

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de l'adduction alimentant la commune de Hammam Dalaa wilaya de M'sila à partir de la station de traitement de la station de traitement de Tilesdit.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0016-19

APA Citation (توثيق APA):

Lasmi, Zakaria (2019). Dimensionnement de l'adduction alimentant la commune de Hammam Dalaa wilaya de M'sila à partir de la station de traitement de la station de traitement de Tilesdit[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en eau potable

THEME :

**Dimensionnement de l'adduction alimentant la commune de
HAMMAM DALAA wilaya de M'Sila à partir de la station de
traitement de TILES DIT**

Présenté par :

LASMI ZAKARIA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examineur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
YAHIAOUI Samir	M.A.A	Promoteur

Session Novembre 2019

REMERCIEMENTS :

Je voudrais exprimer ma gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, particulièrement ma mère qui m'a soutenu, mon Père qui m'a encouragé et ma sœur qui m'a aidé.

Je souhaiterais aussi dire merci à Mr.Yahiaoui Samir mon encadreur ainsi qu'à l'ensemble des membres du jury Mr Salah Boualem, Mme.Mokran, Mme Hadj Sadouk et

Mme Ammour pour avoir pris le temps d'examiner mon travail.

Je remercie également mon oncle pour m'avoir aidé à trouver un thème.

ملخص:

بلدية حمام الضلعة الموجودة بولاية مسيلة تظهر نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب بسبب وجود خلل في نظام الامدادات للمياه الصالحة للشرب. من أجل معاينة هذا الوضع سيتم إيراد مياه صالحة للشرب من محطة ضخ موجودة وهي م.ض. 06 على محطة ضخ جديدة م.ض 16، هذه الأخيرة ستزود الخزان خ 1 الذي سيحول الماء عن طريق الجاذبية لخزانين آخرين خ 2 وخ 3 مقسمين على البلدية.

الكلمات المفتاحية: تحويلات - خزان - مضخة

Résumé :

La commune de Hammam Dalaa de la Wilaya de M'Sila présente un manque considérable en matière d'eau potable et ceci à cause de l'état défectueux du système d'alimentation en eau potable de cette dernière, pour remédier à ce problème une adduction en eau potable se fera à partir de la station de pompage existante SP06 vers une nouvelle station de pompage SP16 implantée ; cette dernière alimentera par refoulement un réservoir R1 qui à son tour alimentera par gravité deux autres réservoir R2 et R3 répartie dans la commune.

Mots clés : Adduction-Réservoir-Pompe

Abstract:

The township of Hammam Dalaa city of M'Sila shows a considerable lack in drinking water because of a defective drinking water supply system, in order to remedy the situation a drinking water intake would be done from the already existing pump station SP06 to a new implanted pump station SP16 which would deliver the water to a tank R 1, that tank would deliver the water using gravity to two others tanks R2 and R3 distributed ail around the township.

Key words: Intake-Tank-Pump

SOMMAIRE

Introduction générale :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

Introduction :.....	4
I.1 Situation géographique :	4
I.2 Situation Topographie :.....	4
I.3. Situation climatique :	5
I.4. Situation démographique :	6
I.5. Situation hydrique :.....	6
I.5.1. Information sur l'eau brute :.....	6
I.5.2. Répartition initiale des débits :	8

Chapitre II : Réévaluation des besoins en eau de Hammam Dalaa

Introduction :.....	11
II.1.Estimation de la population :	11
II.2. Evaluation des besoins en eau :.....	11
II.2.1. Consommation moyenne journalière :.....	11
II.2.Consommations maximale journalière et minimale journalière :.....	14
II.2.3.Consommation moyenne horaire :	14
II.2.4.Consommations maximum horaire et minimum horaire :	15
II.2.5 Répartition de la consommation journalière en fonction des heures de la journée :	16
II.5.2.Distribution des débits horaires en 2048 :	17

Chapitre III : Réservoirs

III.1. Classification des réservoirs :	21
III.2. Fontainerie d'équipement des réservoirs :	21
III.2.1. Adduction :.....	21
III.3.Distribution :	22
III.3.4.Trop-plein :	22
III.3.5 Vidange :.....	23

III.3.6 By-pass :.....	23
III.3.7 Réserve incendie:	24
III.3.7.1. Système à deux prises :.....	24
III.3.7.2. Siphon :.....	24
III.3.8 Schéma synoptique du réservoir :.....	25
III.4 Evaluation de la capacité des réservoirs :.....	26
III.4.1.Capacité théorique :.....	26
III.5. Calcul des diamètres des réservoirs :.....	29
III.5.1 Réservoir R1 :	29
III.5.2. Réservoir R2 :	29
III.5.3. Réservoir R3 :	29

Chapitre IV : Adduction

Introduction :.....	31
IV.1 Tracé :.....	31
IV.2 Choix du matériau de la conduite :.....	31
IV.3 Description du schéma d'adduction :.....	31
IV.4 Diamètre économique :	32
IV.5 Vitesse d'écoulement :	32
IV.6 Perte de charge :.....	32
IV.8 Puissance absorbée de la pompe :.....	33
IV.9 Energie consommée par la pompe :.....	33
IV.10 Frais d'amortissement :	34
IV.11 Calcul du diamètre économique :	34
IV.11.1 Tronçon SP06-SP16 :.....	34
IV.11.1.1. Calcul des frais d'exploitation :.....	35
IV.11.1.2. Calcul des frais d'investissement :.....	35
IV.11.1.3. Bilan du tronçon SP06-SP16 :	35
IV.2 Tronçon SP16-R1 :.....	35
IV.2.1. Calcul de la HMT:.....	36
IV.2.2. Calcul des frais d'exploitation :.....	36

IV.2.3. Calcul des frais d'investissement :.....	36
IV.2.4. Bilan du tronçon SP16-R1 :.....	37
IV.3 Dimensionnement du Tronçon R1-R2 :.....	37
IV.4 Dimensionnement du tronçon R1-R3 :.....	38
IV.4.1. Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne-papillon :.....	38

Chapitre V : Pompes et stations de pompage :

Introduction :.....	41
V.1 Principe de fonctionnement et constitution d'une pompe centrifuge :.....	41
V.1.1. Principe de fonctionnement :.....	41
V.2 Constitution et rôles des organes :.....	41
V.2.1. La turbine :.....	41
V.3 Classification des pompes centrifuges :.....	42
V.4 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge :.....	42
V.4.1. Courbe débit-hauteur :.....	43
V.4.2. Courbe rendement-débit :.....	43
V.4.3. Courbe puissance-débit :.....	43
V.5 Point de fonctionnement :.....	43
V.6 Cavitation :.....	46
V.7 Motorisation :.....	47
V.8 Choix des pompes :.....	47
V.8.1. Tronçon SP06-SP16 :.....	47
V.8.1.1. Caractéristiques du moteur :.....	50
V.8.1.2. Equipements en amont :.....	50
V.8.1.3. Equipement en aval :.....	50
V.8.2. Tronçon SP16-R1 :.....	51
V.8.2.1. Choix de la pompe :.....	51
V.8.2.2. Caractéristiques du moteur :.....	52
V.8.2.3. Equipement en amont :.....	53
V.8.2.4. Equipement en aval :.....	53
V.9 Disposition type de l'usine élévatoire :.....	54

V.9.1. Introduction :.....	54
V.9.1.1. Bâche d'arrivée :.....	54
V.9.1.2. Salle des machines :.....	54
V.9.1.3. Salle d'équipement électrique :.....	55

Chapitre VI : Pose et protections des canalisations :

Introduction :.....	58
VI.1 Protection contre la corrosion externe :	58
VI.1.1. La corrosion par formation de pile :	58
VI.1.2. La corrosion par influence d'une source électrique voisine :	59
VI.2 Protection cathodique :.....	59
VI.2.1. Protection cathodique par anode réactive :	59
VI.2.2. Protection cathodique par soutirage de courant :	60
VI.3 La corrosion interne :	61
VI.4 Protection contre les coups de bélier :	61
VI.4.1. Introduction :.....	61
VI.4.2. Causes du phénomène :	61
VI.4.3. Conséquences du phénomène :.....	61
VI.5 Protections contre le coup de bélier :.....	62
VI.5.1. Volant d'inertie :	62
VI.5.2. Soupape de décharge :.....	62
VI.5.3. Les ventouses :.....	63
Figure VI.5 Ventouse	63
VI.5.4. Réservoir d'air :	64
VI.5.5. Cheminée d'équilibre :	64
VI.6 Etude du coup de bélier :.....	65
VI.6.1. La célérité de l'onde :.....	65
VI.6.2. Estimation du coup de bélier :	65
VI.6.3. Vérification du coup de bélier :	66
VI.6.4 Dispositifs de protection anti- bélier :.....	67
VI.6.4.1. Principe de calcul :	67

VI.6.4.1.1. Tronçon SP06-SP16 :	67
VI.6.4.1.2. Tronçon SP16-R1 :	67
VI.6.4.1.3. Tronçon R1-R2 :	68
VI.6.4.1.4. Tronçon R1-R3 :	68
VI.6.5 Introduction :	69
VI.6.6. Pose des conduites :	69
VI.6.6.1. Dispositions de pose :	70
VI.6.6.2. Stabilisation de la conduite :	71
VI.7 Désinfection des conduites :	73
Conclusion générale :	75

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

Figure I.1 Situation géographique	4
Figure I.2 Situation Topographique Hammam Dalaa	5
Figure I.3 Températures moyennes mensuelles de la zone d'étude	6
Figure I.4 Température et précipitation	6
Figure I.5 Répartition initiale des débits	8

Chapitre II : Réévaluation des besoins en eau de Hammam Dalaa

Figure II.1 Graphique de consommation	17
Figure II.2 Courbe de cumul	17
Figure II.3 Graphique de consommation	18
Figure II.4 Courbe de cumul	18

Chapitre III : Réservoirs

Figure III.1 Adduction par surverse.....	22
Figure III.2 Adduction et distribution.....	22
Figure III.3 Conduite de trop-plein et siphon.....	23
Figure III.4 Conduite de vidange.....	23
Figure III.5 Conduite By-pass	24
Figure III.6 Systèmes à deux prises	24
Figure III.7 Système à siphon.....	25
Figure III.8 Schéma synoptique d'un réservoir semi-enterré.....	25

Chapitre IV : Adduction

Figure IV. 1 Coût en fonction du diamètre SP06-SP16	34
Figure IV.2 Coût e fonction du diamètre SP16-R1	36

Chapitre V : Pompes et stations de pompage :

Figure V.1 Eléments constitutifs d'une pompe centrifuge.....	42
Figure V.2 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	43

Figure V.3 Pont de fonctionnement d'une pompe centrifuge	44
Figure V.4 Tension de vapeur d'eau et densité de l'eau en fonction de la température	47
Figure V.5 Effets de la cavitation sur une roue.....	47
Figure V.6 Courbe du réseau SP06-SP16	48
Figure V.7 Pompe PML125	49
Figure V.8 Courbes caractéristiques de la pompe.....	49
Figure V.9 Caractéristiques du moteur (Caprari)	50
Figure V.10 Courbe du réseau SP16-R1	51
Figure V.11 Pompe PML150	52
Figure V.12 Courbes caractéristique de la pompe PML150.....	52
Figure V.13 Caractéristique de la pompe PML150.....	52
Figure V.14 Caractéristique du moteur de la pompe PML150.....	53
Figure V.15 Aménagement de la station SP06 après ajout des nouvelles pompes.....	55

Chapitre VI : Pose et protections des canalisations :

Figure VI. 1 Corrosion par formation de piles selon la nature du sol	58
Figure VI.2 Protection par anodes réactives	60
Figure VI.3 Protection cathodique par soutirage de courant	60
Figure VI.4 Schéma d'une soupape de décharge.....	63
Figure VI.5 Ventouse	63
Figure VI.6 Schéma de fonctionnement d'un réservoir d'air	64
Figure VI.7 Schéma d'une cheminée d'équilibre.....	65
Figure VI.8 Pose en terre d'une canalisation.....	70
Figure VI.9 Butée sur coude horizontal.....	71
Figure VI.10 Butée sur coude vertical	72
Figure VI.11 Butée sur branchement.....	72
Figure VI.12 Butée sur un cône.....	73

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 paramètres de l'eau brute de la station de Tilesdit **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre II : Réévaluation des besoins en eau de Hammam Dalaa

Tableau II.1 Evaluation de la population**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.2 Besoins domestiques**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.3 Besoins scolaires**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.4 Besoins Sanitaires**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.5 Besoins socioculturels et sportifs....**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.6 Besoins publics**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.7 Besoins administratifs**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II. 8 Récapitulatif des consommations moyennes journalières **Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.9 Consommations max et min journalières **Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.10 Débit moyen horaire.....**Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.11 Valeur de Φ en fonction du nombre d'habitants **Error! Bookmark not defined.**

Tableau II. 12 Coefficients d'irrégularité et débits max et min **Error! Bookmark not defined.**

Tableau II. 13 Consommation horaire et cumulée **Error! Bookmark not defined.**

Tableau II.14 Consommations horaires et cumulées..... **Error! Bookmark not defined.**

Chapitre IV : Adduction

Tableau IV.1 Calcul de la HMT**Error! Bookmark not defined.**

Tableau IV.2 Frais d'exploitation**Error! Bookmark not defined.**

Tableau IV.3 Frais d'investissement**Error! Bookmark not defined.**

Tableau IV.4 Bilan pour une année**Error! Bookmark not defined.**
Tableau IV.5 Calcul de la HMT**Error! Bookmark not defined.**
Tableau IV.6 Frais d'exploitation**Error! Bookmark not defined.**
Tableau IV.7 Frais d'investissement**Error! Bookmark not defined.**
Tableau IV.8 Bilan du tronçon SP16-R1**Error! Bookmark not defined.**
Tableau IV.9 Perte de charge en fonction des diamètres..**Error! Bookmark not defined.**
defined.
Tableau IV.10 Pertes de charges en fonction des diamètres... **Error! Bookmark not defined.**
not defined.

Chapitre VI : Pose et protections des canalisations

Tableau VI.1 Valeur de la surpression et dépression des différents tronçons
.....**Error! Bookmark not defined.**
Tableau VI.2 Hauteurs des couches.....**Error! Bookmark not defined.**

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

Se procurer une eau potable et saine en quantité suffisante sans avoir à parcourir de longues distances a toujours été une nécessité chez l'homme non seulement car c'est une ressource nécessaire à la vie mais aussi car elle est impliquée dans la plupart des secteurs d'activités humaines.

L'ingénieur hydraulicien se doit d'assurer une quantité d'eau suffisante pour répondre aux besoins des consommateurs tout en assurant des normes de potabilités.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent projet qui vise à étudier la partie amont du système d'alimentation en eau potable de la commune de Hammam Dalaa de la wilaya de M'Sila et ceci vu les problèmes rencontrés dans ledit système (réseau détérioré, fuite, corrosion importante, alimentation par puits)

Dans cette optique le présent projet s'étalera sur six chapitres ; le premier chapitre concernera la présentation de Hammam Dalaa , ce chapitre servira de base pour la suite de l'étude, le deuxième chapitre concernera l'estimation des besoin en eau de la zone d'étude , le troisième chapitre s'intéressera au dimensionnement des réservoirs de Hammam Dalaa, le quatrième chapitre concernera le dimensionnement des conduites d'adduction et ceci afin de déterminer les diamètres économiques et avantageux , le cinquième chapitre sera consacré au choix des pompes ainsi que les dispositions pratiques des stations de pompages, la pose et la protection des conduites feront l'objet du sixième chapitre , une conclusion générale fera l'objet d'une synthèse à la fin de cette étude

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude :

Introduction :

Afin de répondre aux besoins en eau de la commune de Hammam Dalaa, il est nécessaire de présenter le site du projet ainsi que le contexte de réalisation, de ce fait il est important de bien connaître le site et ses contraintes à savoir sa situation géographique, sa topographie, son climat, sa situation géographique ainsi que l'état hydrique actuel, ce chapitre servira donc de base à la suite de ce travail.

I.1 Situation géographique :

La zone d'étude, en l'occurrence Hammam Dalaa est l'une des 47 communes de la wilaya de M'Sila, elle a une latitude de $35^{\circ}56'40.27''$ N et une longitude de $4^{\circ}22'37.45''$ E, elle est limitée au nord par Mansoura, au sud par Oued Mansour et Tarmount, à l'est par El Ach et El Ksour et à l'ouest par Melouza



Figure I.1 Situation géographique

I.2 Situation Topographie :

La zone d'étude a un relief principalement montagneux avec une altitude dépassant les 700m dans sa majorité à l'exception de quelques petites superficies relativement planes.

