/h)	
R _{S.A}	100	19,55	2,98	4	33,25
R _{VSA}	150	40,02	1,60	4	26,53
R _{VSA}	500	56,90	1,42	4	44,20
R _{Pole}	500	55,23	1,40	4	47,67

On suppose que la pression est de 4 bars pour les conduites PEHD (PN10) au niveau des points A et B. De cette manière, on obtient les côtes piézométriques suivantes :

$$C_{PA} = C_{TA} + 40 = 779 + 40 = 819 \text{ m ;}$$

$$C_{PB} = C_{TB} + 40 = 791 + 40 = 831 \text{ m ;}$$

A partir de ces données, on peut calculer les différents diamètres de chaque partie du tronçon. Les résultats sont regroupés dans le tableau III-6.

Tableau III-7: Calcul de la HMT du tronçon R.T-R. Distribution

Tronçon	Débit (m ³ /s)	L (m)	L _e (m)	ΔH_d (m)	D (mm)	D normalisé (mm)	D intérieur (mm)	ΔHT (m.c.e)	HMT (m)	PN (bar)
R _{A,D} -A	0,421	1716,50	1716,5	53	0,342	400	0,384	0,008	53,008	6
A-R _{S,A}	0,009	30,76	33,83	43	0,030	100	0,0865	0,00007	43	6
A-B	0,032	1121,98	1234,17	12	0,145	200	0,192	0,0066	12,006	6
B-R _{V,S,A}	0,019	27,01	29,71	61	0,038	125	0,120	0,0002	61	10
B-R _{pole}	0,013	921,19	1013,30	70	0,067	125	0,072	0,0024	70,06	10

Tableau III-8 : Calcul la vitesse

Tronçon	D Normalisé (mm)	D Intérieur (mm)	V (m/s)
R _{A,D} -A	400	0,384	0,75
A-R _{S,A}	100	0,04	1,53
A-B	200	0,192	1,10
B-R _{V,S,A}	125	0,048	1,67
B-R _{pole}	125	0,072	1,14

Conclusion

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal. Pour l'étude de l'adduction de notre projet, on a trouvé les résultats suivants:

1. un réseau d'adduction par refoulement, avec une longueur totale des conduites de 1660 ml et de diamètre de 400 mm.
2. Un réseau d'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 7468 ml et des diamètres de 400 mm, 350 mm et 315 mm, 300 en fonte , 200 mm, 125 mm et 100 mm.

Chapitre IV :

Les réservoirs

Introduction

L'installation d'adduction et de distributions d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau, soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel. Il a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné. Donc dans ce chapitre, on abordera une étude des réservoirs et de la capacité de stockage nécessaire pour l'agglomération concernée.

IV.1. Généralités dur les réservoirs

IV.1.1. Rôles des réservoirs

IV.1.1.1. Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé. Il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe [11].

IV.1.1.2. Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

IV.1.1.3. Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief très accidenté en certain points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.

IV.1.1.4. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie, ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

IV.1.2. Emplacement du réservoir

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants :

- il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage de réservoir se fasse gravitairement, c'est-à-dire, le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- l'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante au moment de la pointe.

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter ;
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiments) ;
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point la plus défavorable de la ville.

IV.1.3. Classification des réservoirs

IV.1.3.1. Classification selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distingues les réservoirs : métalliques, en maçonnerie, en béton (armé, ordinaire ou précontraint).

IV.1.3.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nous pouvons distingues les réservoirs : enterrés ; posé sur sol, semi-enterrés, et surélevés.