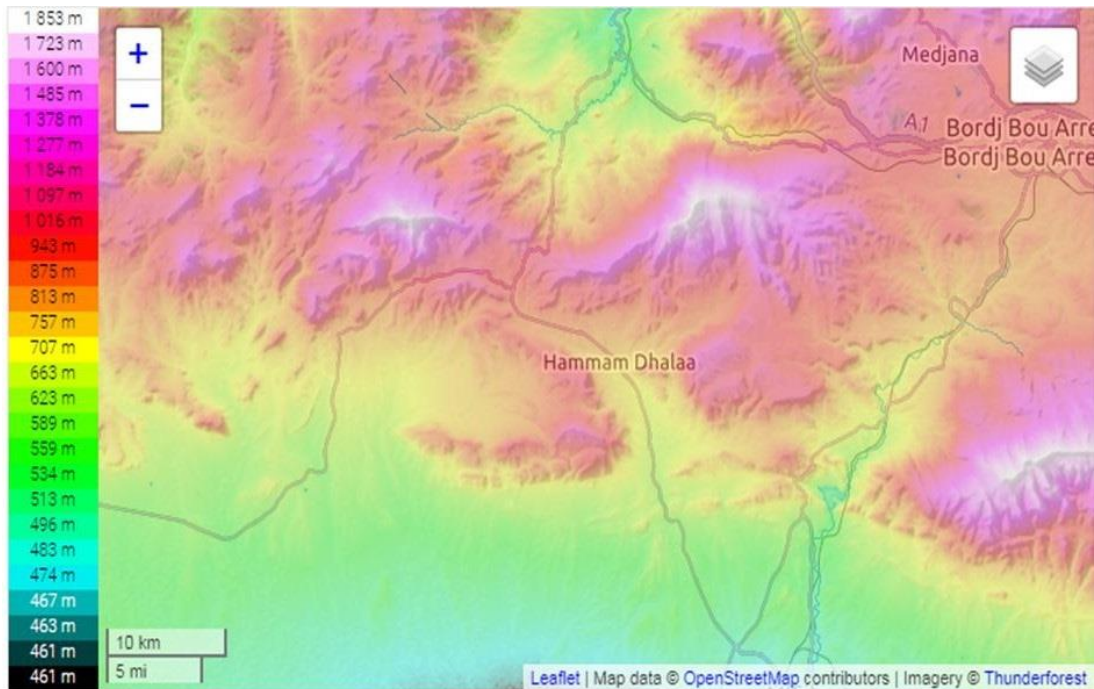


Figure I.2 Situation Topographique Hammam Dalaa

I.3. Situation climatique :

D'après la classification de Köppen, le climat de la zone d'étude est de type BSK, c'est-à-dire un climat semi-aride sec et froid caractérisé par une température moyenne annuelle de 15,8 °C et une précipitation moyenne annuelle de 229mm

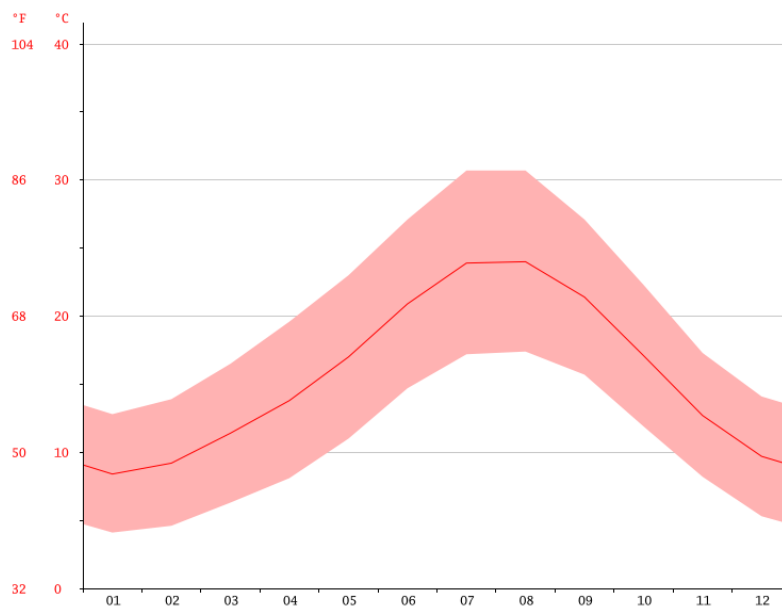


Figure I.3 Températures moyennes mensuelles de la zone d'étude

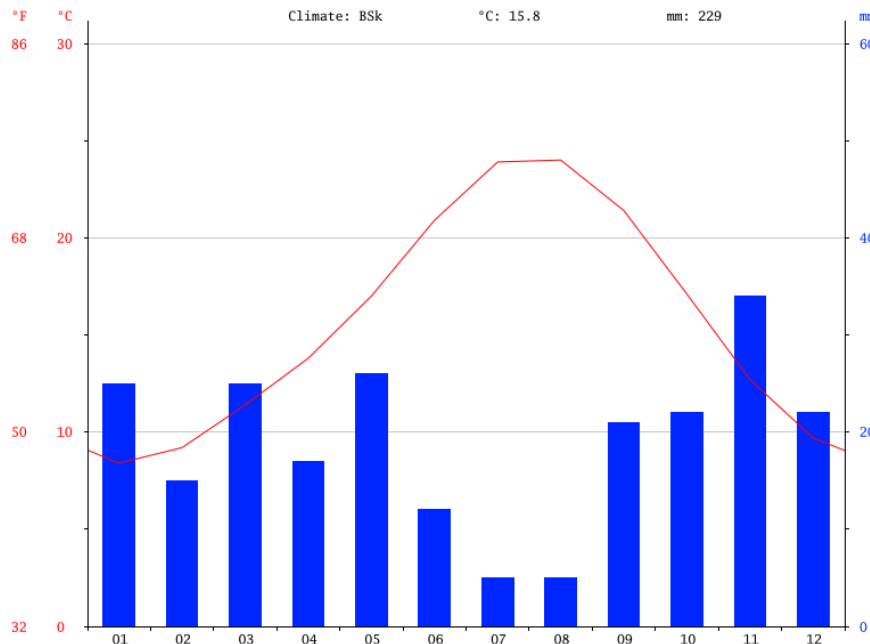


Figure I.4 Température et précipitation

I.4. Situation démographique :

La zone d'étude compte un total de 39850 habitants dont 20405 (51,21%) sont de sexe masculin contre 19445 (48,79%) habitants de sexe féminin réparties sur une superficie de 341 km², soit une densité de population de 116,86 hab./km².

I.5. Situation hydrique :

D'après le diagnostic de l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de M'Sila nord, le rendement des réseaux de distribution a été estimé à 50% et celui de l'adduction à 30%. De ce fait la partie nord de M'Sila qui compte la zone d'étude Hammam Dalaa, Melouza et Bani-Ilmane enregistre un déficit énorme en couverture en eau.

I.5.1. Information sur l'eau brute :

L'eau distribuée provient principalement de la station de traitement de Tilesdit-Bouira, le tableau suivant expose les paramètres physico-chimiques, les paramètres de pollution, les paramètres bactériologiques ainsi que la minéralisation globale.

Tableau I.1 paramètres de l'eau brute de la station de Tilesdit

ALGERIENNE DES EAUX					
Station de traitement TILES-DIT-BOUIRA					
<u>EAU BRUTE</u>					
année 2018					
		Nbr d'analyse	MIN	MOY	MAX
PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES					
Concentration en ions Hydrogène	PH	1354,00	0,13	7,74	8,55
Conductivité à 25 °C	□s/cm	1354,00	568,00	633,73	657,00
Température	°C	1353,00	9,80	16,69	25,80
Turbidité	NTU	1352,00	1,39	3,31	8,99
Oxygène dissous	mg/l	1354,00	0,61	4,11	6,99
Résidu sec à 105 °C	mg/l	0,00			
M.E.S à 105 °C	mg/l	0,00			
PARAMETRES DE POLLUTION					
Ammonium	mg/l	103	0,01	0,28	0,77
Nitrite NO ₂ ⁻	mg/l	96	0,00	0,06	0,22
Nitrate NO ₃ ⁻	mg/l	13	0,10	0,35	4,48
Phosphate PO ₄ ⁻	mg/l	57	0,00	0,06	0,17
Oxydabilité	mg/Lo	56	1,23	1,90	2,93
MINERALISATION GLOBALE					
Calcium Ca ²⁺	mg/l CaCO ₃	13	35,20	43,82	49,60
Magnésium Mg ²⁺	mg/l	13	20,89	24,74	226,00
Sodium Na ⁺	mg/l	0			
Potassium K ⁺	mg/l	0			
Chlorures Cl ⁻	mg/l	13	57,26	62,52	71,54
Sulfate SO ₄ ²⁻	mg/l	13	58,00	70,16	98,12
Bicarbonate HCO ₃ ⁻	mg/l	13	152,50	171,41	212,28
Carbonate CO ₃ ²⁻	mg/l	0	0,00	0,00	0,00
Dureté Totale TH	mg/l CaCO ₃	13	180,00	211,45	234,00
Dureté Permanente	mg/l CaCO ₃	13	43,00	70,95	83,00
Titre alcalin	mg/l CaCO ₃	4	0,00	0,00	0,00
Titre alcalin complet	mg/l CaCO ₃	13	125,00	139,68	174,00
PARAMETRES INDESIRABLES					
Fer Total	mg/l	13	0,03	0,04	0,07
Manganèse Mn ²⁺	µg/l	0			
Aluminium Al ³⁺	mg/l	11	0,00	0,03	0,03
PARAMETRES BACTERIOLOGIQUES					

Germes totaux à 22 °C	C/ml	14	0,00	78,00	249,00
Germes totaux à 37 °C	C/ml	14	0,00	28,09	95,00
Coliformes totaux	NPP/100 ml	15	0,00	22,77	93,00
Coliformes thermo tolérant	NPP/100 ml	15	0,00	6,23	93,00
Colibacilles	NPP/100 ml	15	0,00	0,77	4,00
Streptocoques fécaux	NPP/100 ml	15	0,00	6,73	125,00
Clostridium sulf-red.	NPP/100 ml	14	0,00	5,41	67,00

I.5.2. Répartition initiale des débits :

La répartition actuelle est représentée dans le schéma suivant :

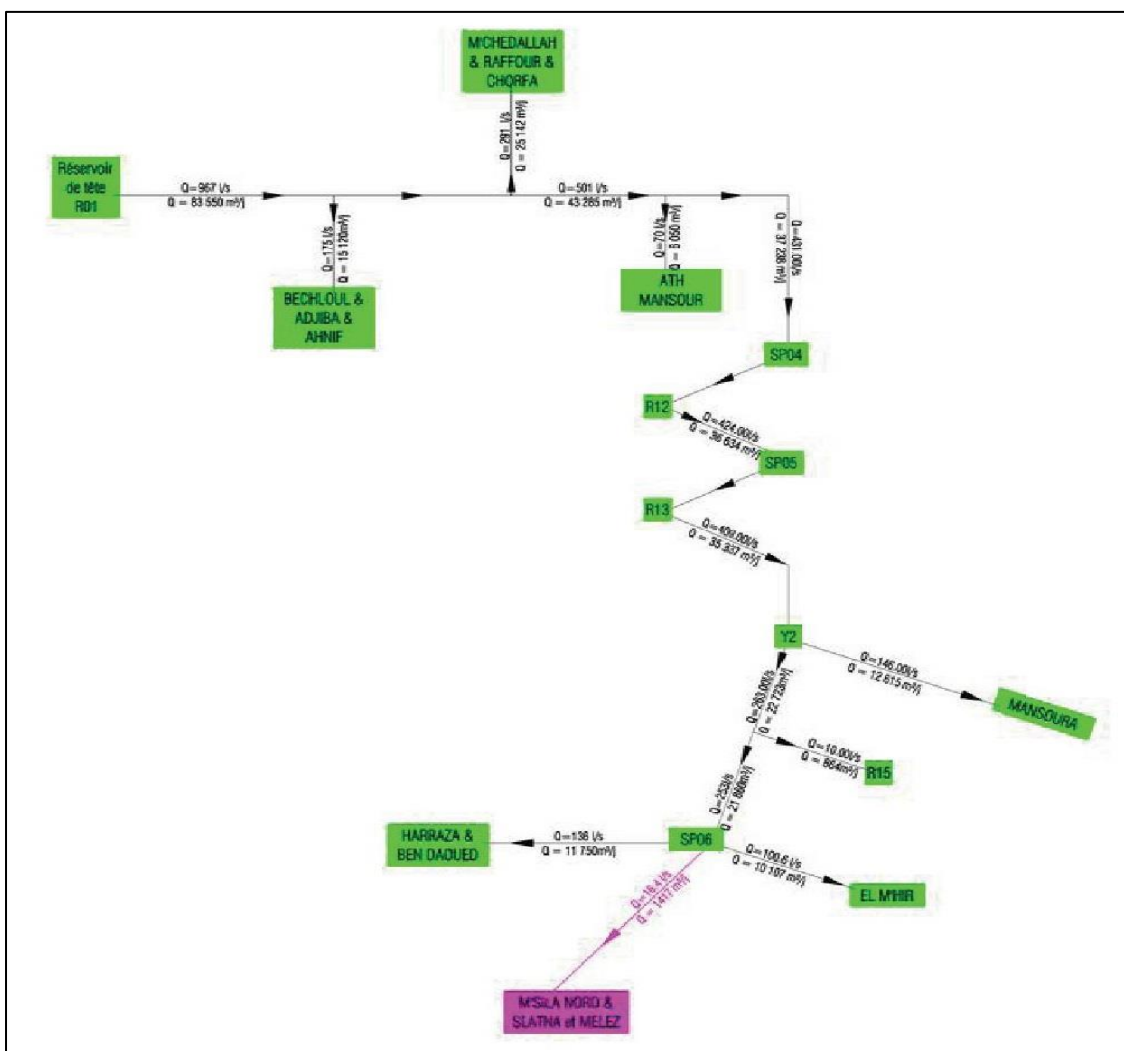


Figure I.5 Répartition initiale des débits

Conclusion :

Suite à une analyse des différents aspects de la zone d'étude, il a été constaté un manque considérable en matière d'eau potable ainsi qu'un relief principalement

montagneux qui traduit des variations d'altitudes relativement importantes, la première contrainte fera l'objet du second chapitre.

Chapitre II : Réévaluation des besoins en eau de Hammam Dalaa

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

Chapitre II : Réévaluation des besoins en eau de Hammam Dalaa

Introduction :

Ce chapitre concernera l'évaluation des besoins en eau de la commune de Hammam Dalaa actuellement et à l'horizon 2048, pour cela il est impératif de tenir compte de l'accroissement de la consommation qui est principalement liée à l'accroissement de la population, l'industrialisation et l'amélioration du cadre de vie général, avant le début de tout projet il est essentiel de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs, chose qui fera l'objet de ce chapitre.

II.1. Estimation de la population :

D'après le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) effectué en 2008, la population de Hammam Dalaa a été évalué à 39850 personnes avec un taux d'accroissement $\tau=1.4\%$.

Vu le caractère discret du temps, la formule utilisée aura la forme d'une suite géométrique :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

Avec :

n : le nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de projection.

P_n : évaluation de la population à l'horizon d'étude.

P_0 : Population correspondante à l'année de référence.

Tableau II.1 Evaluation de la population

Tableau II.1 Evaluation de la population

P(2008)	39850
P(2018)	45793,93
P(2048)	69493,87

II.2. Evaluation des besoins en eau :

II.2.1. Consommation moyenne journalière :

Etant donné le manque d'eau, les caractéristiques climatologiques de la région ainsi que les habitudes des habitants la dotation a été estimée à 100 l/hab.j

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

II.2.1.1. Besoins domestiques :

Tableau II.2 Besoins domestiques

Commune	Population		Dotation(l/hab,j)	Consommation (m3/j)	
	2018	2048		2018	2048
Hammam Dalaa	45794	69494	100	4579,4	6949,4

II.2.1.2. Besoins Scolaires :

Tableau II.3 Besoins scolaires

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'élève	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m3/j)
Ecoles	18	1620	5	8,1
CEM	6	1080	5	5,4
Lycée	2	720	5	3,6
Bibliothèques	2	60	5	0,3

II.2.1.3. Besoins Sanitaires :

Tableau II.4 Besoins Sanitaires

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'usager	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m3/j)
Polyclinique	2	80	20	1,6
salle de soins	12	50	20	1

II.2.1.4. Besoins Socioculturels et sportifs :

Tableau II.5 Besoins socioculturels et sportifs

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'usager	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m3/j)
Centre culturel	1	120	15	1,8
Mosquée	15	2250	20	45
Salle de sport	4	30	10	0,3

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

II.2.1.5. Besoins publics :

Tableau II.6 Besoins publics

Type d'équipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m3/j)
Pharmacie	4	10	0,04
Caféteria	6	10	0,06
Aliment générale	12	5	0,06
Restaurant	7	20	0,14

II.2.1.6. Besoins administratifs :

Tableau II.7 Besoins administratifs

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'employé	Dotation (l/j/unité)	Consommation (m3/j)
Siège d'APC	1	60	5	0,3
Com de police	1	140	5	0,7

II.2.1.7. Récapitulatif des consommations moyennes journalières :

Pour estimer les besoins des équipements projetés, une corrélation entre le débit domestique et le débit d'équipement est supposée linéaire.

$$\frac{Q_{dom(2018)}}{Q_{équi(2018)}} = \frac{Q_{dom(2048)}}{Q_{équi(2048)}}$$

Tableau II. 8 Récapitulatif des consommations moyennes journalières

	Besoin	Consommation (m3/j)	
		2018	2048
Q_{dom}	Domestique	4579,40	6949,40
$Q_{équi}$	Scolaire	17,40	26,41
	Sanitaire	2,60	3,95

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

	Sociocul et spo	47,10	71,48
	Administratif	1,00	1,52
		4647,50	7052,76

II.2.Consommations maximale journalière et minimale journalière :

L'estimation du débit maximal journalier et minimal journalier se fera en utilisant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum respectivement $k_{max.j} = 1.3$ et $k_{min.j} = 0.8$

Tableau II.9 Consommations max et min journalières

Débit (m ³ /j)	Année	
	2018	2048
$Q_{moy.j}$	4647,50	7052,76
$Q_{max.j}$	6041,75	9168,59
$Q_{min.j}$	3718	5642,21

II.2.3.Consommation moyenne horaire :

L'évaluation du débit moyen horaire se fera en divisant le débit maximum journalier sur 24 heures

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24}$$

Tableau II.10 Débit moyen horaire

Débit	Année	
	2018	2048
$Q_{max.j}$ (m ³ /j)	6041,75	9168,59
$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	251,74	382,02

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

II.2.4. Consommations maximum horaire et minimum horaire :

L'évaluation des débits maximum horaire et minimum horaire respectivement $Q_{max.h}$ et $Q_{min.h}$ se fera en déterminant les coefficient maximum horaire $k_{max.h}$ et minimum horaire $k_{min.h}$, ces derniers dépendent étroitement de deux coefficients ; un coefficient Ω du développement industriel et un coefficient Φ lié à l'accroissement de la population .

$$k_{max.h} = \Omega_{max} \times \Phi_{max}$$

$$k_{min.h} = \Omega_{min} \times \Phi_{min}$$

Ω_{max} varie de 1.2 à 1.4 et Ω_{min} de 0.4 à 0.6

Tableau II.11 Valeur de Φ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant $\times 10^3$	1	1,50	2,50	4	6	10	20	30	100	300	1000
Φ_{max}	2	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1
Φ_{min}	0,10	0,10	0,10	0,20	0,25	0,40	0,50	0,60	0,70	0,83	1

En utilisant pour Φ_{max} une régression de puissance de type $\Phi_{max} = ah^b$ ou h est le nombre d'habitant avec $a = 1.749$ et $b = -0.097$. En utilisant un régression polynomiale du type $\Phi_{min} = ah^3 + bh^2 + ch + d$ avec $a = 2.18 \times 10^{-8}$, $b = -3,019 \times 10^{-5}$, $c = 9.19 \times 10^{-3}$ et $d = 0.1866$, les résultats obtenus sont :

Tableau II. 12 Coefficients d'irrégularité et débits max et min

	Année	
	2018	2048
$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	251,74	382,02
Φ_{max}	1,20	1,14
Φ_{min}	0,54	0,67
Ω_{max}	1,25	1,2
Ω_{min}	0,50	0,50
k_{max}	1,50	1,36
k_{min}	0,27	0,34

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

$Q_{max.h}$ (m ³ /h)	377,61	522.6
$Q_{min.h}$ (m ³ /h)	67,97	127,98

II.2.5 Répartition de la consommation journalière en fonction des heures de la journée :

La répartition du débit journalier en fonction des heures se fera en utilisant les données de la tendance de consommation en fonction du nombre d'habitants des agglomérations selon le tableau suivant :

Tableau II. 14 Consommation horaire et cumulée

Heure	Consommation		Consommation cumulée	
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)
0-1	1,5	90,63	1,5	90,63
1-2	1,5	90,63	3	181,26
2-3	1,5	90,63	4,5	271,89
3-4	1,5	90,63	6	362,52
4-5	2,5	151,05	8,5	513,57
5-6	3,5	211,47	12	725,04
6-7	4,5	271,89	16,5	996,93
7-8	5,5	332,31	22	1329,24
8-9	6,25	377,625	28,25	1706,865
9-10	6,25	377,625	34,5	2084,49
10-11	6,25	377,625	40,75	2462,115
11-12	6,25	377,625	47	2839,74
12-13	5	302,1	52	3141,84
13-14	5	302,1	57	3443,94
14-15	5,5	332,31	62,5	3776,25
15-16	6	362,52	68,5	4138,77
16-17	6	362,52	74,5	4501,29
17-18	5,5	332,31	80	4833,6
18-19	5	302,1	85	5135,7
19-20	4,5	271,89	89,5	5407,59
20-21	4	241,68	93,5	5649,27
21-22	3	181,26	96,5	5830,53
22-23	2	120,84	98,5	5951,37
23-24	1,5	90,63	100	6042

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

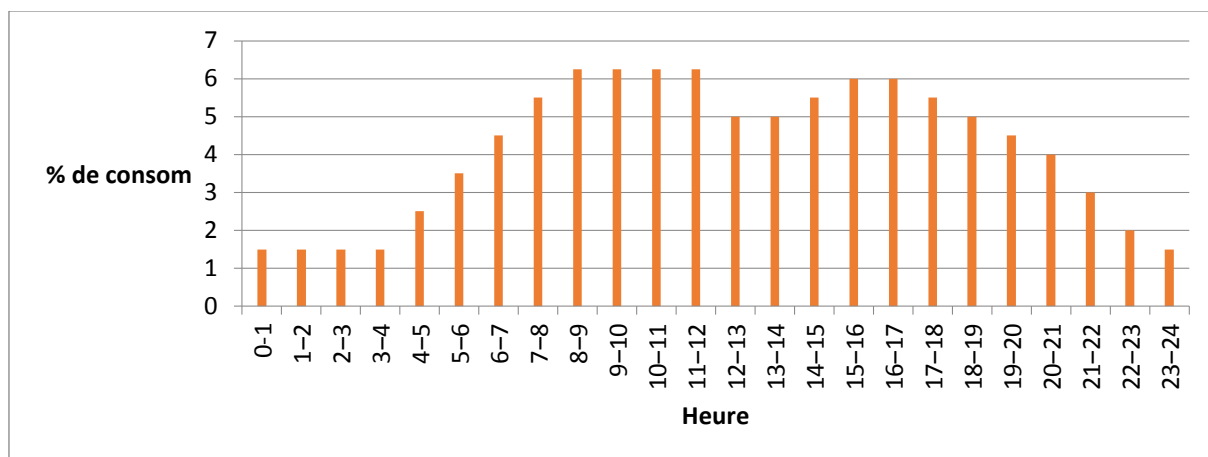


Figure II.1 Graphique de consommation

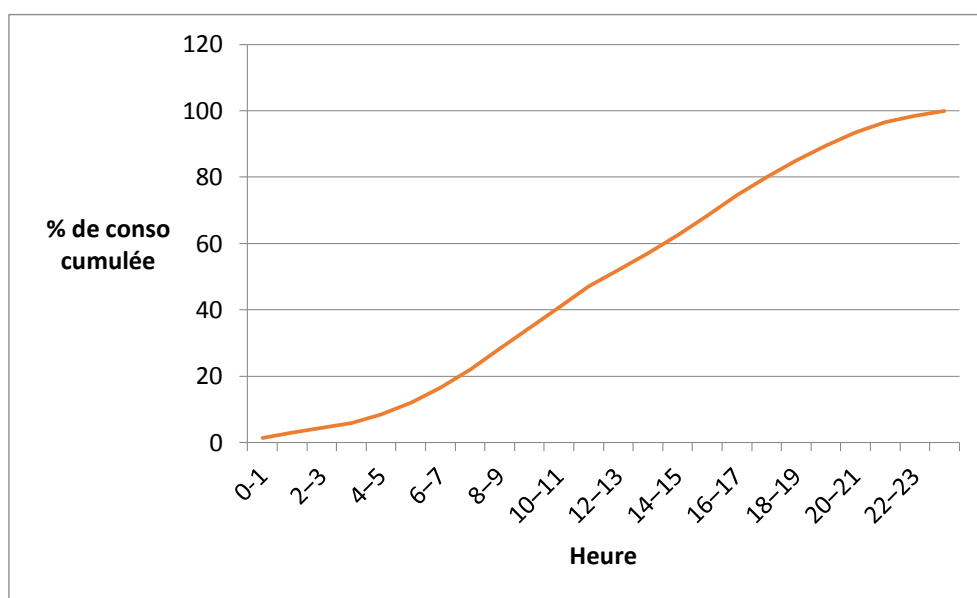


Figure II.2 Courbe de cumul

II.5.2. Distribution des débits horaires en 2048 :

Tableau II.15 Consommations horaires et cumulées

Heure	Consommation		Consommation cumulée	
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)
0-1	3	275,07	3	275,07
1-2	3,2	293,41	6,2	568,48
2-3	2,5	229,23	8,7	797,70
3-4	2,6	238,39	11,3	1036,10
4-5	3,5	320,92	14,8	1357,01
5-6	4,1	375,93	18,9	1732,94
6-7	4,5	412,61	23,4	2145,55
7-8	4,9	449,28	28,3	2594,83
8-9	4,9	449,28	33,2	3044,11

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

9-10	5,6	513,46	38,8	3557,57
10-11	4,8	440,11	43,6	3997,68
11-12	4,7	430,94	48,3	4428,63
12-13	4,4	403,44	52,7	4832,06
13-14	4,1	375,93	56,8	5207,99
14-15	4,2	385,10	61	5593,09
15-16	4,4	403,44	65,4	5996,53
16-17	4,3	394,27	69,7	6390,79
17-18	4,1	375,93	73,8	6766,72
18-19	4,5	412,61	78,3	7179,33
19-20	4,5	412,61	82,8	7591,93
20-21	4,5	412,61	87,3	8004,54
21-22	4,8	440,11	92,1	8444,65
22-23	4,6	421,77	96,7	8866,42
23-24	3,3	302,58	100	9169,00

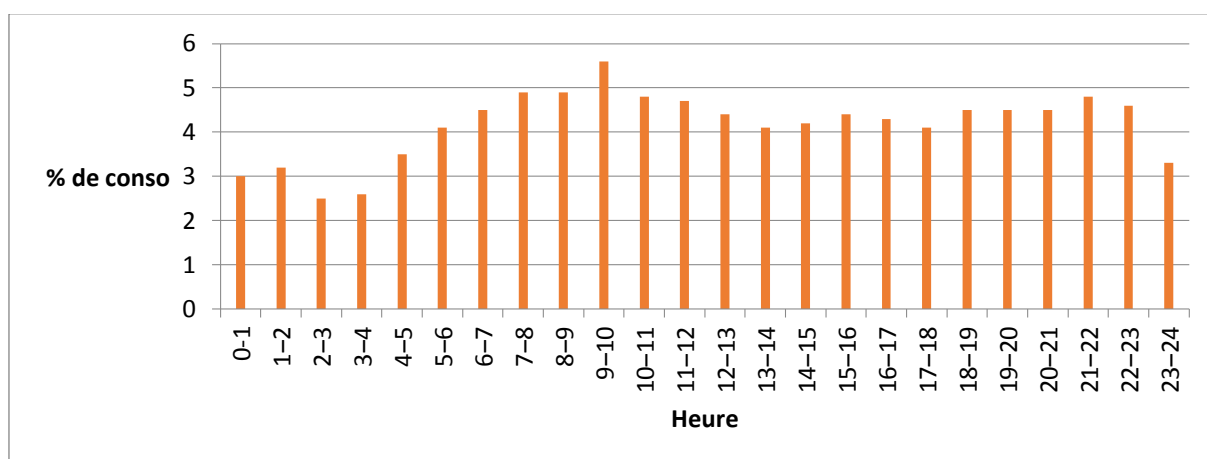


Figure II.3 Graphique de consommation

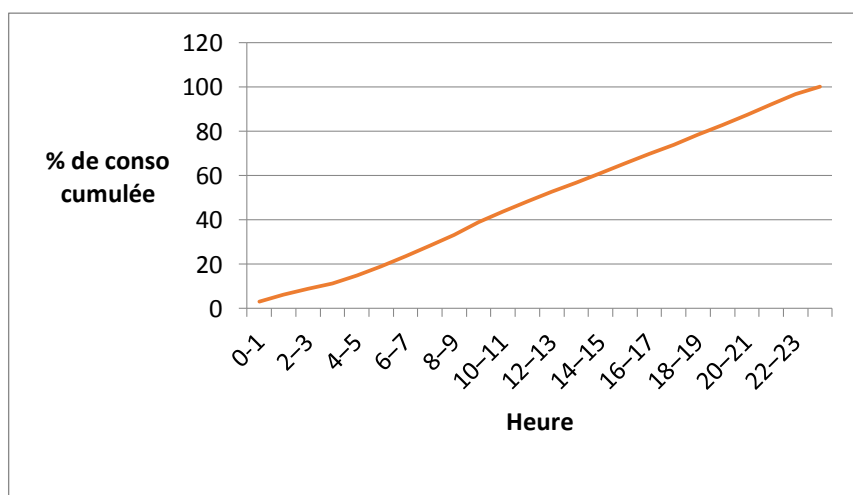


Figure II.4 Courbe de cumul

Chapitre II : Réévaluation des besoins en de Hammam Dalaa

Conclusion :

A la fin de ce chapitre les besoins en eau en 2018 et à l'horizon d'étude ont été déterminés, il en résulte une distribution horaire et un débit max journalier de 9170m³, deux éléments clés qui serviront de base à la suite de ce projet.

Chapitre III :

Réservoirs

Chapitre III : Réservoirs**Introduction :**

Les réseaux de distribution comprennent généralement plusieurs réservoirs, ces derniers ont principalement pour fonction de réduire les variations de pression dans le réseau, de fournir au moins une partie des quantités d'eau nécessaires en cas d'incidents (incendie, panne de la station ...), d'assurer un brassage constant de l'eau ainsi qu'effectuer un traitement de désinfection de cette dernière.

Etant donné l'enjeu sanitaire de ce type d'organes dans un système de distribution, les matériaux en contact avec l'eau potable doivent être étanche, de faible rugosité, de faible porosité, de forte compacité, résistant à l'abrasion ; afin d'éviter le développement des microorganismes les revêtements synthétiques organiques sont à éviter.

III.1. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon la nature des matériaux ou d'après leurs dispositions.

Suivant la nature des matériaux, on compte : les réservoirs métalliques, les réservoirs en maçonnerie et les réservoirs en béton (armé, ordinaire ou précontraint).

Suivant la disposition, ils peuvent être : enterrés, semi-enterrés ou surélevé sur tour.

Le choix du type de réservoirs est imposé par des facteurs économiques (frais de construction et d'exploitations) et par des facteurs techniques (capacité des réservoirs, facilité de mise en œuvre ...)

III.2. Fontainerie d'équipement des réservoirs :

Les réservoirs disposent d'un certain nombre de conduites afin d'assurer une distribution continue en toute sécurité et dans tous les cas (exploitation ordinaire, exploitation en situation exceptionnelle)

III.2.1. Adduction :

La conduite d'adduction sert à alimenter le réservoir, elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve ; obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou obturation par interrupteur à flotteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse (adduction en chute libre ou noyée)

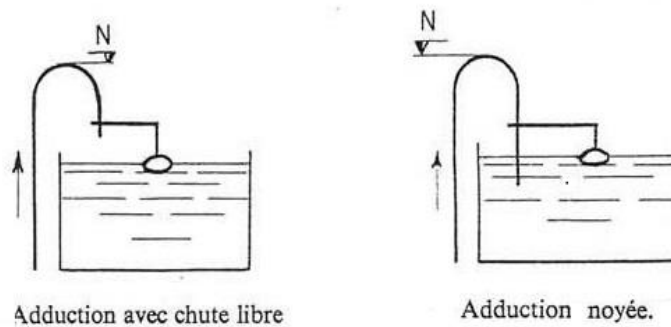


Figure III.1 Adduction par surverse

III.3.Distribution :

La conduite de départ assure l'acheminement de l'eau du réservoir vers l'agglomération, pour favoriser le brassage de l'eau, le départ est prévu à l'opposé de l'adduction

La conduite de distribution se trouve à 15 ou 20 cm au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction d'éventuelles boues ou particules de sables qui pourraient se décanter dans la distribution.

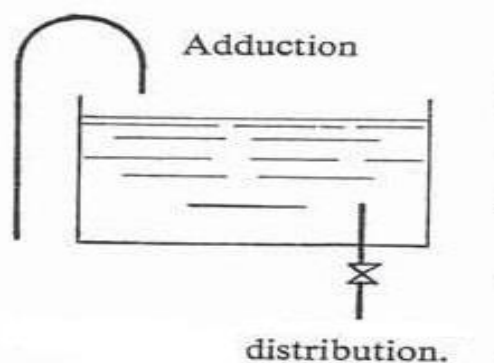


Figure III.2 Adduction et distribution

III.3.4.Trop-plein :

La conduite de trop-plein assure l'évacuation de l'eau excédante dans le cas d'un dysfonctionnement du dispositif d'obturation de la conduite d'adduction, cette conduite doit être arasée au niveau maximal qui pourrait être atteint par l'eau dans le réservoir. Afin d'éviter tout contact de l'eau avec des agents externes, un joint hydraulique constitué par un siphon est préconisé.

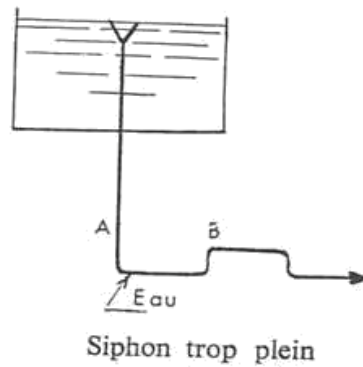


Figure III.3 Conduite de trop-plein et siphon

III.3.5 Vidange :

La conduite de vidange permet de vider le réservoir, elle part du point le plus bas du réservoir et est raccordé à la conduite de trop-plein. La conduite de vidange est munie d'un robinet-vanne.

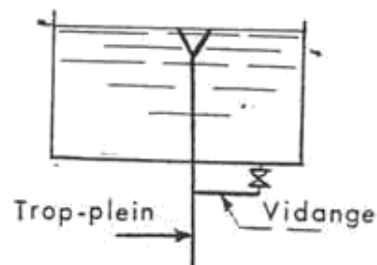


Figure III.4 Conduite de vidange

III.3.6 By-pass :

La conduite By-pass assure la communication entre la conduite d'adduction et la conduite de distribution en cas de réparation ou de nettoyage du réservoir.

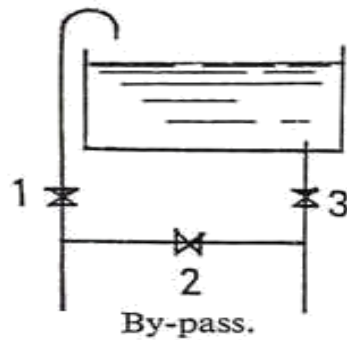


Figure III.5 Conduite By-pass

III.3.7 Réserve incendie:

La matérialisation de la réserve d'incendie se fera à l'aide de disposition de conduites qui empêchent la consommation de la réserve d'incendie.

III.3.7.1. Système à deux prises :

Le système à deux prises est constitué de deux conduites, dans le cas d'une exploitation ordinaire la vanne 1 est fermée et la vanne 2 ouverte. L'inconvénient de ce système réside dans l'existence une tranche d'eau morte.

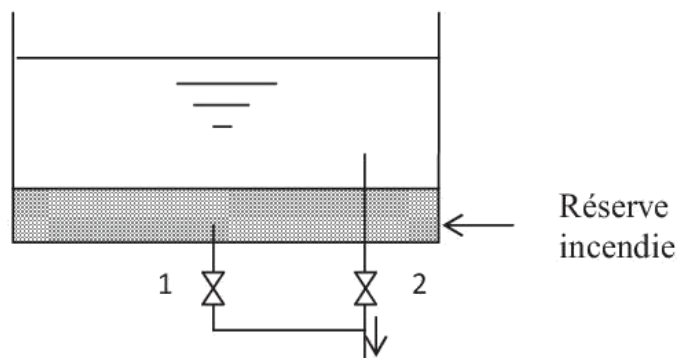


Figure III.6 Systèmes à deux prises

III.3.7.2. Siphon :

Ce système est composé d'un siphon qui se désamorce lorsque la réserve d'incendie est entamée, en situation ordinaire la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 fermée, en cas de sinistre la vanne 2 est ouverte.