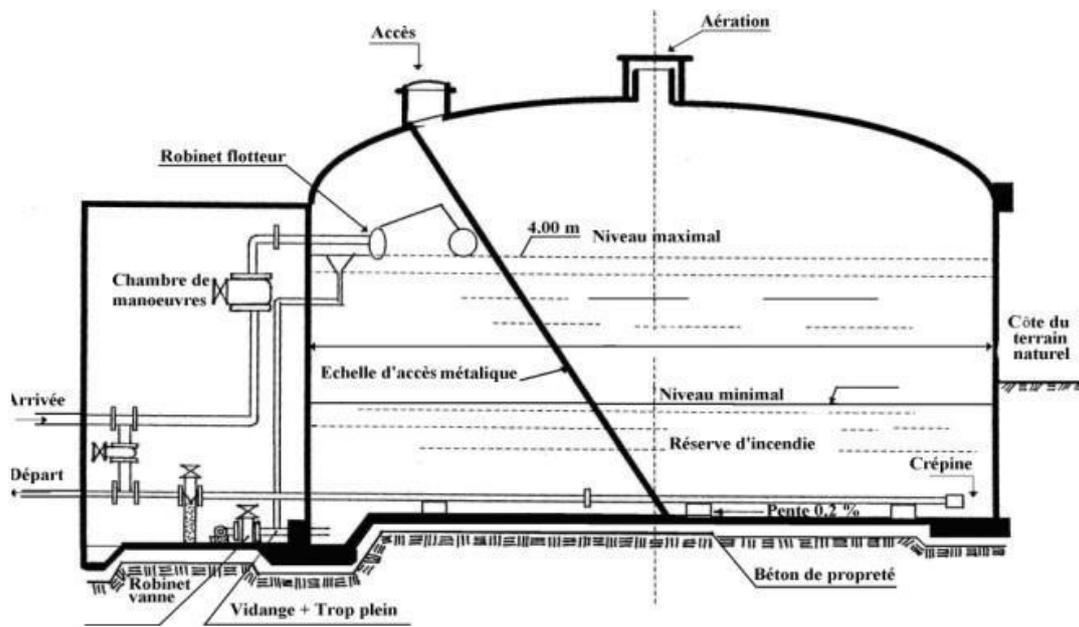


Figure IV-1: Réservoir Semi-enterré cylindrique

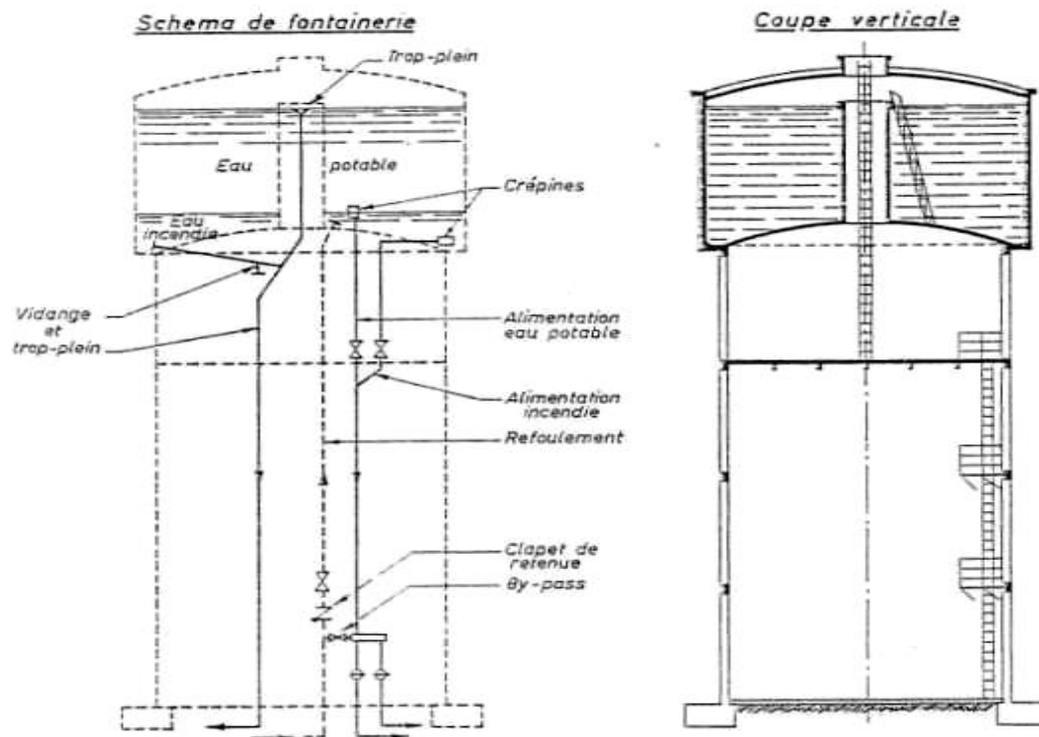


Figure IV-2: Réservoir surélevé

IV.1.3.3. Classification selon la forme géométrique

Généralement, on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaire ;
- Rectangulaire ;
- De forme quelconque (sphérique, conique...).

IV.1.3.4. Classification selon l'utilisation

Vu les différentes utilisations des réservoirs, on peut les classer en :

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

IV.1.4. Equipements des réservoirs

V.1.4.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

a. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas l'adduction gravitaire.

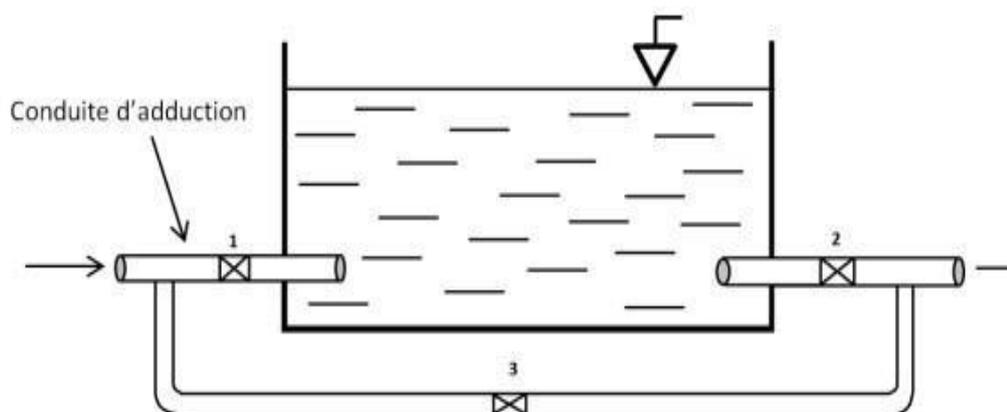


Figure IV-3 : Conduite d'adduction

- **Par le haut (chute libre)**

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites aval.

- **En bas (siphon noyé)**

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. On peut remédier en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

b. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts.

Dans la conduite, pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. La conduite de distribution est représentée par la figure V-4.