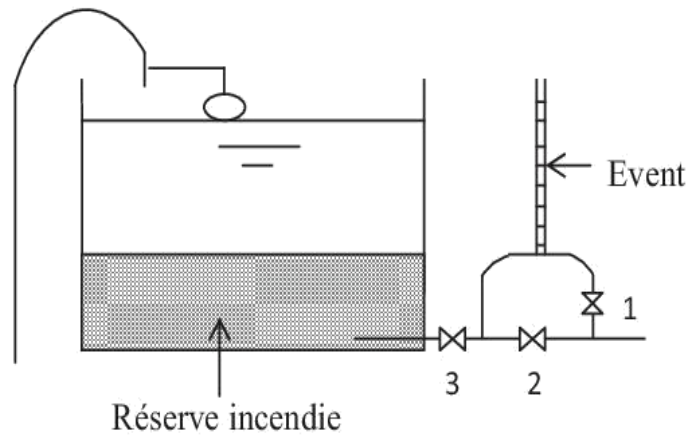


Figure III.7 Système à siphon

III.3.8 Schéma synoptique du réservoir :

Le schéma suivant l'ensemble de la fontainerie d'équipement d'un réservoir :

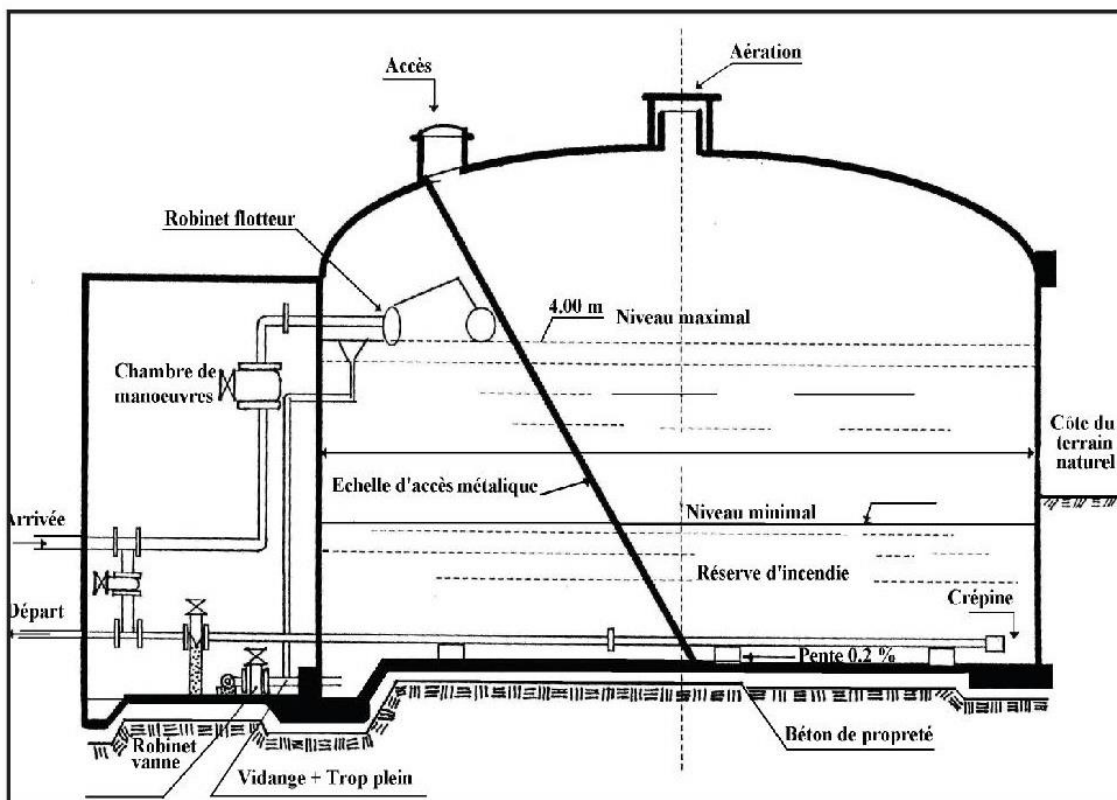


Figure III.8 Schéma synoptique d'un réservoir semi-enterré

III.4 Evaluation de la capacité des réservoirs :

III.4.1.Capacité théorique :

III.4.1.1. Calcul de la capacité théorique :

III.4.1.1.1. Réservoir R1 :

La consommation horaire moyenne représente la production horaire moyenne et est égale à :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} = \frac{9169}{24}$$

$$Q_{moy.h} = 382.04 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le coefficient α est un pourcentage représentant la consommation horaire par rapport à la consommation horaire moyenne :

$$\alpha = \frac{Q_h}{Q_{moy.h}}$$

heure	Q_h	A	adduction de 1,2 Q_{moy}		Distribution	Différence
0-1	275,07	0,72	1,20		0,72	0,48
1-2	293,41	0,77	2,40		1,49	0,91
2-3	229,23	0,60	3,60		2,09	1,51
3-4	238,39	0,62	4,80		2,71	2,09
4-5	320,92	0,84	6,00		3,55	2,45
5-6	375,93	0,98	7,20		4,53	2,67
6-7	412,61	1,08	8,40	FP	5,61	2,79
7-8	449,28	1,18	8,40		6,79	1,61
8-9	449,28	1,18	8,40		7,97	0,43
9-10	513,46	1,34	8,40		9,31	-0,91
10-11	440,11	1,15	8,40		10,46	-2,06
11-12	430,94	1,13	9,60	DP	10,59	-0,99
12-13	403,44	1,06	10,80		12,56	-1,76
13-14	375,93	0,98	12,00		13,63	-1,63
14-15	385,10	1,01	13,20		14,64	-1,44
15-16	403,44	1,06	14,40		15,70	-1,30
16-17	394,27	1,03	15,60		16,73	-1,13
17-18	375,93	0,98	16,80		17,71	-0,91
18-19	412,61	1,08	18,00		18,79	-0,79
19-20	412,61	1,08	19,20		19,87	-0,67
20-21	412,61	1,08	20,40		20,95	-0,55
21-22	440,11	1,15	21,60		22,10	-0,50
22-23	421,77	1,10	22,80		23,20	-0,40
23-24	302,58	0,79	24,00		24,00	0,00

$$R = \frac{2.79 + |-2.06|}{24} Q_{maxj}$$

$$CR = 1860\text{m}^3$$

En ajoutant le volume d'incendie 120 m^3 , Le volume totale du réservoir deviendra :

$$V_T = 1980 \text{ m}^3$$

Ceci avec un débit de pompage $Q_p = 458.45 \text{ m}^3/\text{h}$ s'étalant sur 20h.

III.4.1.1.2 Réservoirs R2 et R3 :

La deuxième approche consistera à prendre en considération la demande en 2018 et renforcer le réservoir obtenu en tenant compte de l'écart de production entre 2048 et 2018

D'après le tableau la capacité du réservoir 2 vaut :

$$CR_2 = \frac{3.12 + |-1.48|}{24} Q_{max.j(2018)}$$

$$CR_1 = 1158 \text{ m}^3$$

En ajoutant le débit le volume d'incendie :

$$V_{TR2} = 1278\text{m}^3$$

D'après le tableau la capacité du réservoir 3 vaut :

$$CR_3 = \frac{3.32 + |-1.81|}{24} (Q_{max.j(2048)} - Q_{max.j(2018)})$$

$$CR_3 = 669\text{m}^3$$

$$V_{TR3} = 788\text{m}^3$$

Chapitre III :

Réservoirs

heure	2018		2048		R2			R3		
	Qh	α	Qhr	α	apport de Qmoy1	Distribution	Différence	Qmoy2	Distribution	Différence
0-1	90,63	0,36	184,44	1,42	1	0,36	0,64	1	1,42	-0,42
1-2	90,63	0,36	202,78	1,56	2	0,72	1,28	2	2,98	-0,98
2-3	90,63	0,36	138,6	1,06	3	1,08	1,92	3	4,04	-1,04
3-4	90,63	0,36	147,76	1,13	4	1,44	2,56	4	5,17	-1,17
4-5	151,05	0,60	169,87	1,30	5	2,04	2,96	5	6,47	-1,47
5-6	211,47	0,84	164,46	1,26	6	2,88	3,12	6	7,73	-1,73
6-7	271,89	1,08	140,72	1,08	7	3,96	3,04	7	8,81	-1,81
7-8	332,31	1,32	116,97	0,90	8	5,28	2,72	8	9,71	-1,71
8-9	377,63	1,50	71,655	0,55	9	6,78	2,22	9	10,26	-1,26
9-10	377,63	1,50	135,835	1,04	10	8,28	1,72	10	11,3	-1,3
10-11	377,63	1,50	62,485	0,48	11	9,78	1,22	11	11,78	-0,78
11-12	377,63	1,50	53,315	0,41	12	11,25	0,75	12	12,19	-0,19
12-13	302,10	1,20	101,34	0,78	13	12,45	0,55	13	12,97	0,03
13-14	302,10	1,20	73,83	0,57	14	13,68	0,32	14	13,54	0,46
14-15	332,31	1,32	52,79	0,41	15	15	0	15	13,95	1,05
15-16	362,52	1,44	40,92	0,31	16	16,44	-0,44	16	14,26	1,74
16-17	362,52	1,44	31,75	0,24	17	17,88	-0,88	17	14,5	2,5
17-18	332,31	1,32	43,62	0,33	18	19,2	-1,2	18	14,83	3,17
18-19	302,10	1,20	110,51	0,85	19	20,4	-1,4	19	15,68	3,32
19-20	271,89	1,08	140,72	1,08	20	21,48	-1,48	20	16,76	3,24
20-21	241,68	0,96	170,93	1,31	21	22,44	-1,44	21	18,07	-1,03
21-22	181,26	0,72	258,85	1,99	22	23,16	-1,16	22	20,06	-0,7
22-23	120,84	0,48	300,93	2,31	23	23,64	-0,64	23	22,37	-0,69
23-24	90,63	0,36	211,95	1,63	24	24	0	24	24	0

III.5. Calcul des diamètres des réservoirs :**III.5.1 Réservoir R1 :**

$$D_{R1} = \sqrt{\frac{4V_{TR1}}{\pi H}}$$

$$D_{R1}=25.3m$$

III.5.2. Réservoir R2 :

$$D_{R2} = \sqrt{\frac{4V_{TR2}}{\pi H}}$$

$$D_{R2}=20.4m$$

III.5.3. Réservoir R3 :

$$D_{R3} = \sqrt{\frac{4V_{TR3}}{\pi H}}$$

$$D_{R3}=15m$$

Conclusion :

Cette partie de l'étude a permis de tirer les dimensions des réservoirs nécessaires, Après calcul, il a été constaté que trois réservoirs doivent être implantés, un réservoir R1 d'une capacité de 2000m³ qui alimentera deux autres réservoirs R2 et R3 de capacité respective 1300m³ et 800m³, Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, il serait impératif de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre ces derniers, ceci fera l'objet du prochain chapitre.

Chapitre IV :

Adduction

Chapitre IV : Adduction**Introduction :**

L'adduction consiste à transporter l'eau du point de captage jusqu'au réservoir d'accumulation, on distingue trois types d'adduction suivant la disposition de la source, du réservoir d'accumulation ainsi que de la topographie ; adduction gravitaire lorsque la cote de la source d'eau est supérieure à celle du réservoir, adduction par refoulement lorsque la cote de la source d'eau est inférieure à celle du réservoir , adduction mixte lorsqu'une partie de l'adduction est gravitaire et l'autre par refoulement .

Compte tenu de la disposition de la source d'eau ainsi que du relief, le choix s'est porté sur une adduction mixte

IV.1 Tracé :

Afin d'assurer un rendement optimale de la conduite d'adduction il est nécessaire de tenir compte d'un certain nombre d'impératifs; le profil en long doit être aussi régulier que possible , le tracé en plan doit être conçu en adéquation avec le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts pour éviter des butées importantes, les contre-pentes doivent être évitées et ceci afin d'éviter des cantonnement d'air difficiles à évacuer, à des fins économiques le tracé en plan le plus court associé au profil en long idéal sera retenu .

IV.2 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du type de conduite se fera en tenant compte du prix d'achat, la nature du terrain, la longueur des conduites, la pression pouvant être supporté et la durée de vie de la conduite.

Le choix s'est porté sur le PEHD pour la partie adduction gravitaire vu les avantages qu'il procure notamment sa longue durabilité, sa flexibilité, la facilité, sa légèreté, sa facilité de soudage par électrofusion et l'acier pour la partie adduction par refoulement.

IV.3 Description du schéma d'adduction :

L'alimentation en eau se fera à partir de la station de pompage SP6 se trouvant à une cote de 647.6m vers une nouvelle station de reprise SP 16 se trouvant à une cote de 845m, cette dernière alimentera par refoulement le réservoir R1 qui va à son tour alimenter gravitairement les deux réservoirs R2 et R3.

IV.4 Diamètre économique :

$$\text{Formule de Bonnin : } D_{\text{Bonnin}} = \sqrt{Q} \quad (m)$$

$$\text{Formule de Bresse : } D_{\text{Bresse}} = 1.5\sqrt{Q} \quad (m)$$

Le diamètre choisit sera pris entre les valeurs des deux diamètres D_{Bonnin} et D_{Bresse} .

IV.5 Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement est déterminée en tenant compte du débit véhiculé par la conduite :

$$V_e = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

D : Diamètre de la conduite (m)

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

V_e : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

IV.6 Perte de charge :**IV.6.1 Pertes de charges linéaires :**

La perte de charge représente la dissipation par frottement de l'énergie emmagasinée par un fluide en mouvement, les pertes de charges peuvent être sous deux formes, les pertes de charges linéaires et les pertes de charges singulières.

Les pertes de charges régulières seront calculées à partir de l'équation de Darcy-

$$\text{Weisbach : } \Delta H = \lambda \frac{V^2}{2gD} L$$

ΔH : Perte de charge linéaire (m)

λ : coefficient de résistance.

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

D : Diamètre de la conduite (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

Le calcul du coefficient de résistance λ se fera en utilisant les formules suivantes :

- ✓ **Formule de Colebrook** : cette formule rend compte de l'écoulement dans la zone de transition entre (VK) et (M) ainsi que pour \mathcal{R} inférieure à la courbe de VK et supérieure à la harpe de Nikuradse et ceci dans le diagramme universel.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{\mathcal{R}\sqrt{\lambda}} \right]$$

- ✓ **Formule de Nikuradse** : cette formule rend compte d'un régime turbulent rugueux.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.7D} \right]$$

Avec :

λ : Coefficient de résistance .

k : Rugosité absolue (m).

\mathcal{R} : Nombre de Reynolds.

D : Diamètre de la conduite (m)

La hauteur limite des rugosités à partir de laquelle la conduite cesse de se comporter comme hydrauliquement lisse est donnée par la formule suivante :

$$k_l = 19.25 \frac{D}{\mathcal{R}^{7/8}}$$

IV.7.2 Pertes de charges singulières :

Les pertes de charges singulières (provoquées par les coudes, les vannes, les clapets...) seront estimées selon le matériaux à :

- ✓ 15% des pertes de charges linéaires dans le cas de l'acier ou la fonte.
- ✓ 10% des pertes de charges linéaires dans le cas du PEHD.

IV.8 Puissance absorbée de la pompe :

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

$$P_A = \frac{\rho \times g \times Q_p \times H_{MT}}{\eta}$$

Avec :

P_A : Puissance absorbé (watt)

Q_p : Débit pompé (m^3/s)

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m)

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

η : Rendement de la pompe en %

IV.9 Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la pompe sur une année est donnée par la formule suivante :

$$E_c = P_A \times t_p \times 360$$

Avec :

E_c : Energie consommée par la pompe (Kwh)

P_A : Puissance absorbée par la pompe (Kw)

t_p : Temps de pompage (h)

IV.10 Frais d’amortissement :

Les frais d’investissement par an sont calculés selon la formule suivante :

$$F_{inv} = Pr_{uni} \times L \times A$$

Avec :

F_{inv} : Frais d’investissement par an (Da)

L : Longueur de la conduite (m)

A : Amortissement annuel ou annuité donné par la formule suivante :

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

Avec :

i : Taux d’intérêt annuel.

n : nombre d’année d’amortissement.

IV.11 Calcul du diamètre économique :

IV.11.1 Tronçon SP06-SP16 :

Le tronçon SP06-SP16 relie la station de pompage existante SP06 à la nouvelle station SP16 se trouvant à une cote de 845m.

La longueur du tronçon $L_{sp06-sp16}=12.38$ km, Le débit transitant dans la conduite $Q_p=458.45$ m³/h (0.127 m³/s)

Afin de déterminer le diamètre économique il serait nécessaire de tracer la courbe reliant le coût total sur une année au diamètre, cette courba a été tracé en utilisant Matlab.

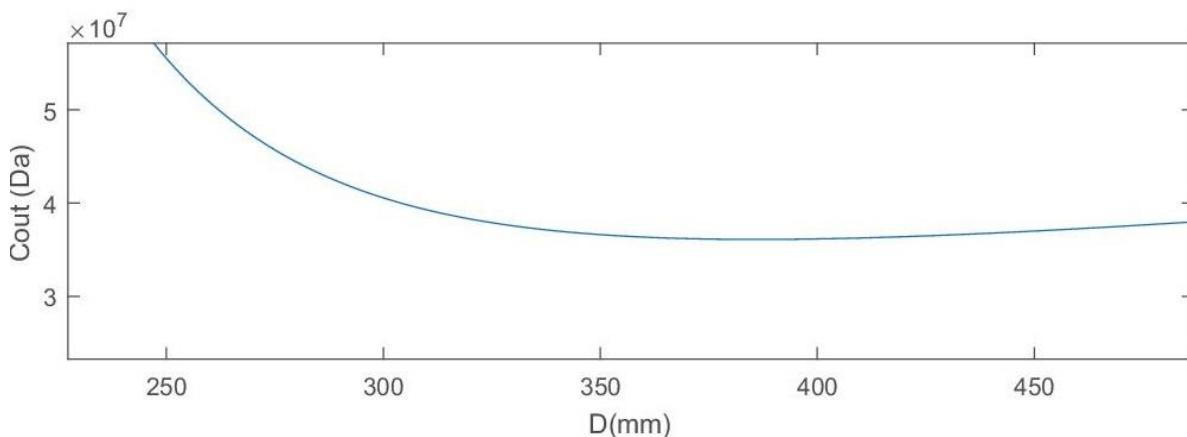


Figure IV. 1 Coût en fonction du diamètre SP06-SP16

Après analyse de la courbe les diamètres retenus sont 350mm,400mm et 450mm, ils feront dans la suite de ce chapitre l'objet d'une analyse détaillé afin de déterminer le diamètre économique.