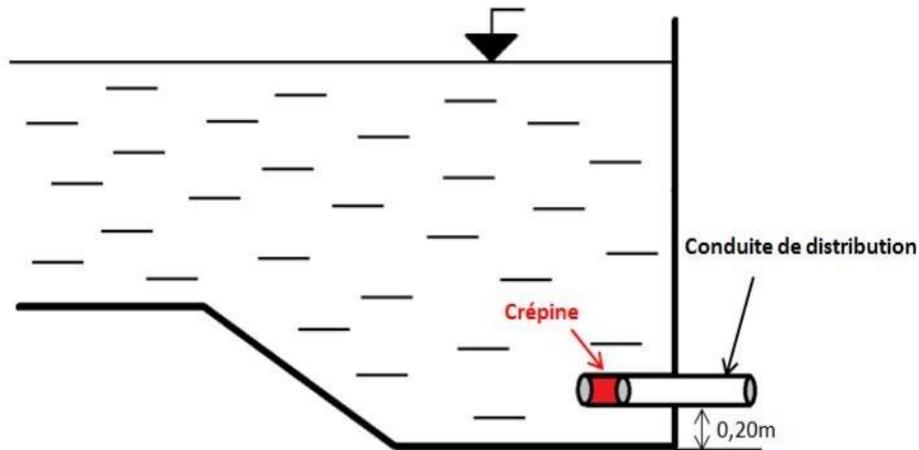


Figure IV- 4: Conduite distribution

c. Conduite de Trop-plein :

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains cors nocifs dans la cuve (figure V-5).

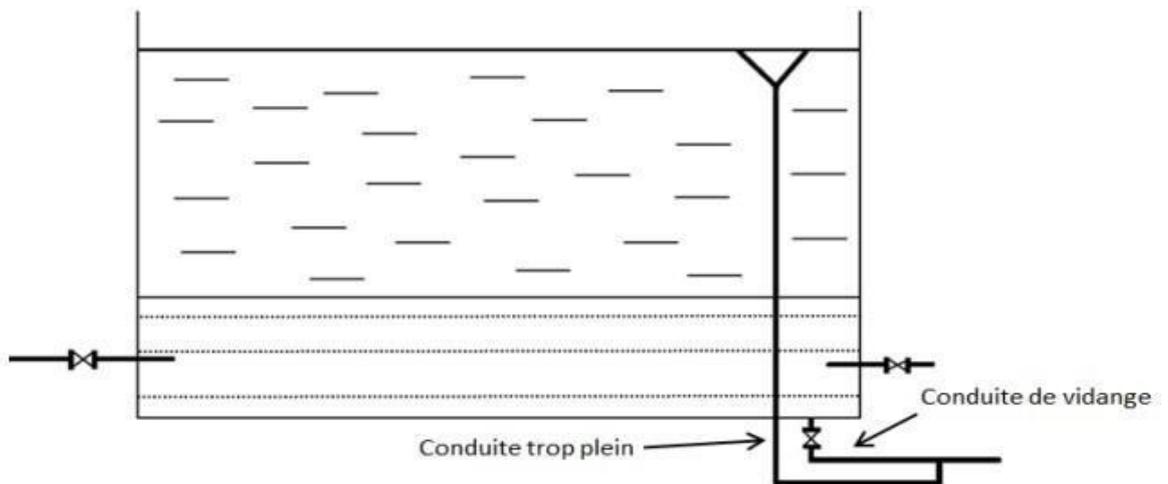


Figure IV-5 : Conduite de trop plein

d. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa réparation. A cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière [4].

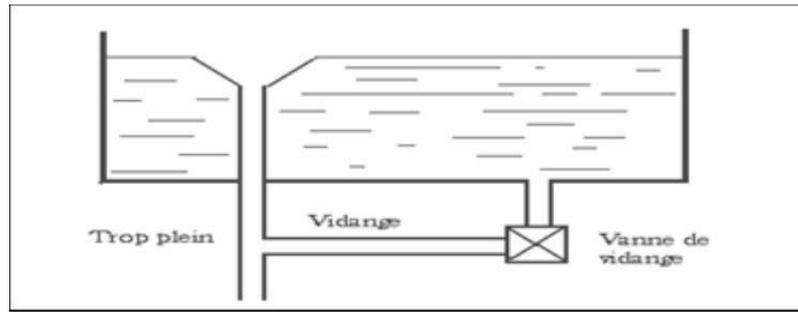


Figure IV-6: Conduite de vidange

e. Conduite By-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution [4].

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté par la figure suivante.

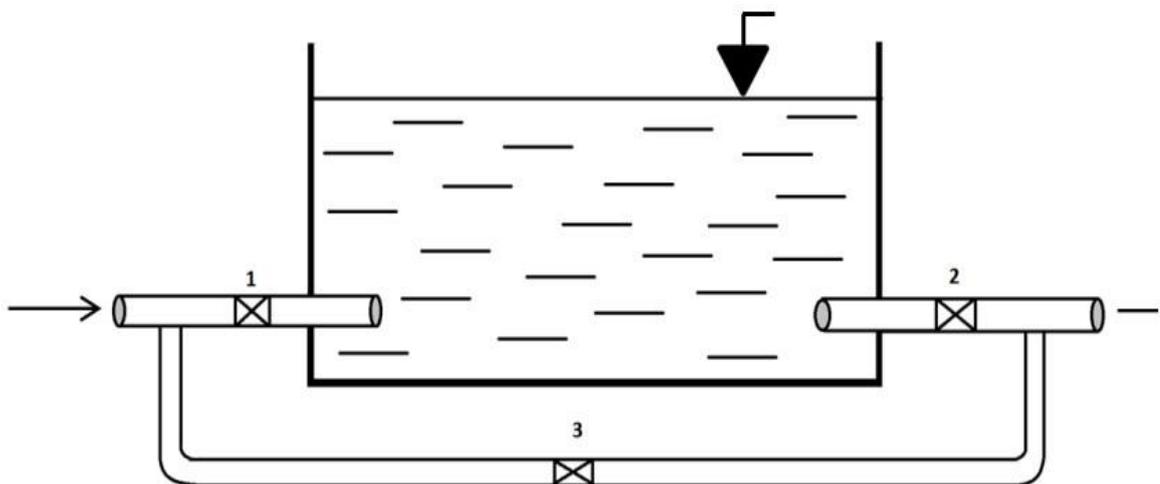


Figure IV- 7: Conduite By-pass

f. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif (Figure V-8) qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

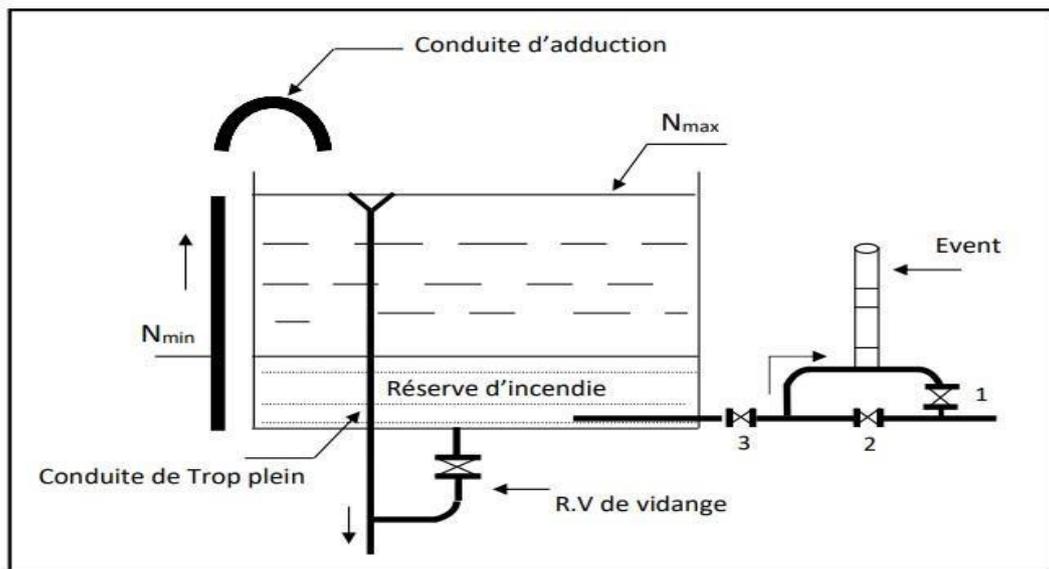


Figure IV-8: Matérialisation de la réserve d'incendie.

IV.2. Dimensionnement de réservoir

IV.2.1. Détermination de la capacité de réservoir

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération ;
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures. La valeur maximale trouvée P_{\max} (%) sera le pourcentage du volume de stockage suivant la formule suivante :

$$P_{\max} = |R_{\max}^+| + |R_m^-| \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

- $|R_{\max}^+|$: Résidu maximal positif (%) ;
- $|R_{\max}^-|$: Résidu minimal négatif (%) ;
- P_{\max} : Résidu maximal dans le réservoir(%).

Le volume de stockage du réservoir est déterminé par la formule IV-2.

$$V_{\max} = \frac{(P_{\max} \cdot Q_{\max,j})}{100} (\text{IV-2})$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximale de stockage du réservoir (m^3) ;
- $Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/h).

IV.2.2. Volume total du réservoir

Le volume total du réservoir V_T se calcule en tenant compte de la réserve d'incendie. Le volume total est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_{\max} + V_{inc} (\text{IV-3})$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximale de stockage du réservoir (m^3);
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie = 120 m^3 .

IV.2.3. Calcul de la capacité du réservoir Aissa Dilmi R.A.D

Le dimensionnement du réservoir Aissa Dilmi pour 24 heures est illustré par le tableau IV-1.