Tableau IV.1 Calcul de la HMT

D(mm)	V(m/s)	\mathcal{R}	Kl(mm)	K(mm)	k/D	Λ	j(m/m)	J (m)	J tot(m)	HMT (m)
350	1.32	519039.4	6.74E-2	0.1	0.0028	0.0147	0.00375	46.48	53.45	250.85
400	1,014	454159,5	8,81E-02	0,1	0,0003	0,0143	0,00187	23,19	26,67	224,07
450	0,801	403697,3	1,11E-01	0,1	0,0002	0,014	0,00102	12,60	14,49	211,89

IV.11.1.1. Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.2 Frais d'exploitation

D(mm)	P_A (kw)	E(kwh)	C_{KWH} (Da/kwh)	Fex (Da)
350	446.46	3214540	7.26	23337561
400	398,7999	2871360	7,26	20846071
450	377,1222	2715280	7,26	19712934

IV.11.1.2. Calcul des frais d'investissement :

Tableau IV.3 Frais d'investissement

D(mm)	Pr ml (Da)	A	Finv(Da)
350	12250	0.089	13497295
400	14000	0,089	15425480
450	15750	0,089	17353665

IV.11.1.3. Bilan du tronçon SP06-SP16 :

Tableau IV.4 Bilan pour une année

D(mm)	Fex (Da)	Finv (Da)	Ft (Da)
350	23337561	13497295	36834856
400	20846071	15425480	36271550,83
450	19712934	17353665	37066599,16

D'après l'étude technico-économique le diamètre retenu pour le tronçon SP06-SP16 est $D_{SP06-SP16}=400\text{mm}$

IV.2 Tronçon SP16-R1 :

Le tronçon SP16-R1 relie la station de reprise SP16 se trouvant à une cote de 845m jusqu'au réservoir R1 qui se trouve à un code de 1056m.

La longueur du tronçon LSP16-R1=3,89 km, le débit transitant dans la conduite $Q_p=458.45\text{m}^3/\text{h}$ (0.127m³/s)

Afin de déterminer le diamètre économique il serait nécessaire de tracer la courbe reliant le coût total sur une année au diamètre, cette courbe a été tracé en utilisant Matlab.

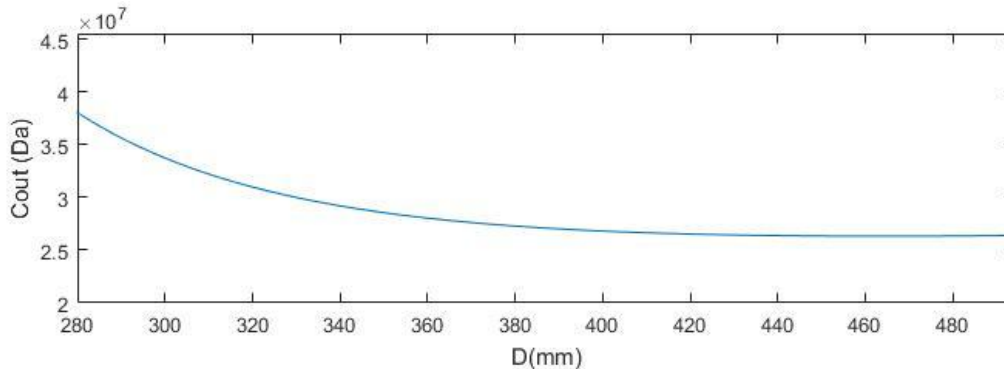


Figure IV.2 Coût e fonction du diamètre SP16-R1

Après analyse de la courbe les diamètres retenus sont 400mm,450mm et 500mm, ils feront dans la suite de ce chapitre l’objet d’une analyse détaillé afin de déterminer le diamètre économique.

IV.2.1. Calcul de la HMT:

Tableau IV.5 Calcul de la HMT

D(mm)	V(m/s)	R	Kl(mm)	K(mm)	k/D	Λ	j(m/m)	J (m)	J tot(m)	HMT (m)
400	1,014	454159,5	8,81E-02	0,1	0,0003	0,0141	0,00187	7,29	8,08	219,38
450	0,801	403697,3	1,11E-01	0,1	0,0002	0,014	0,00102	3,96	4,55	215,55
500	0,649	363327,6	1,38E-01	0,1	0,0002	0,0137	0,00059	2,29	2,63	213,63

IV.2.2. Calcul des frais d’exploitation :

Tableau IV.6 Frais d'exploitation

D(mm)	Pab(kw)	E(kwh)	C (Da/kwh)	Fex (Da)
400	390,455	2811276	7,26	20409863
450	383,6435	2762233	7,26	20053812
500	380,2228	2737604	7,26	19875008

IV.2.3. Calcul des frais d’investissement :

Tableau IV.7 Frais d'investissement

D(mm)	Pr ml (Da)	A	Finv(Da)
400	14000	0,089	15425480
450	15750	0,089	17353665
500	17500	0,089	19281850

IV.2.4. Bilan du tronçon SP16-R1 :

Tableau IV.8 Bilan du tronçon SP16-R1

D(mm)	Fex (Da)	Finv (Da)	Ft (Da)
400	20409863	15425480	35835343
450	20053812	17353665	37407477
500	19875008	19281850	39156858

D’après l’étude technico-économique le diamètre retenu pour le tronçon SP16-R1 est DSP16-R1=400mm

Calcul des conduites gravitaires :

IV.3 Dimensionnement du Tronçon R1-R2 :

La cote du réservoir R1 est fixée à 1056 m, le débit transitant dans la conduite vaut 251.75m³/h (0.07m³/s), la rugosité du matériau choisie vaut k=0.02mmu, la cote Radier du réservoir R2 vaut 854m.

La charge disponible : Hd=198m.

Tableau IV.9 Perte de charge en fonction des diamètres

D(mm)	V(m/s)	R	k(mm)	k/D	λ	J(m/m)	Jtot (m)	Commentaire
200	2,229	557324,8	0,1	0,000500	0,0167	0,021151	209,3917	Diamètre trop petit
250	1,427	445859,9	0,1	0,000400	0,0158	0,006557	64,91574	Diamètre possible
300	0,991	371549,9	0,1	0,000333	0,0152	0,002535	25,09749	Diamètre possible
350	0,728	318471,3	0,1	0,000286	0,0147	0,001134	11,22975	Diamètre possible
400	0,557	278662,4	0,1	0,000250	0,0143	0,000566	5,603109	Diamètre possible
450	0,440	247699,9	0,1	0,000222	0,014	0,000307	3,044097	Diamètre possible

La perte de charge totale J_{tot} étant très inférieure à la charge disponible, une augmentation des pertes de charges singulières est nécessaire et ceci en utilisant une vanne-papillon :

$$J_V = H_d - J_{tot}$$

$$J_V = 133.1 \text{ m}$$

D’où :

$$J_V = \zeta \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

V : vitesse de l’eau dans la conduite libre (m/s)

ζ : coefficient d'ouverture de la vanne.

$$\zeta = 1$$

$$313$$

Après interpolation on obtient : $\theta = 117^\circ$

IV.4 Dimensionnement du tronçon R1-R3 :

La cote du réservoir R1 est fixée à 1056 m, le débit transitant dans la conduite vaut 130.292m³/h (0.0036m³/s), la rugosité du matériau choisie vaut k=0.02mm, la cote Radier du réservoir R3 vaut 896.9m.

La charge disponible Hd=159.1m

Tableau IV.10 Pertes de charges en fonction des diamètres

D(mm)	V(m/s)	R	k(mm)	k/D	λ	J(m/m)	Jtot (m)	Commentaire
80	7,166	716560,5	0,1	0,001250	0,0207	0,677153	6703,819	Diamètre trop petit
100	4,586	573248,4	0,1	0,001000	0,0196	0,210098	2079,974	Diamètre trop petit
125	2,935	458598,7	0,1	0,000800	0,0186	0,065333	646,7922	Diamètre trop petit
150	2,038	382165,6	0,1	0,000667	0,0178	0,025126	248,7514	Diamètre trop petit
200	1,146	286624,2	0,1	0,000500	0,0167	0,005594	55,38197	Diamètre possible
250	0,734	229299,4	0,1	0,000400	0,0159	0,001745	17,27822	Diamètre possible

D'après le tableau le diamètre retenu est $D_{R1-R3} = 200$ mm

IV.4.1. Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne-papillon :

La perte de charge totale J_{tot} étant très inférieure à la charge disponible, une augmentation des pertes de charges singulières est nécessaire et ceci en utilisant une vanne-papillon :

$$J_V = H_d - J_{tot}$$

$$J_V = 103.72m$$

D'où :

$$J_V = \zeta \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

V : vitesse de l'eau dans la conduite libre (m/s)

ζ : coefficient d'ouverture de la vanne.

$$\zeta = 1565.85$$

Après interpolation on obtient : $\theta=140^\circ$

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons déterminé les diamètres économiques de chaque tronçon de la chaîne d'adduction de Hammam Dalaa ainsi que les pertes de charges, les diamètres retenus sont résumés dans le tableau suivant :

tronçon	SP06-SP16	SP16-R1	R1-R2	R1-R3
matériau	fonte	Fonte	fonte	Fonte
D(mm)	400	400	250	200
V(m/s)	1,01	1,01	1,42	1,14
L(m)	12380	3890	9000	5000
PN	25	25	25	25

Chapitre V :
Pompes et stations de
pompage

Chapitre V : Pompes et stations de pompage :**Introduction :**

La station de pompage est un élément fondamental qui se trouve en amont de toute adduction par refoulement, le choix du site d'implantation ainsi que des pompes de refoulement représentent une étape cruciale dans tout projet d'AEP.

La conception de la station de pompage consiste à trouver le site d'implantation le plus approprié, s'ensuit le choix des pompes et des moteurs en adéquation avec le service attendu, en l'occurrence le débit à fournir et la hauteur d'élévation.

Deux grandes familles de pompes existent, les pompes volumétriques et les pompes centrifuges, ces dernières feront l'objet de la suite de ce chapitre.

V.1 Principe de fonctionnement et constitution d'une pompe centrifuge :**V.1.1. Principe de fonctionnement :**

Le principe de fonctionnement de la pompe centrifuge est basé sur l'accroissement de l'énergie cinétique du fluide qui se transformera en énergie de pression.

D'une façon générale l'organe mobile de la pompe va augmenter la vitesse du fluide entrant, son énergie cinétique se verra accru, par la suite l'organe fixe de la pompe s'occupera de transformer en pression une partie de la grande vitesse du fluide acquise.

V.2 Constitution et rôles des organes :

En général une pompe dispose d'un organe mobile appelé roue, turbine ou impulseur et des organes fixes, à savoir un diffuseur ou rotor et des canaux de retour dans le cas d'une pompe multicellulaires.

V.2.1. La turbine :

C'est l'organe mobile de la pompe, la turbine ou roue est formée d'aubages dont la courbure est dirigée à l'opposé du sens de rotation, la turbine est animée d'une vitesse de rotation communiquée par le moteur.

V.2.2. La volute :

C'est le corps de la pompe ; son rôle est de transformer l'énergie cinétique acquise par le fluide en pression.

V.2.3. Le Presse-étoupe :

C'est une pièce métallique qui assure l'étanchéité du passage de l'arbre de transmission.

V.2.4. L'arbre :

Assure la transmission du mouvement du moteur jusqu'à la roue.

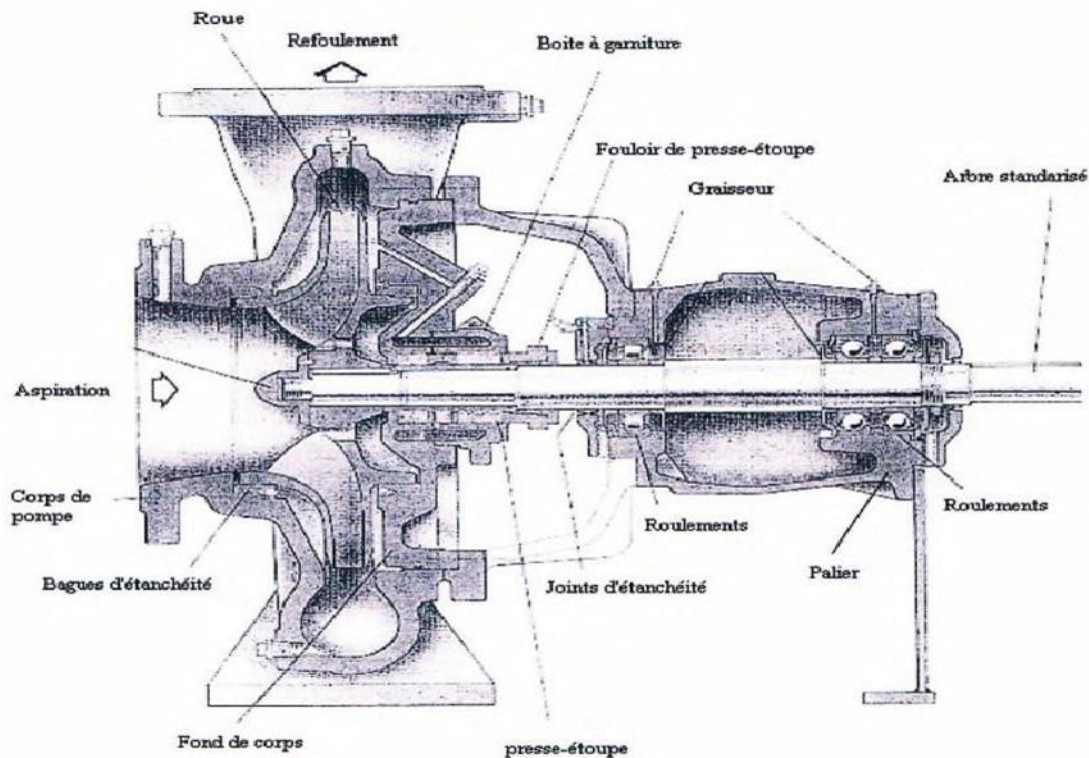


Figure V.1 Eléments constitutifs d'une pompe centrifuge

V.3 Classification des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges peuvent être classées selon :

- Le nombre de roues : monocellulaire ou multicellulaires.
- La position de l'axe de la pompe : pompe à axe horizontal ou pompe à axe vertical.
- La roue : pompes radiale, semi-radiale ou axiale.

V.4 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge :

Pour une vitesse de rotation donnée, trois courbes caractérisent et expriment les performances d'une pompe centrifuge donnée.

V.4.1. Courbe débit-hauteur :

Exprime la variation des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit, la courbe Q-H à une forme parabolique, cette dernière sera plongeante dans le cas d'une pompe à écoulement radial.

V.4.2. Courbe rendement-débit :

Exprime le rendement de la pompe en fonction du débit, cette courbe présente un maximum pour un certain débit et passe par l'origine.

V.4.3. Courbe puissance-débit :

Exprime la puissance absorbée en fonction du débit, c'est une branche de parabole, cette courbe permet d'éviter une surcharge du moteur si les conditions d'utilisation de la pompe sont appelées à varier.

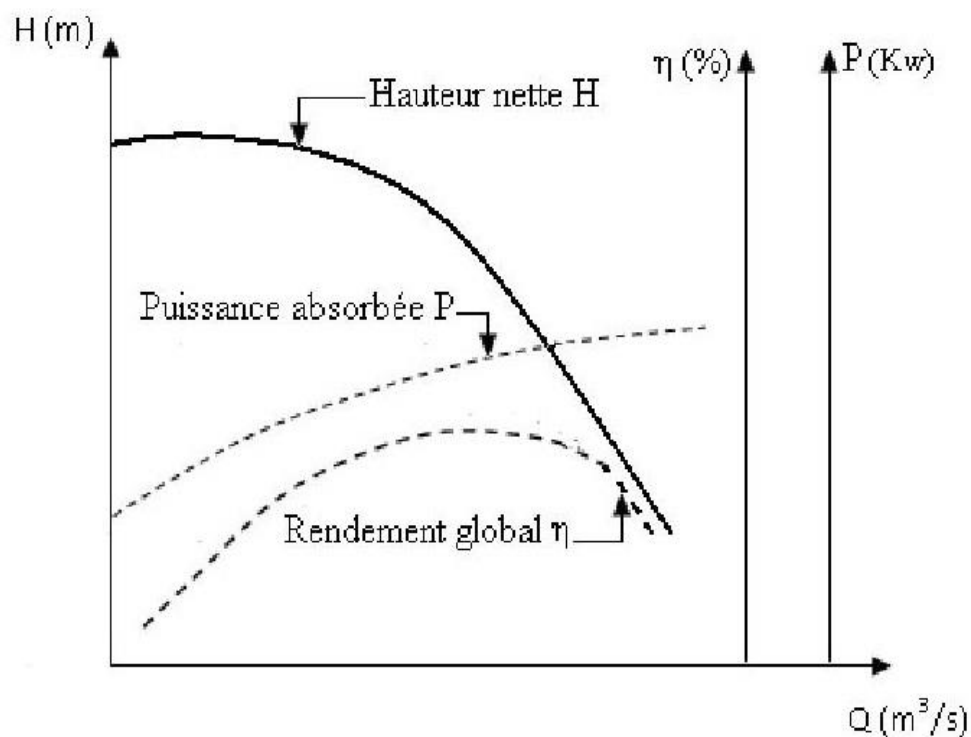


Figure V.2 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.5 Point de fonctionnement :

La caractéristique de la conduite C représente la variation de la perte de charge total à l'extrémité de la conduite en fonction du débit, portée sur un même graphique de coordonnées QH, l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe avec la courbe caractéristique de la conduite détermine le point de fonctionnement.

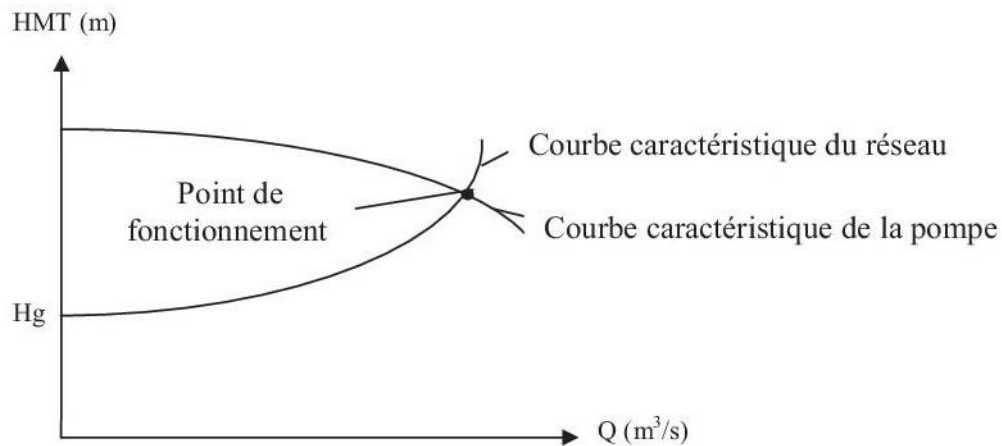


Figure V.3 Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées Q et H, des modifications doivent être apportées à la pompe.

- Variation du temps de pompage : En gardant la courbe $H=f(Q)$, le débit Q_1 sera plus important que le débit désiré, il sera donc nécessaire de diminuer le temps de pompage afin de conserver le même volume

$$t_1 = \frac{t_p Q_d}{Q_1}$$

- Variation de la vitesse de rotation : cette procédure consiste à faire varier la vitesse de rotation, la vitesse de rotation N' fera passer la courbe $H=f(Q)$ par le point désiré $P_d(Q_d, H_d)$, pour cela une courbe $H=\alpha Q^2$ passant par l'origine et le point désiré P_d est tracée, cette dernière coupera la courbe caractéristique de la pompe au point P_2

D'après les lois de similitude :

$$\frac{H_2}{H_d} = \left(\frac{N}{N_d}\right)^2$$

$$\frac{Q_2}{Q_d} = \frac{N}{N'}$$

On aura :

$$H_2 = \left(\frac{Q_2}{Q_d}\right) H_d$$

La vitesse de rotation sera donc :

$$N' = \frac{Q_d}{Q_2} N$$

- Vannage : consiste à augmenter les pertes de charge par vannage de sorte à obtenir le débit désiré.

La perte de charge sera calculée comme suit :

$$J_{vannage} = H' - H_d$$

Avec :

H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

$J_{vannage}$: perte de charge créée par le vannage (m).

- Rognage de la roue : Cette opération consiste à réduire le diamètre de la roue tout en gardant la vitesse de rotation, pour cela il suffit de tracer une droite $H = \beta Q$ qui passe par l'origine et par le point désiré P_d , cette dernière coupera la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3(Q_3, H_3)$

D'après les lois de similitudes :

$$\frac{Q_d}{Q_3} = \frac{H_d}{H_3}$$

L'équation de la courbe d'iso-rendement sera :

$$H = \frac{H_d}{Q_d} Q$$

Le coefficient de rognage sera donné par la formule :

$$m = \left(\frac{Q_d}{Q_3}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_d}{H_3}\right)^{1/2}$$

Le diamètre sera :

$$D_3 = m \times D_1$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

D_1 : Diamètre de la roue avant le rognage

D_3 : Diamètre de la roue après le rognage.

V.6 Cavitation :

La cavitation est un phénomène de discontinuité qui se produit lorsque la pression absolue totale du fluide descend en dessous la pression de vapeur saturante pour une température donnée entraînant un changement de phase du fluide, l'implosion des bulles de gaz peuvent détériorer la pompe centrifuge, entraîner des vibrations anormales et une chute de débit pompé.

Afin d'éviter ce problème il est impératif que la pression absolue totale du fluide à l'aspiration soit largement supérieure à une certaine pression, d'où l'introduction du NPSH (Net positive suction head).

Le NPSH_d représente la limite la valeur de dépression qu'il est possible de créer pour élever une colonne d'eau sans qu'elle se vaporise.

Le NPSH_R est une dépression supplémentaire pour faire déplacer le liquide.

La condition de non cavitation est donnée par :

$$NPSH_d > NPSH_R + 0.5 m$$

Le NPSH_d est déterminé selon la formule suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_0 - P_t}{\rho g} + H_g - J_{asp}$$

Avec :

P₀ : Pression au point d'aspiration.

P_t : Pression de vapeur saturante.

J_{asp} : pertes de charge en aspiration

H_g : Hauteur géométrique, positive pour une aspiration en charge et négative pour une aspiration en dépression.

T°	0	10	15	20	25	30	35	40	45
P _v (m.c.e)	0.0611	0.1227	0.1404	0.2337	0.3166	0.4241	0.5622	0.7375	0.9582
$\frac{p}{\rho}$ Kg/dm ³	0.9998	0.9997	0.9992	0.9983	0.9971	0.9957	0.9940	0.9923	0.9902
T°	50	55	60	65	70	75	80	90	100
P _v (m.c.e)	1.2335	1.5741	1.9920	2.5010	3.1160	3.8550	4.7360	7.0110	10.133
$\frac{p}{\rho}$ Kg/dm ³	0.9880	0.9857	0.9832	0.9805	0.9777	0.9748	0.9716	0.9652	0.9581

Figure V.4 Tension de vapeur d'eau et densité de l'eau en fonction de la température



Figure V.5 Effets de la cavitation sur une roue

V.7 Motorisation :

La puissance délivrée par le moteur est tributaire de la puissance absorbée par la pompe, de ce fait le moteur doit avoir une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation.

Compte tenu de la possibilité d'automatisation, les moteurs les plus utilisés sont les moteurs électriques, particulièrement les moteurs asynchrones et ceci à cause de leur simplicité d'utilisation ainsi que leur robustesse.

V.8 Choix des pompes :

V.8.1. Tronçon SP06-SP16 :

Les caractéristiques de la conduite sont :

- Le débit refoulé est : $Q=458,45 \text{ m}^3/\text{h}$ (127.348 l/s)
- La hauteur géométrique est : $H_g=197.4 \text{ m}$
- La perte de charge totale : $J_{\text{tot}}=26.67 \text{ m}$
- La hauteur manométrique est : $H_{\text{mt}}=224.07\text{m}$
- $\text{NPSH}_d=8.984$

Compte tenu du débit trop important, investir sur une pompe refoulant un tel débit reviendrait trop cher, de ce fait le choix s'est porté sur deux pompes en

parallèles afin de diviser le débit en deux c'est-à-dire $Q=2 \times 63.674$ l/s, chaque pompe refoulera 63.674 l/s,

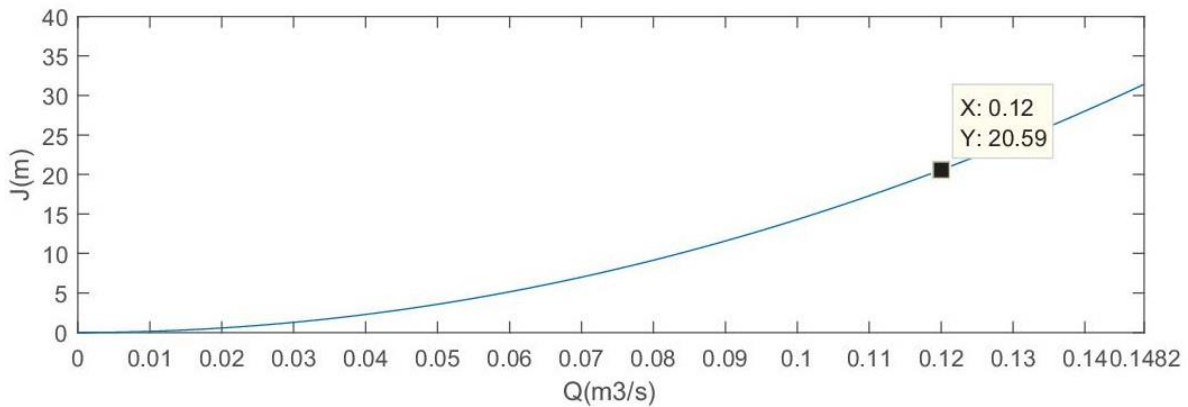


Figure V.6 Courbe du réseau SP06-SP16

D'après le logiciel Caprari la pompe la plus adaptée est la PML 125.

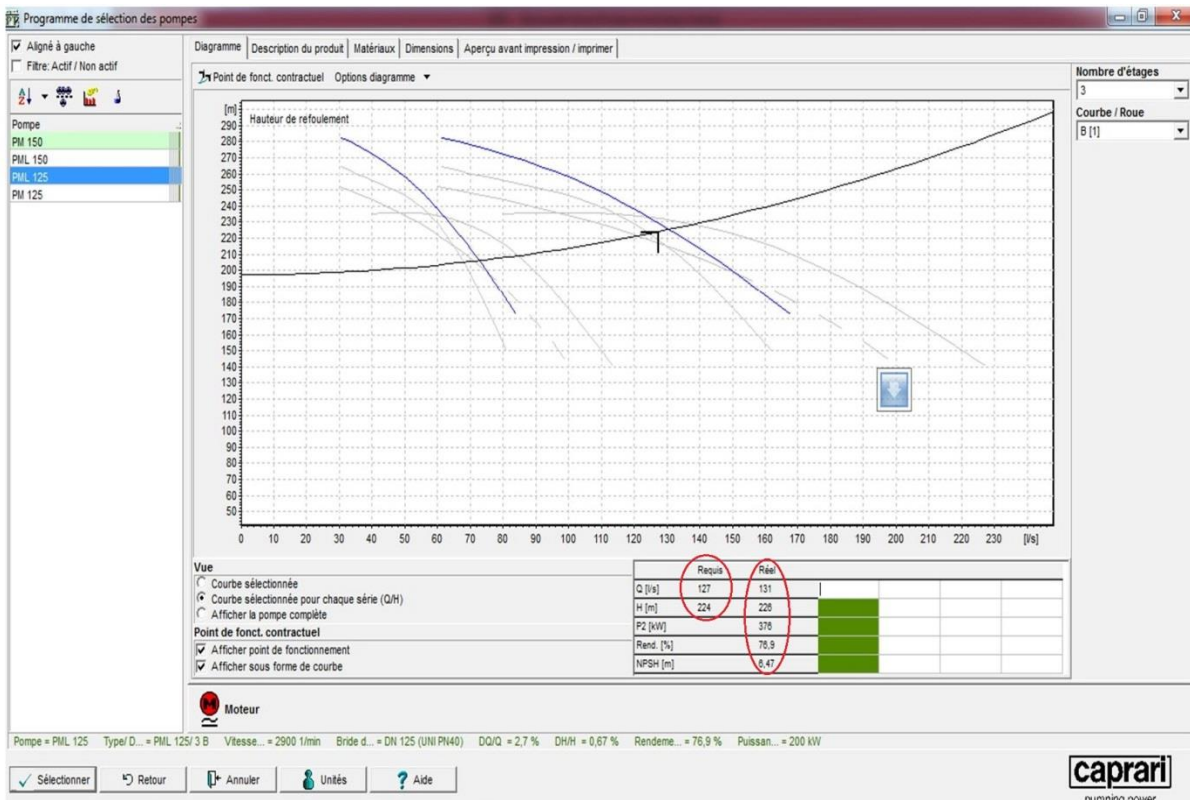


Figure V.7 Pompe PML125

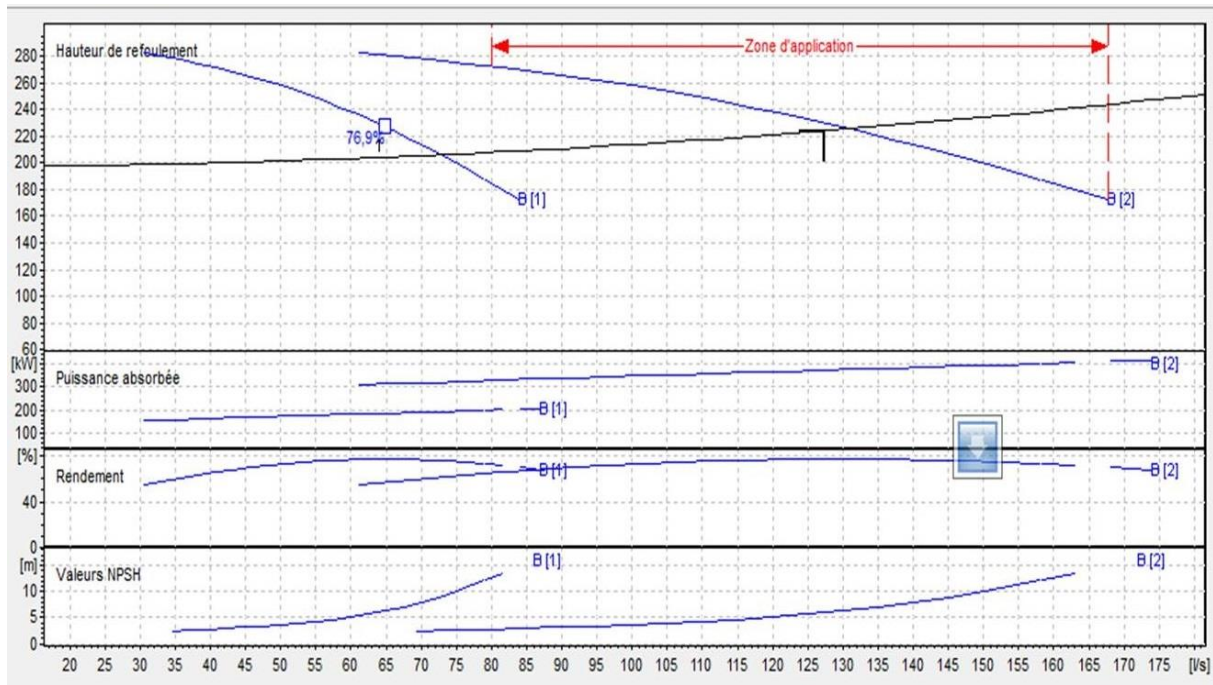


Figure V.8 Courbes caractéristiques de la pompe

Le débit de la pompe choisie étant légèrement supérieur au débit voulu, il sera procédé à un rognage des roues :

$$m = \left(\frac{Q_d}{Q_{réel}}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.986$$

Avec :

Q_d : le débit désiré.

$Q_{réel}$: le débit affiché sur Caprari.

Le nouveau diamètre sera :

$$D' = m \times D$$

$$D' = 0.986 \times 218 = 215\text{mm}$$

Le pourcentage de rognage :

$$P = 1 - m = 0.014$$

Soit : 1.4%

La condition de non cavitation est vérifiée :

$$NPSH_d > NPSH_r + 0.5$$

$$NPSH_d > 6.97\text{m} \quad (NPSH_r = 6.47\text{m})$$

Le nombre de collecteur est égale à 2

V.8.1.1. Caractéristiques du moteur :

Les caractéristiques du moteur choisi sont résumées dans le tableau suivant :

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Figure V.9 Caractéristiques du moteur (Caprari)

V.8.1.2. Equipements en amont :

- Le diamètre de la conduite d'aspiration sera calculé en fonction du diamètre de la tubulure d'aspiration :

$$D_a = (1.2 \text{ a } 1.5)d_a = 1.2 \times 250 = 300\text{mm}$$

Avec :

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration ...

d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration (250mm)

- La vitesse vaut :

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi D_a^2} = 0.91 \text{ m/s}$$

- La longueur de tronçon doit être supérieure à $2D_a$:

$$L_{tr} \geq 2D_a = 0.6\text{m}$$

V.8.1.3. Equipement en aval :

Le diamètre de refoulement D_r vaut 250 mm, la vitesse de refoulement sera égale à :

$$V_r = \frac{4 \times Q}{\pi D_r^2} = 1.3 \text{ m/s}$$

La longueur de la tubulure de refoulement doit être supérieure à $2D_r$

$$L_{ref} \geq 2D_r = 0.5m$$

V.8.2. Tronçon SP16-R1 :

V.8.2.1. Choix de la pompe :

Les caractéristiques de la conduite sont :

- Le débit refoulé est : $Q=458,45 \text{ m}^3/\text{h}$ (127.348 l/s)
- La hauteur géométrique est : $H_g=21 \text{ m}$
- La perte de charge totale : $J_{tot}=8.08\text{m}$
- La hauteur manométrique est : $Hmt=219.08\text{m}$
- $NPSH_d=8.984\text{m}$

Le choix s’est porté sur deux pompes en parallèles et une pompe de secours et ceci afin de diviser le débit en deux c’est-à-dire $Q=2 \times 63.674 \text{ l/s}$, chaque pompe refoulera 63.674 l/s

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désire, de ce fait aucune modification n’est nécessaire.

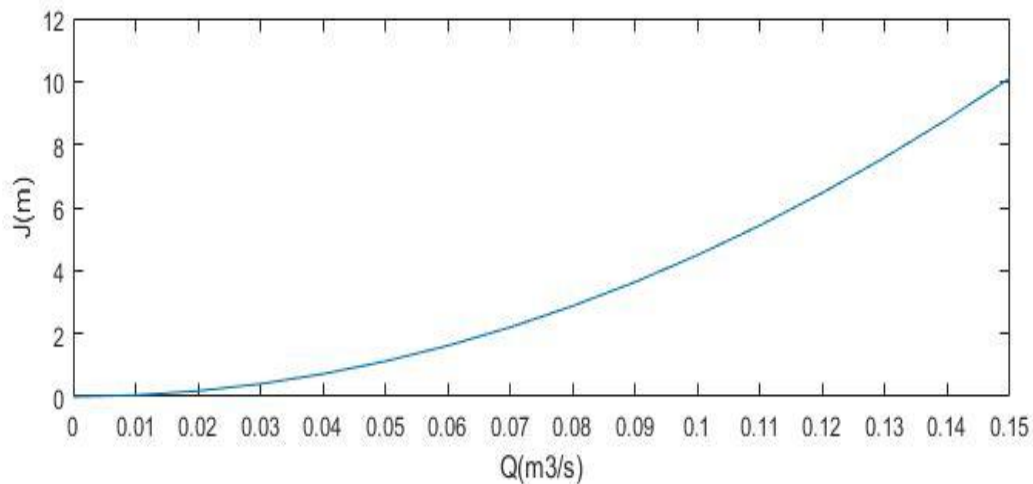


Figure V.10 Courbe du réseau SP16-R1

	Requis	Réel
Q [l/s]	127	127
H [m]	219	219
P2 [kW]	351	
Rend. [%]	77.9	
NPSH [m]	2.57	

Programme de sélection des pompes

Diagramme | Description du produit | Matériaux | Dimensions | Aperçu avant impression / imprimer

Point de fonct. contractuel Options diagramme

Hauteur de refoulement [m]

Q [l/s]

Vue

Courbe sélectionnée

Courbe sélectionnée pour chaque série (Q/H)

Afficher la pompe complète

Point de fonct. contractuel

Afficher point de fonctionnement

Afficher sous forme de courbe

Moteur

Pompe = PML 150 Type/D... = PML 150/10 B Vitesse... = 1450 1/min Bride d... = DN 150 (UNI PN140) DQ/Q = 0,00061 % DN/H = 0 % Rendeme... = 77,9 % Puissan... = 200 kW