Tableau IV-1: Dimensionnement du réservoir Aissa Dilmi

Heures	Apport %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4,16	0,85	3,31	-	3,31
1-2	4,16	0,85	3,31	-	6,62
2-3	4,16	0,85	3,31	-	9,93
3-4	4,16	1	3,16	-	13,09

4-5	4,16	2,7	1,46	-	14,55
5-6	4,16	4,7	-	-0,54	14,01
6-7	4,16	5,35	-	-1,19	12,82
7-8	4,16	5,85	-	-1,69	11,13
8-9	4,17	4,5	-	-0,31	10,82
9-10	4,17	4,2	-	-0,03	11,79
10-11	4,17	5,5	-	-1,33	9,49
11-12	4,17	7,5	-	-3,33	6,13
12-13	4,17	7,9	-	-3,73	2,4
13-14	4,17	6,35	-	-2,18	0,22
14-15	4,17	5,2	-	-1,03	-0,81
15-16	4,17	4,8	-	-0,63	-1,44
16-17	4,17	4	0,17	-	-1,27
17-18	4,17	4,5	-	-0,31	-1,58
18-19	4,17	6,2	-	-2,03	-3,61
19-20	4,17	5,7	-	-1,53	-5,14
20-21	4,17	5,5	-	-1,33	-6,47
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,3
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,13
23-24	4,17	1	3,17	-	0,04
Totale	100	-	-	-	-

D'après le tableau ci-dessus :

$$R_{\max}^- = -6,47 \text{ et } R_{\max}^+ = +14,55$$

Alors :

$$P_{\%} = |-6,47| + |14,55| = 21,02 \%$$

Donc, le volume maximal de 900,016 m³, et le volume total sont 2000 m³ :

$$V_{\max} = 21,02 \times \left(\frac{3710,830}{100} \right) = 780,016 \text{ m}^3$$

$$V_T = 780,016 + 120 = 900,016 \text{ m}^3$$

Donc, la capacité du réservoir projeté Aissa Dilmi est de 2000 m³. On choisit ce volume car il y a des autres réservoirs en cours du travail, ils seront raccordée à ce réservoir tampon.

IV.2.4. Section du réservoir

Pour une hauteur d'eau de 4 m, on détermine la section qui est :

$$S = \frac{V_T}{H} \quad (IV-4)$$

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir ;
- H : Hauteur d'eau dans le réservoir.

On trouve une section égale à 500 m².

V.2.5. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir est déterminé en utilisant la formule suivante :

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \quad (IV-5)$$

Alors le diamètre du réservoir est égal à : 25,23 m.

IV.2.5. Hauteur de la réserve d'incendie

La hauteur de réserve d'incendie est calculée en utilisant la formule suivante.

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (IV-6)$$

On trouve une hauteur de la réserve d'incendie : $H_{inc} = 0,24 \text{ m}$

Le tableau IV-2 regroupe les caractéristiques du réservoir tampon Aissa Dilmi, déterminées pour le projet étudié.

Tableau IV-2: Caractéristique de réservoir

Volume totale (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Hauteur incendie (m)
2000	4	25,23	0,24

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement de réservoir tampon Aissa Dilmi qui a une capacité de 2000 m³.

Chapitre V :

Etude et choix de pompes

Introduction

Une pompe est un appareil qu'aspire un fluide d'une région à grande pression, pour le refouler à une région à basse pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique. Dans ce chapitre, on va présenter des généralités sur les pompes, suivie par une partie d'étude de pompage pour la zone étudiée.

V.1. Généralités

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage, qui comporte principalement d'une:

- salle d'arrivée d'eau ;
- salle des commandes ;
- salle des machines.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, et il est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau :

- Energie sous forme de *pression* : pompes volumétriques ou à piston ;
- Energie sous forme *potentielle* : vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et les stations d'épuration) ;
- Energie sous forme de *vitesse* : pompes axiales et centrifuge appelées aussi turbopompes. Elles sont les plus utilisées (Annexe 3).

V.1.1. Choix du nombre et de type de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre 'N' suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que :

$$N = n_p + n_{ps}(V-1)$$

Avec :

- n_p : nombre de pompe de fonctionnement;
- n_{ps} : nombre de pompe de secours.

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées. Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

V.1.1.1. Critères de choix du nombre de pompes

Le choix du nombre de pompes est fonction des critères suivant :

- Le nombre des pompes doit être minimale ;
- Le meilleur rendement ;
- Charge nette minimale requise à l'aspiration ($NPSH)_r$ minimale ;
- Puissance absorbé minimale.

V.1.1.2. Critère de choix du type de pompes

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- être d'un poids minimum possible ;
- présenter une forme peu encombrante ;
- répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique ;
- la pompe choisie doit être de préférence de production nationale ;
- doit être facile à l'entretien ;
- le débit et la hauteur manométrique totale doivent être assurés.

V.1.2. Modes de couplage des pompes

Dans certains cas, les boisions (HMT_{Q_p}) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ce cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes soit en série ou en parallèle, selon le but recherché :

- Couplage en série : lorsque on veut augmenter la hauteur de refoulement ;
- Couplage en parallèle : lorsque on désire augmenter le débit pour une même hauteur de refoulement.

V.1.3. Vérification du risque de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide.

Il se forme des bulles d'air qui dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement, ...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur) :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

- $(NPSH)_r$: est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de type de pompe.