Figure V.11 Pompe PML150

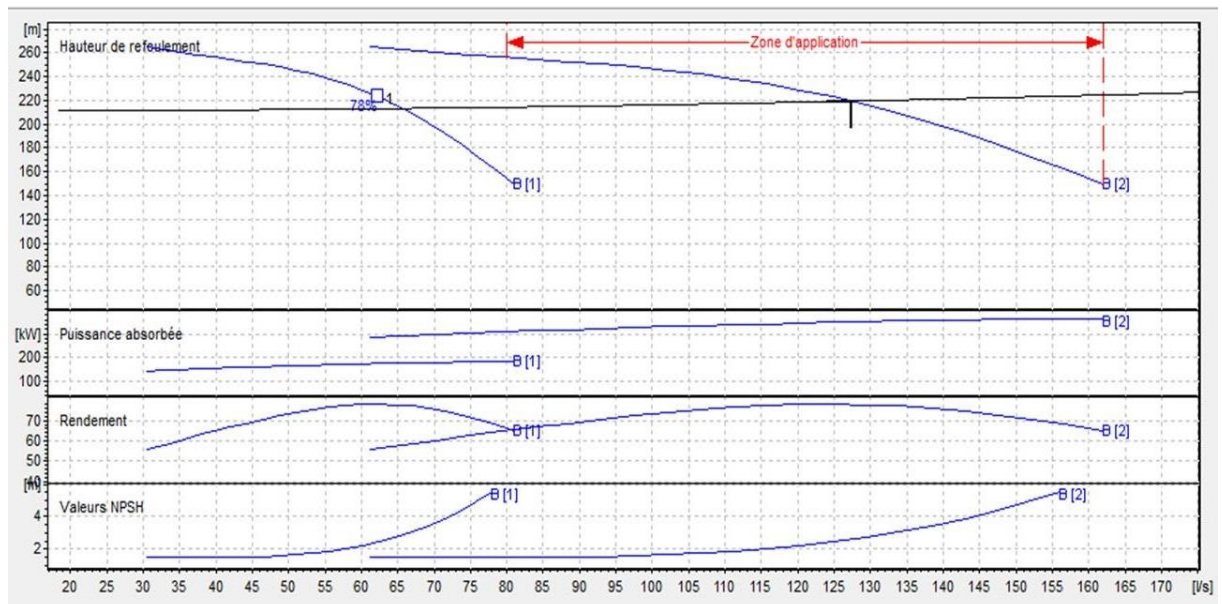


Figure V.12 Courbes caractéristique de la pompe PML150

Caractéristiques de la pompe	
Débit	63,7 l/s
Hauteur de refoulement	219 m
Puissance absorbée	175 kW
Rendement	77,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	320 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)

Figure V.13 Caractéristique de la pompe PML150

V.8.2.2. Caractéristiques du moteur :

Les caractéristiques du moteur sont résumées dans le tableau suivant :

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Figure V.14 Caractéristique du moteur de la pompe PML150

La condition de non cavitation est vérifiée :

$$NPSH_d > NPSH_r + 0.5$$

$$NPSH_d > 3.07 \text{ m (} NPSH_r = 2.57 \text{ m)}$$

V.8.2.3. Equipement en amont :

- Le diamètre de la conduite d'aspiration sera calculé en fonction du diamètre de la tubulure d'aspiration :

$$D_a = (1.2 \text{ à } 1.5) d_a = 1.2 \times 250 = 300 \text{ mm}$$

Avec :

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration.

d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration (250 mm)

- La vitesse vaut :

$$V_a = \frac{4 \times Q}{\pi D_a^2} = 0.91 \text{ m/s}$$

- La longueur de tronçon doit être supérieure à $2D_a$:

$$L_{tr} \geq 2D_a = 0.6 \text{ m}$$

V.8.2.4. Equipement en aval :

Le diamètre de refoulement D_r vaut 250 mm, la vitesse de refoulement sera égale à :

$$V_r = \frac{4 \times Q}{\pi D_r^2} = 1.3 \text{ m/s}$$

La longueur de la tubulure de refoulement doit être supérieure à $2D_r$:

$$L_{ref} \geq 2D_r = 0.5 \text{ m}$$

V.9 Disposition type de l'usine élévatoire :**V.9.1. Introduction :**

Une fois le site d'implantation choisie et ceci en fonction des contraintes du projet, il reste à déterminer l'aménagement de la station de pompage, en général une station de pompage regroupe sous le même bâtiment cinq principaux éléments :

- Une bache d'aspiration aussi appelé salle d'arrivée d'eau.
- Une salle des machines.
- Une salle d'équipement électrique.
- Des annexes (magasin, atelier, bureaux...)

Chaque cas nécessite une étude détaillée afin d'assurer la meilleure disposition possible des éléments cités plus haut ajoutons à cela que le bâtiment doit être de construction durable à murs épais

V.9.1.1. Bache d'arrivée :

La bache d'arrivée recevra l'eau d'une source tierce, elle ne doit avoir aucune communication avec la salle des machines, de ce fait l'accès à cette dernière se fera toujours de l'extérieur, la bache sera aérée tout en évitant l'introduction de poussières ou d'animaux, elle devra aussi être munie d'un trop-plein.

Dans le cas de la station de pompage implanté, le volume retenu sera :

$$V_{b.a} = Q_p \times t$$

Avec :

Q_p : débit pompé (m^3/h)

t : temps nécessaire pour que la pompe ne se désamorce pas (h).

D'après le catalogues des pompes dans la section limites opérationnelles, on remarque un démarrages / h max égalant 5 de ce fait on prendra un $t=1/5$ h

On obtient un volume :

$$V_{b.a} = 91.69 m^3 \approx 100m^3$$

V.9.1.2. Salle des machines :

La salle des machines devra dans la mesure du possible être à proximité de la bache, son dimensionnement dépendra de l'encombrement des pompes ainsi que par les canalisations et les pièces de raccords.

Dans les installations de moyenne et petite importance, les canalisations sont posées en caniveaux facilement accessibles. Les pompes quant à elles sont placées à un niveau de sorte que leur amorçage soit facile.

Dans une partie bien dégagée de la salle, on disposera le tableau de commande regroupant la commande des groupes et les indicateurs.

V.9.1.3. Salle d'équipement électrique :

Elle est accolée à la salle des machines, elle comportera une salle H.T et une salle B.T.

La salle H.T renfermera, sa puissance sera fonction de la puissance absorbée par les moteurs, afin d'assurer le fonctionnement des équipements auxiliaire il sera installé un second transformateur dont la puissance sera égale à 15% du transformateur principal.

La salle B.T sera derrière le tableau de commande, elle contiendra les armoires ainsi que les relais nécessaires à la commande et la protection des moteurs.

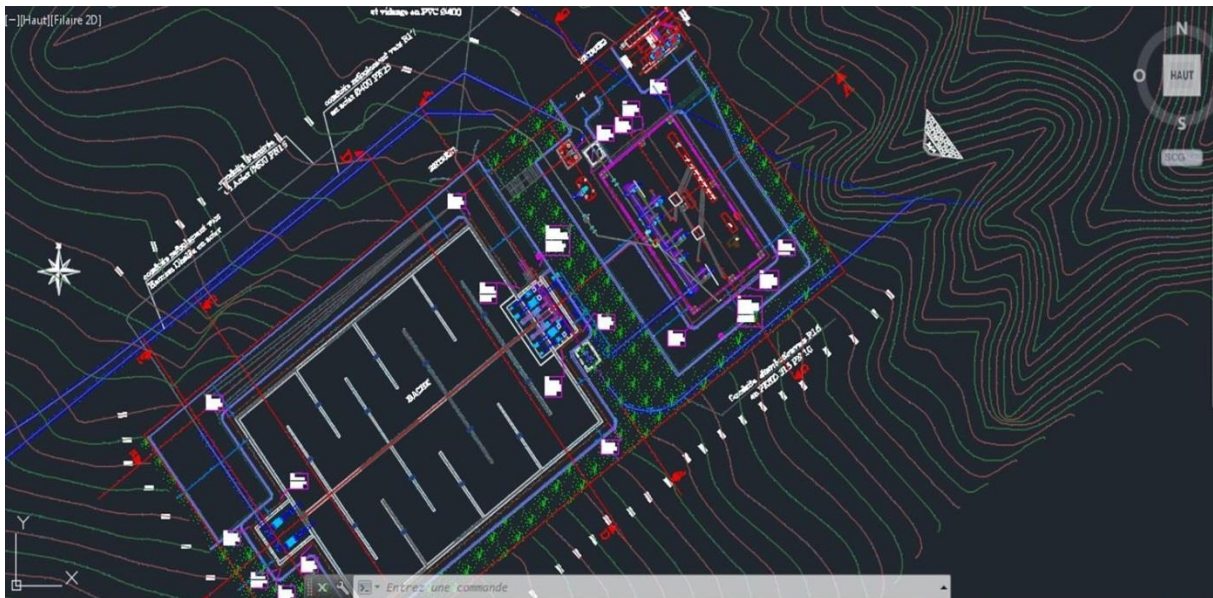


Figure V.15 Aménagement de la station SP06 après ajout des nouvelles pompes

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, on a pu déterminer les caractéristiques des pompes qui correspondent au mieux aux contraintes des projets, compte tenu du débit trop important, les pompes sont installées en parallèles, dans la première partie (SP6-SP16) le choix s'est porté sur la pompe PML125 et ceci avec rognage de la roue,

dans la seconde partie (SP16-R1) le choix s'est porté sur la pompe PML150 et ceci sans aucune modification.

Chapitre VI :
Pose et protections des
canalisations

Chapitre VI : Pose et protections des canalisations :**Introduction :**

Les conduites d'adduction sont constamment exposées à des dangers de destruction et de dégradation dépendant des conditions d'utilisation et du temps, notamment l'accumulation de l'air dans les conduites, les surpressions ou les chutes de pression, l'action des contraintes externes exercées sur les conduites, la nature du sol.

Afin d'assurer une longévité convenable des conduites et des installations ; des mesures de protection doivent être adoptées. Ce chapitre comportera les principales mesures sécuritaires à adopter pour protéger les canalisations.

VI.1 Protection contre la corrosion externe :

La corrosion externe est caractérisée par une atteinte du métal dû à des facteurs extérieurs le plus souvent liés à la nature du sol et aux installations électriques avoisinantes, on compte donc ; la corrosion par formation de pile

VI.1.1. La corrosion par formation de pile :

Ce type de corrosion aussi appelé corrosion galvanique se produit suite à la différence de potentiel entre les composants du sol et du matériau utilisé pour la conduite. En effet le sol constitue un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins importante, ceci est principalement dû aux différentes concentrations de gaz dissous et de sels formant des piles dont la conduite représente le circuit extérieur, s'en suit la naissance d'un courant galvanique qui attaque les zones anodiques.

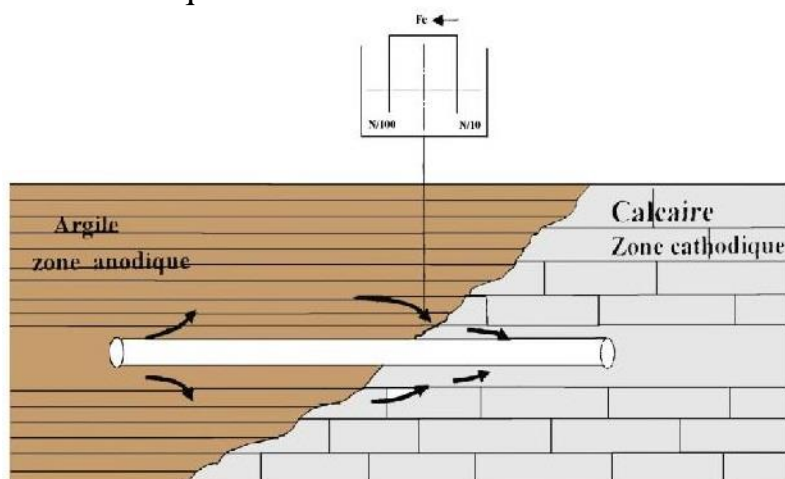


Figure VI. 1 Corrosion par formation de piles selon la nature du sol

VI.1.2. La corrosion par influence d'une source électrique voisine :

Cette corrosion résulte de courants dits vagabonds, ces courants sont issus des installations électriques voisines. Dans la pratique on procède à l'évaluation de la résistivité du sol traversé par la conduite pour déterminer les dangers de corrosion ; une grande résistivité implique une faible conductivité, le courant vagabond se verra freiné.

VI.2 Protection cathodique :

Une bonne protection cathodique des conduites en acier implique d'utiliser un revêtement isolant de ces dernières avant toute pose, cependant ce revêtement avec le temps risque de ne plus remplir sa tâche, il serait donc judicieux de prévoir une protection cathodique de la conduite, cette protection consiste à transformer les conduites en zone cathodique.

Les principaux dispositifs de protection cathodique utilisés sont l'anode réactive et le soutirage de courant.

VI.2.1. Protection cathodique par anode réactive :

Cette opération consiste à transformer la conduite en une cathode (siège de la réduction) et ceci en introduisant des éléments ayant un potentiel électrochimique plus bas que celui des alliages en fer, ces éléments joueront le rôle d'anode (siège de l'oxydation). Dans la pratique, les anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 kg disposés dans le sol à 3m de la conduite reliée à cette dernière par un câble isolé. Les anodes sont entourées par une bouillie d'argile colloïdale afin d'assurer une humidité favorable.

Le nombre d'anode à prévoir est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{Si}{I}$$

Avec :

n : nombre d'anodes.

i : densité de courant (mA/m²) de l'ordre de 1 à 5 mA/m² pour les réseaux neufs ou en bon état avec vannes et accessoires mal isolés .

I : courant probable de l'anode mA

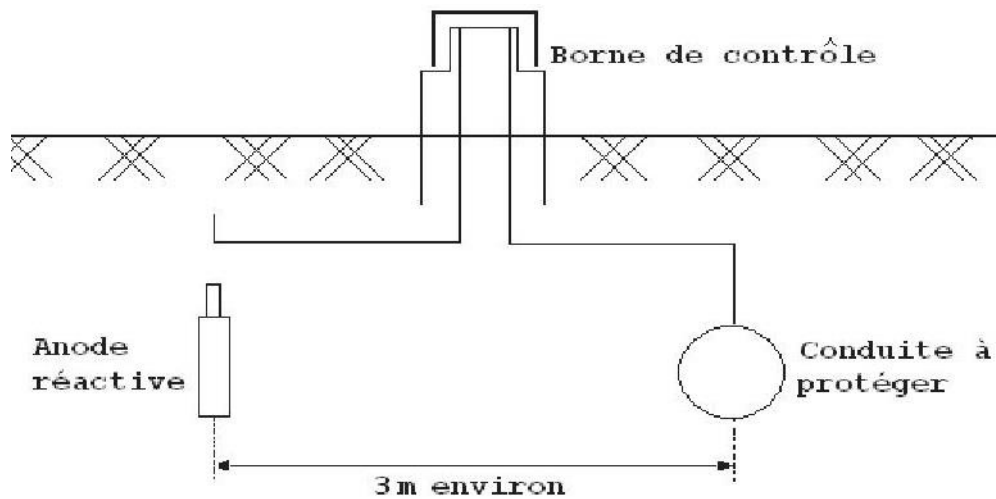


Figure VI.2 Protection par anodes réactives

Cette protection convient généralement aux conduites à petit diamètre sur des tronçons courts.

VI.2.2. Protection cathodique par soutirage de courant :

Cette méthode consiste à relier la conduite à une borne négative d’une source électrique de courant continu, la borne positive quant à elle sera reliée à une prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés (chaîne d’anodes) dans un milieu humide espacés de la conduite d’une centaine de mètres. Ce dispositif permet de protéger les conduites contre tout courant vagabond, il conduit cependant à une oxydation excessive, en effet 1 A/an détruit environ 9kg de fer, pour y remédier les rails enterrés peuvent être remplacés par des anodes en graphite dont la consommation par ampère/anest de 0.2kg

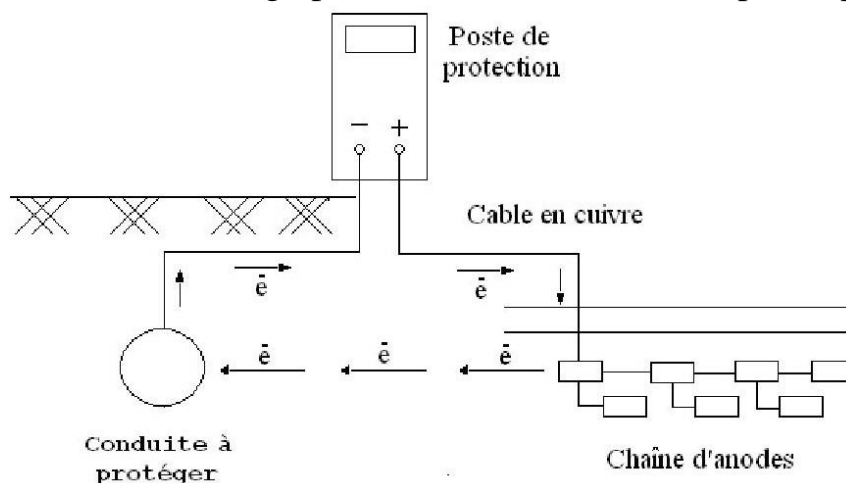


Figure VI.3 Protection cathodique par soutirage de courant

Cette méthode est plus adaptée dans le cas des canalisations en acier, les canalisations en acier avec des joints soudés se prêteront plus facilement à cette protection.

Compte tenu du diamètre de la conduite et de l'importance de la longueur du tracé la protection utilisée sera la protection par soutirage de courant.

VI.3 La corrosion interne :

La corrosion interne dépend de l'agressivité de l'eau, elle est liée à la nature de l'eau transporté et dépend de paramètres physico-chimiques notamment le ph, la teneur en carbonate et bicarbonate, la minéralisation de l'eau et la vitesse d'écoulement.

En vue de remédier aux inconvénients cités plus haut, un revêtement intérieur très soigné est préconisé, les faibles vitesses sont à éviter et l'air doit être évacué par des ventouse.

VI.4 Protection contre les coups de bélier :

VI.4.1. Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène ondulatoire provoqué par une variation importante de la vitesse d'écoulement plus précisément par un changement du régime d'écoulement, dans la pratique un coup de bélier se produit lors d'un arrêt inopiné d'un ou plusieurs groupe électropompes ou au cours du démarrage, il peut aussi se produire lors d'une fermeture trop rapide d'une vanne ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

Ce phénomène de surpression\dépression peut atteindre des valeurs très élevés et entraîner ainsi la rupture des tuyaux.

VI.4.2. Causes du phénomène :

Les coupes de bélier sont causées par la variation du régime d'écoulement, cette variation peut être causée par :

- Fermeture rapide du robinet vanne.
- Arrêt brutal de la pompe.
- Modification de la vitesse de la pompe.

VI.4.3. Conséquences du phénomène :

Les conséquences du phénomène du coup de bélier peuvent compromettre l'état de service des installations ; notamment :

- Une détérioration des joints rendant ainsi la conduite non étanche.