On calcule $(NPSH)_d$ comme suit :

- Pour l'alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (\Delta H_a + H_v) \quad (V-2)$$

- Pour l'alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (\Delta H_a + H_v) \quad (V-3)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\frac{P_0}{g \cdot \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- H_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

V.2. Etude et choix de pompes pour le projet

Dans notre étude, on a besoin de dimensionner une station de pompage pour le tronçon SP-R_{A.D.}

On utilise le logiciel 'CAPRARIPUMP TUTOR' pour choisir les pompes. Les données nécessaires pour l'utilisation de ce logiciel sont :

- Débit à refouler : $Q_p = 466,70 \text{ m}^3/\text{h}$;
- HMT = 169,608 m ;
- Hauteur géométrique : $H_g = 165 \text{ m}$.
-

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes de la station de pompage Ain kahla en fonction de leur nombre

Nombre de pompe	Q (l/s)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	P(kW)	$(NPSH)_r$ (m.c.e)
1	129,63	169,608	/	/	/	/
2	69,7	169,608	PM150/6B	70,2	150	2,85
2	57,2	169,608	PM125/3E	73,3	171	4,33

En utilisant les données de base (HMT, Q_p), on choisit le catalogue de marque italien CAPRARI. On opte deux pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal placées par couplage en parallèle d'une (01) pompe de secours. Ces pompes de type PM150/6B. Il faut équiper la station par trois groupes électropompes à axe horizontal en parallèle (deux fonctionnent et un pompe de secours) (Annexe 3).

Tableau V-2: Données techniques sur la pompe et moteur choisis

Caractéristiques de pompe	Caractéristique de moteur
Débit de refoulement : 70,2 l/s	Fréquence : 50 Hz
Hauteur de refoulement : 171 m	Tension nominale : 400V
Puissance absorbée : 150 kW	Vitesse nominale : 24,21 l/s
Rendement : 78,6 %	Nombre de pôles : 2
Hauteur manométrique : 213 m	Puissance nominale : P2160KW
/	Courant nominal : A
/	Type de moteur : 3~
/	Classe d'isolation : F
/	Degré de protection : IP55

V.2.1. Vérification du risque de la cavitation

L'étude de cavitation des pompes de la station SP Ain Kahla est présentée dans le tableau suivant.

Tableau V-3: Calcul charge nette disponible à l'aspiration $NPSH_d$

Hauteur d'aspiration (m)	Longueur d'aspiration (m)	Singularité	Tension de vapeur d'eau à 20°C	Perte de charge d'aspiration (m)	$(NPSH)_d$ (m)	$(NPSH)_r$ (m)
1	4	0	0,234	1,25	9,846	2,85

Notre pompe est loin de risque de cavitation car : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les pompes pour le réseau d'adduction étudié.

Le choix est porté sur deux (02) pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal placées par couplage en parallèle d'une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type PM 150/ 6B.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce travail, on a étudié un projet d'alimentation en eau potable de la commune Ouamri wilaya de Médéa à partir Barrage Ghrib Wilaya de Ain Defla.

Après l'estimation des besoins pour l'horizon futur, nous n'avons constaté que les besoins à long terme (Horizon 2053) sont de 10183,92 m³/j.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons un tronçon **SP-R_{A,D}** d'adduction par refoulement, le diamètre économique de ce tronçons est : 400 mm avec une vitesse acceptable 1,25 m/s et avec une HMT égal à 169,608 m et pression nominale de 20 bar.

Et deux tronçon d'adduction qui ce fait gravitairement sont :

- 1^{ier} tronçon **R_H-SP** divisé en plusieurs parties :
 - 1) en PEHD diamètre 315mm, PN=16 bar et avec une vitesse acceptable 1,68 m/s ;
 - 2) en PEHD diamètre 315mm, PN=20 bar et avec une vitesse acceptable 1,76 m/s ;
 - 3) en PEHD diamètre 315mm, PN 25 bar et avec une vitesse acceptable 1,75 m/s;
 - 4) en Fonte diamètre 300mm, PN=40 bar et avec une vitesse acceptable 1,52 m/s;
 - 5) en PEHD diamètre 315mm, PN=25 bar et avec une vitesse acceptable 1,75 m/s;
 - 6) en PEHD diamètre 315mm, PN=20 bar et avec une vitesse acceptable 1,76m/s;
 - 7) en PEHD diamètre 315mm, PN=16 bar et avec une vitesse acceptable 1,68m/s.
- 2^{eme} tronçon **RT_{A,D}-RD** :
 - **R_{A,D}-A** en PEHD diamètre 400 mm, PN= 6 bar et avec une vitesse acceptable 0,75 m/s ;
 - **A-R_{S,A}** en PEHD diamètre 100 mm, PN= 6 bar et avec une vitesse acceptable 1,53 m/s ;
 - **A-B** en PEHD diamètre 200 mm, PN= 6 bar et avec une vitesse acceptable 1,10 m/s
 - **B-R_{V,S,A}** en PEHD diamètre 125 mm, PN=10 bar et avec une vitesse acceptable 1,67 m/s ;
 - **B-R_{pole}** en PEHD diamètre 125 mm, PN= 10 bar et avec une vitesse acceptable 1,14 m/s.

Pour le dimensionnement des ouvrages de stockage, nous avons un réservoir tampon les autres est existent, la capacité de ce réservoir tampon 2000 m³ et avec une hauteur de 4 m, diamètre de 25,23 m et une hauteur incendie de 0,24 m.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été réalisé à l'aide des catalogues « CAPRARI PUMP TUTOR », et on a choisi pour cette station de pompage, le type de pompe PM 150/6B. La protection des pompes et des conduites doit être assurée.

Bibliographie

- [1] **Site Gifex.com** : Cartes du monde entier
- [2] **Photos satellitaire Google earth**
- [3] **Subdivision d'hydraulique d'Ouamri, Médéa.**
- [4] **Station de l'A.N.R.H régionale de Médéa.**
- [5] **Office national météorologique d'Alger 2016, station de Médéa**
- [6] **Mémoire Magister spécialité écologie et environnement** intitulé estimation des ressources phytoplanctonique dans le barrage Ghrib et l'aspect d'érosion dans son sous bassin versant.
- [7] **Nationale des Barrages et des Transferts ANBT(2005).**
- [8] **Plan national d'eau.**
- [9] **A. Dupont:** Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- [10] **Catalogue Adduction d'eau**, canalisation pour l'adduction en eau potable, tuyaux et raccords en fonte ductile.
- [11] **Abbas. M. Bakhouche (2019)** étude d'alimentation en eau potable de la commune de kheratta à partir du barrage d'Ighil- wilaya de Bejaia, mémoire de fin d'étude, master hydraulique, université Abderrahmane Miran Bejaia, 115 page.
- [12] **Mémoire de fin d'études de master en hydraulique intitulé (2022):** Etude de renforcement de centre de l'hchichia (ain arnet w. Sétif) en eau potable a partir du réservoir de $2 \times 2000 \text{ m}^3$ (les grands transferts).
- [13] **Mémoire de fin d'études (2005):** Etude de transfert des eaux du champ de captage de Chebli vers Boufarik, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, Abdellah Arbaoui.

ANNEXE

ANNAXE 1

Tableau 1: Valeurs de Qmaxh pour la commune Ouamri avec une autre méthode

Population (hab)		Domestique		Autre usage		Touristique		Consommation	Besoin max	Besoin moye
		Dotation l/j/hab	Q _{moyj} (m ³ /j)	Facteur %	Q m ³ /j	Facteur %	Q m ³ /j	Q _{moyT} m ³ /j	Q (m ³ /j)	Q moye (m ³ /h)
2053	18409	150	2761,35	0,15	414,20	0	0	3175,52	4128,17	172,0

Q _{moyh} m ³ /h	K _{maxh}	Q _{maxh} Net m ³ /h	Rendement η distribution	Q _{maxh} m ³ /h	Rendement η adduction	Q _{maxh} Brut m ³ /h	Q Incendie m ³ /h	Q _{maxh} Brut m ³ /h
172,0	1,664	286,208	0,8	357,76	0,9	397,51	61,2	458,71

ANNEXE 2

Tableau 2: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 06 bar

		Gamme tubes PEHD de Pression nominale 06 Bars				
		CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0		640.04.020.09	20	**	06Bars	Rx 100ML
		640.04.025.09	25	**	06Bars	Rx 100ML
		640.04.032.09	32	**	06Bars	Rx 100ML
		640.04.040.09	40	**	06Bars	Rx 100ML
		640.04.050.09	50	2.0	06Bars	Rx 100ML
		640.04.063.09	63	2.5	06Bars	Rx 100ML
		640.04.075.09	75	2.9	06Bars	Rx 100ML
		640.04.090.09	90	3.5	06Bars	Rx 100ML
		640.04.110.09	110	4.2	06Bars	Rx 100ML
		640.04.125.09	125	4.8	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.160.09	160	6.2	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.200.09	200	7.7	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.250.09	250	9.6	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.315.09	315	12.1	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.400.09	400	15.3	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.500.09	500	19.1	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.630.09	630	24.1	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.710.09	710	27.2	06Bars	Tb 6 / 12ML
		640.04.800.09	800	30.6	06Bars	Tb 6 / 12ML

Tableau 3: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 10 bar

Gamme tubes PEHD de Pression nominale 10 Bars				
CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
640.06.020.09	20	**	10Bars	Rx 100Ml
640.06.025.09	25	**	10Bars	Rx 100Ml
640.06.032.09	32	2.0	10Bars	Rx 100Ml
640.06.040.09	40	2.4	10Bars	Rx 100Ml
640.06.050.09	50	3.0	10Bars	Rx 100Ml
640.06.063.09	63	3.8	10Bars	Rx 100Ml
640.06.075.09	75	4.5	10Bars	Rx 100Ml
640.06.090.09	90	5.4	10Bars	Rx 100Ml
640.06.110.09	110	6.6	10Bars	Rx 100Ml
640.06.125.09	125	7.4	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.160.09	160	9.5	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.200.09	200	11.9	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.250.09	250	14.8	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.315.09	315	18.7	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.400.09	400	23.7	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.500.09	500	29.7	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.630.09	630	37.4	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.710.09	710	42.1	10Bars	Tb 6 / 12Ml
640.06.800.09	800	47.4	10Bars	Tb 6 / 12Ml

Tableau 4: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 16 bar

Gamme tubes PEHD de Pression nominale 16 Bars				
CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
640.08.020.09	20	2.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.025.09	25	2.3	16Bars	Rx 100Ml
640.08.032.09	32	3.0	16Bars	Rx 100Ml
640.08.040.09	40	3.7	16Bars	Rx 100Ml
640.08.050.09	50	4.6	16Bars	Rx 100Ml
P 640.08.063.09	63	5.8	16Bars	Rx 100Ml
640.08.075.09	75	6.8	16Bars	Rx 100Ml
E 640.08.090.09	90	8.2	16Bars	Rx 100Ml
1 640.08.110.09	110	10.0	16Bars	Rx 100Ml
0 640.08.125.09	125	11.4	16Bars	Tb 6 / 12Ml
0 640.08.160.09	160	14.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.200.09	200	18.2	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.250.09	250	22.7	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.315.09	315	28.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.400.09	400	36.3	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.500.09	500	45.4	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.630.09	630	57.2	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.710.09	710	64.5	16Bars	Tb 6 / 12Ml
640.08.800.09	800	72.6	16Bars	Tb 6 / 12Ml

Tableau 5: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 20 bar

	Gamme tubes PEHD de Pression nominale 20 Bars				
	CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0	640.10.020.09	20	2.3	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.025.09	25	3.0	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.032.09	32	3.6	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.040.09	40	4.5	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.050.09	50	5.6	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.063.09	63	7.1	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.075.09	75	8.4	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.090.09	90	10.1	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.110.09	110	12.3	20Bars	Rx 100Ml
	640.10.125.09	125	14.0	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.160.09	160	17.9	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.200.09	200	22.4	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.250.09	250	27.9	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.315.09	315	35.2	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.400.09	400	44.7	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.500.09	500	55.8	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.630.09	630	70.3	20Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.10.710.09	710	79.3	20Bars	Tb 6 / 12Ml
640.10.800.09	800	89.3	20Bars	Tb 6 / 12Ml	

Tableau 6: Représente le diamètre normalisé et son épaisseur de pression nominale 25 bar

		Gamme tubes PEHD de Pression nominale 25 Bars				
		CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0		640.12.020.09	20	3.0	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.025.09	25	3.5	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.032.09	32	4.4	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.040.09	40	5.5	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.050.09	50	6.9	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.063.09	63	8.6	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.075.09	75	10.3	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.090.09	90	12.3	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.110.09	110	15.1	25Bars	Rx 100Ml
		640.12.125.09	125	17.1	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.160.09	160	21.9	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.200.09	200	27.4	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.250.09	250	34.2	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.315.09	315	43.1	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.400.09	400	54.7	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.500.09	500	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.630.09	630	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.710.09	710	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml
		640.12.800.09	800	***	25Bars	Tb 6 / 12Ml

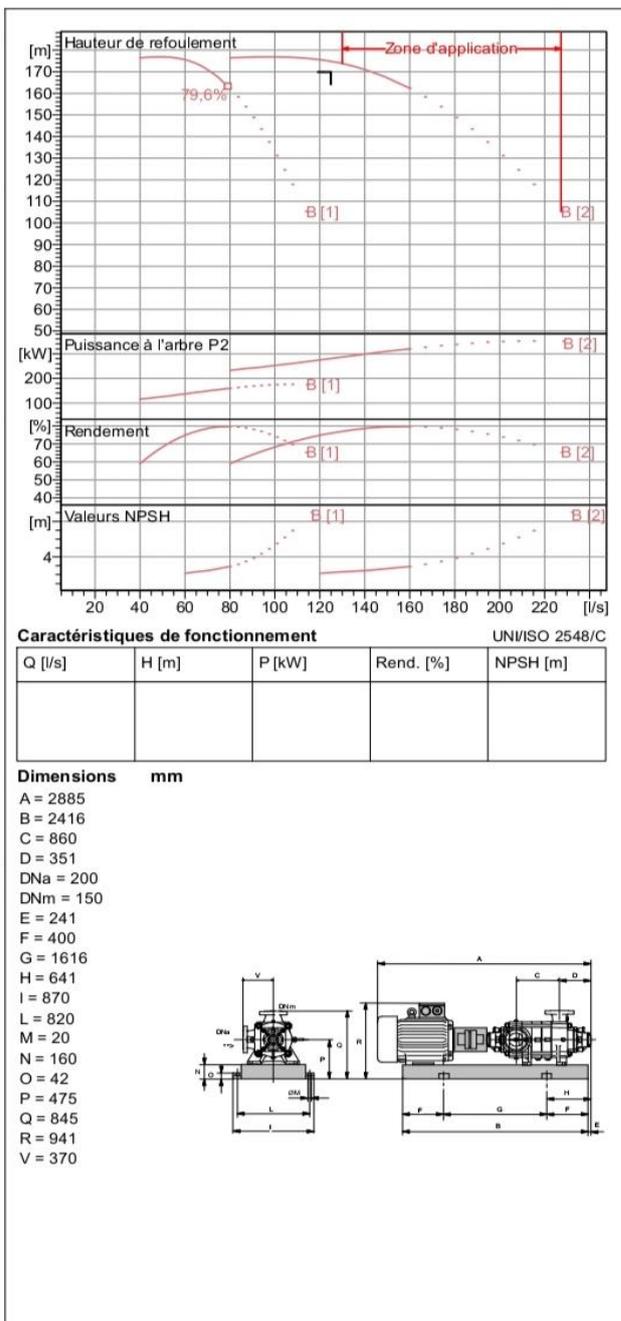
ANNEXE 3



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 6 B	
Caractéristiques requises	
Débit	125 l/s
Hauteur de refoulement	170 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	69,7 l/s
Hauteur de refoulement	171 m
Puissance absorbée	149 kW
Rendement	78,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	213 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	24,2 1/s
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	160 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2030 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Notes:			
Date 17/04/2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)