- Une détérioration du revêtement intérieur.
- Rupture de la conduite, éclatement dans le cas d'une surpression et écrasement dans le cas d'une dépression.

VI.5 Protections contre le coup de bélier :

Afin d'assurer une longévité convenable des installations et un état de service permanent des dispositifs de protection contre les coups de bélier sont mis en place :

- Volant d'inertie.
- Soupape de décharge.
- Ventouse.
- Cheminée d'équilibre.
- Réservoir d'air.

VI.5.1. Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est un système permettant de stocker l'énergie cinétique pour la restituer par la suite, il permet d'assurer l'alimentation de la veine liquide après l'arrêt du moteur, il est calé sur l'arbre du moteur, il accumule ainsi l'énergie cinétique lors de la marche normale pour la restituer au moment de la disjonction.

Plus le volant d'inertie est imposant, plus le moteur ne doit être puissant afin de vaincre l'inertie au démarrage.

VI.5.2. Soupape de décharge :

La soupape de décharge est un élément mécanique qui fait intervenir un ressort à boudin, au cours d'une utilisation normale, ce ressort obture un orifice placé sur la conduite, lorsqu'une surpression se produit, la soupape s'ouvre et absorbe l'énergie excédante, la soupape ne s'ouvre que si la surpression dépasse d'environ 5% la pression normal d'utilisation.

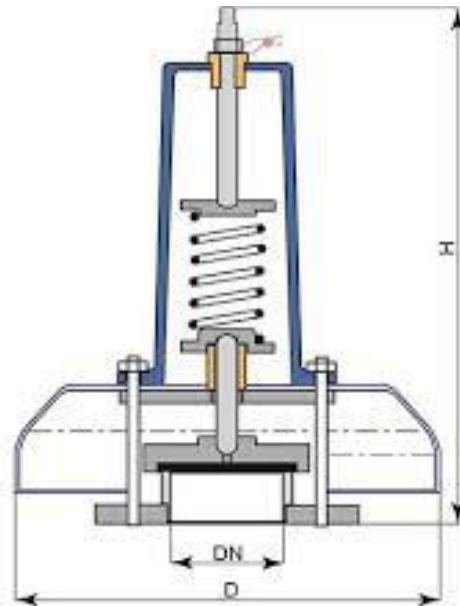


Figure VI.4 Schéma d'une soupape de décharge

VI.5.3. Les ventouses :

Les ventouses permettent d'évacuer l'air présent dans la conduite ou de faire entrer l'air dans la conduite lors de la vidange.



Figure VI.5 Ventouse

VI.5.4. Réservoir d'air :

C'est un réservoir métallique contenant une réserve d'eau sous pression, ce réservoir est raccordé au refoulement à l'aval du clapet, lors de la disjonction le clapet se referme et une partie de l'eau contenue dans la cloche est chassée, lors d'une surpression une partie de l'énergie de l'eau est dissipé grâce au passage de l'eau au travers d'un organe d'étranglement, le niveau de l'eau dans la cloche augmente.

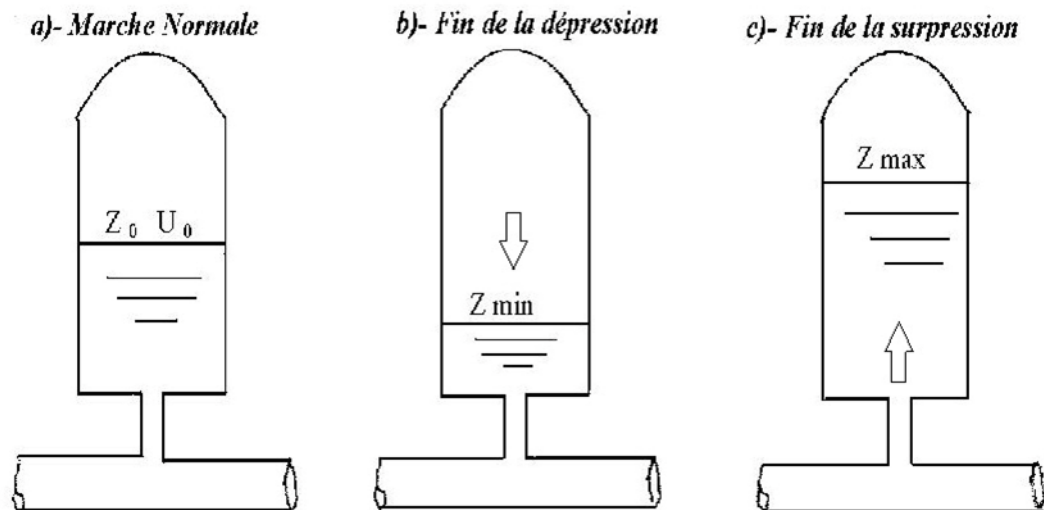


Figure VI.6 Schéma de fonctionnement d'un réservoir d'air

VI.5.5. Cheminée d'équilibre :

La cheminée d'équilibre est un réservoir à l'air libre, elle joue le même rôle qu'un réservoir d'air sous pression, les cheminées d'équilibre sont rarement utilisées à la station même, ceci est principalement à l'importance des ouvrages, en effet pour des hauteurs de refoulement moyennes des cheminées d'équilibre imposantes sont nécessaires. La cheminée d'équilibre ne nécessite aucun entretien.

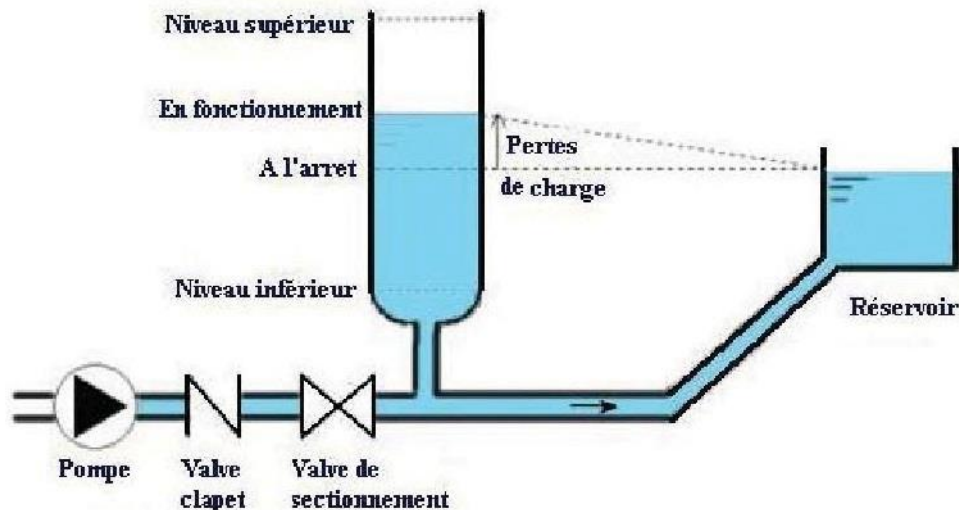


Figure VI.7 Schéma d'une cheminée d'équilibre

VI.6 Etude du coup de bélier :

Cette étude consiste à déterminer les valeurs de surpression et dépression dans les conduites de refoulement et veiller à ce que ces dernières ne dépassent pas la valeur de pression de service admissible.

VI.6.1. La célérité de l'onde :

La célérité de l'onde est la vitesse de propagation de cette dernière dans le milieu considéré en l'occurrence l'eau, la formule utilisée est celle d'Allievi :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite m.

E : épaisseur de la conduite m.

K : coefficient dépendant du matériau utilisé dans le cas de l'acier 0.5

VI.6.2. Estimation du coup de bélier :

La valeur numérique du coup de bélier dépend du temps de fermeture de la vanne t , ce dernier est proportionnelle à la longueur de la conduite et à la célérité de l'onde .

Si : $t < \frac{2L}{\alpha}$ (fermeture brusque), le coup de bélier sera calculé par la formule :

$$B = \frac{\alpha V_0}{g}$$

Si : $t \geq \frac{2L}{\alpha}$, le coup de bélier est moins important et sera calculé par la formule de Michaud :

$$b = \frac{2LV_0}{gt}$$

Pour les conduites par refoulement le temps mis par la pompe pour s'arrêter devrait être supérieur à $\frac{2L}{\alpha}$

La valeur maximale de la pression dans la conduite sera donnée par :

$$H_0 + B \text{ m}$$

La valeur minimale de la pression dans la conduite sera donnée par :

$$H_0 - B \text{ m}$$

Avec :

H_0 : la pression avant l'apparition du coup de bélier m

B : valeur numérique de la coupe de bélier m

Les valeurs max et min de la pression ont lieu soit au niveau de la pompe soit au niveau du robinet.

Afin d'estimer la valeur du coup de bélier dans le cas le plus défavorable, le calcul se limitera au cas d'une fermeture brusque pour un temps de fermeture

$$t < \frac{2L}{\alpha} .$$

VI 6.3. Vérification du coup de bélier :

La formule utilisée pour déterminer la célérité de l'onde et celle d'Allievi avec :

$K_{\text{fonte}}=1$ dans le cas du refoulement.

Tableau VI.1 Valeur de la surpression et dépression des différents tronçons

tronçon	SP06-SP16	SP16-R1	R1-R2	R1-R3
Di(mm)	400	400	250	200
e(mm)	23,7	23,7	10,4	9,6
V(m/s)	1,01	1,01	1,42	1,14
a(m/s)	1314,3	1314,3	290,54	312,1
L(m)	12380	3890	9000	5000
Hg(m)	197,4	211	198	159,1
H	224,07	219,08	198	159,1
Hsurp(m)	359,39	354,70	240,06	195,37
Hdep(m)	88,75	84,06	155,94	122,83
PN	25	25	25	25

Les valeurs de surpression dépassent les seuils tolérés par les conduites de ce fait, des mécanismes de protection contre les coups de bélier s'imposent.

VI.6.4 Dispositifs de protection anti- bélier :

VI.6.4.1. Principe de calcul :

VI.6.4.1.1. Tronçon SP06-SP16 :

Comme il s'agit d'une installation relativement moyenne le dimensionnement des réservoirs d'air se fera en ayant recours à l'abaque de M.Vibert

Calcul simplifié :

La valeur maximale du coup de bélier a été estimée à :

$$\Delta h = \frac{\alpha V_0}{g} = 134.49m$$

De ce fait la pression maximale au moment du retour de l'onde a été estimée à :

$$H_{surp} = 332.71m$$

La pression admissible est : $P_{adm} = 250m$

$$Z_0 = 224.07m$$

$$Z_{max\ admissible} = 250m$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{250}{224.07} = 1.12$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{(1.01)^2}{2 \times 9.81} = 0.052$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 2,28 \times 10^{-4}$$

Le volume d'air en marche normale sera :

$$\frac{U_0}{L.S} = 3.10^{-2}$$

$$U_0 = 62\ m^3$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.895$$

On aura :

$$Z_{min} = Z_0 \cdot 0.82 = 224.07 \times 0.895 = 200.54m$$

On constate l'absence de cavitation.

VI.6.4.1.2. Tronçon SP16-R1 :

Afin de s'assurer qu'il n'y ait pas de cavitation on s'imposera $Z_{min} = 212m$

Comme : $Z_0 = 219.38\ m$

On obtient :

$$\frac{U_0}{L.S} = 3.10^{-1}$$

D'où :

$$U_0 = 151.7m^3$$

On obtient un

$$Z_{\max adm} = Z_0 \times 1.03 = 225.95m$$

$Z_{\max adm}$ Étant inférieur à 250 m (PN25), le dispositif est de ce fait retenu.

VI.6.4.1.3. Tronçon R1-R2 :

Afin de protéger ce tronçon contre un éventuel coup de bélier qui sera dû à une fermeture trop rapide de la vanne il serait judicieux d'incorporer une vanne motorisée avec un temps de manœuvre calculé afin de minimiser la valeur du coup de bélier.

Le temps de fermeture de la vanne devra être :

$$t > \frac{2L}{a}$$

$$t > 51.33s$$

Le coup de bélier aura pour valeur :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (Michaud)$$

$$b = \frac{3064.22}{t}$$

Pour une fermeture de 160s on obtient une surpression de :

$$b = 19.1m$$

VI.6.4.1.4. Tronçon R1-R3 :

Le temps de fermeture de la vanne devra être :

$$t > \frac{2L}{a}$$

$$t > 28.47s$$

Le coup de bélier aura pour valeur :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} \quad (Michaud)$$

$$b = \frac{1734.12}{t}$$

Pour une fermeture de 160s on obtient une surpression de :

$$b = 10.89m$$

Conclusion :

A la fin e cette partie un ensemble de dispositifs ont été élaboré afin de protéger les canalisations contre les coups de bélier, le tableau suivant résume la valeur des réservoirs d'air.

tronçon	SP06-SP16	SP16-R1	R1-R2	R1-R3
Di(mm)	400	400	250	200
e(mm)	23,7	23,7	10,4	9,6
V(m/s)	1,01	1,01	1,42	1,14
a(m/s)	1314,3	1314,3	290,54	312,1
L(m)	12380	3890	9000	5000
Hg(m)	197,4	211	198	159,1
H	224,07	219,08	198	159,1
Hsurp(m)	359,39	354,70	240,06	195,37
Hdep(m)	88,75	84,06	155,94	122,83
PN	25	25	25	25
U ₀ (m ³)	62	151.7	-	-

VI.6.5 Introduction :

Le transport, le stockage et la pose des canalisations doivent obéir à certaines règles et ceci afin d'assurer d'une part la sécurité des ouvriers et d'autre part une longévité optimale des installations ; En effet certains matériaux sont plus sensibles aux chocs que d'autres et nécessitent donc des mesures particulières lors du transport ou encore lors de leur pose.

VI.6.6. Pose des conduites :

Selon les contraintes imposées par le relief, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation, sur un ouvrage d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin.

Compte tenu de la nature du relief, la pose en terre a été choisie.

La pose en terre s'effectue dans des tranchées ayants une largeur suffisante afin d'assurer la mobilité des ouvriers, au niveau des joints des niches sont disposées pour faciliter le travail de jointure.

Le lit de pose doit impérativement être purgé des pierres, la profondeur du tranché de sorte qu'il y'ait une distance suffisamment sécurisante entre la génératrice supérieure et le sol, cette distance varie entre 0.6 à 1.2 m

Le fond de la fouille doit être recouvert d'un lit de pose ayant une épaisseur variant entre 0.15 à 0.20 m, le lit de pose peut être constitué selon la nature du sol par du gravier, dans les terres ordinaires, par de la pierre cassée à l'anneau de 5 cm pour des formations imperméables ou d'un lit en béton dans les parties rocheuses.

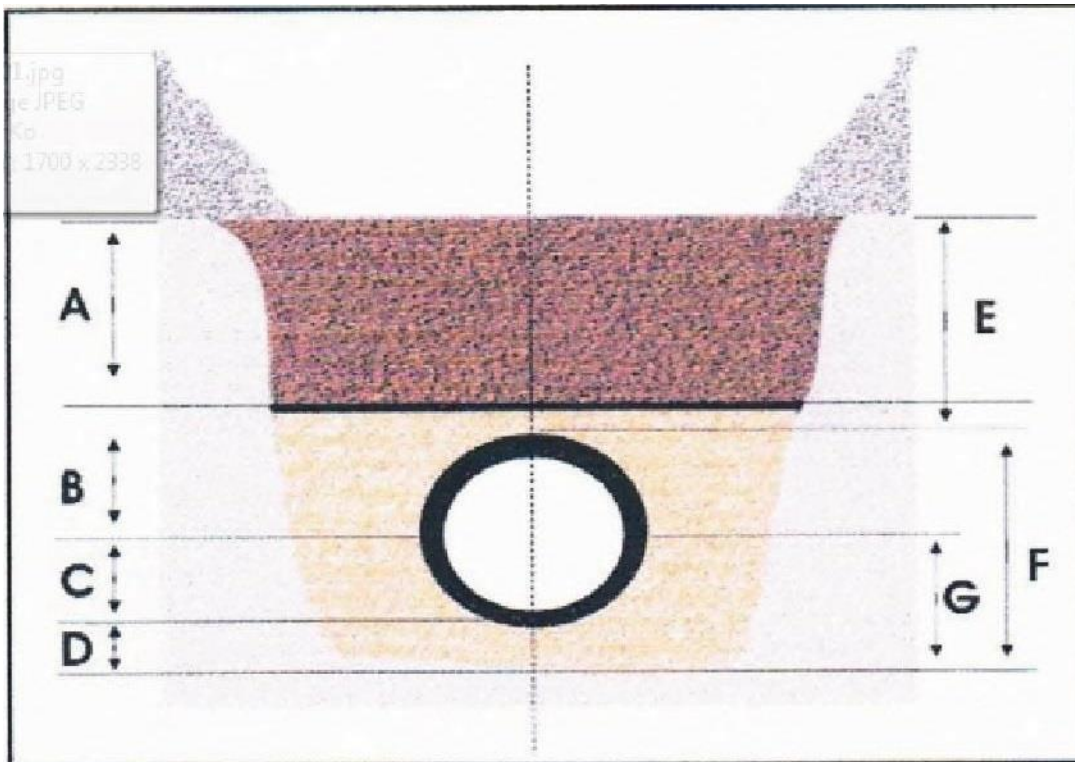


Figure VI.8 Pose en terre d'une canalisation

VI.6.6.1. Dispositions de pose :

Avant toute pose les conduites doivent soigneusement être vérifiées, chaque tuyau est vérifié pour enlever les tuyaux ayant subits des chocs, ils sont aussi débarrassés de tout corps étranger et descendu lentement au palan ou à la grue au fond de la fouille, afin d'assurer le même niveau, les conduites sont calées sur bois puis les joints sont exécutés.

S'ensuit l'essai des joints, les conduites sont calées par des cavaliers en terre disposés au-dessus d'elles et entre les joints, les conduites sont remplies d'eau, la pression d'essai vaut 150% de la pression de service. Le remplissage s'effectue par la partie basse afin d'évacuer l'air.

Une fois l'essai hydrostatique effectué, la tranchée est remblayée par couches successives bien tassées, le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

Le tableau suivant donne les épaisseurs des différentes couches ainsi que les matériaux utilisés :

Tableau VI.2 Hauteurs des couches

Couche	Matériau	Hauteur de remblais
Lit de pose	sable 0,1 à 5 mm	Couche de 10 cm
Assise	sable 0,1 à 5 mm	jusqu'à l'axe du tube
Remblais de protection	sable 0,1 à 5 mm	10 cm au-dessus de la génératrice sup
Remblais supérieur	réutilisation des déblais	jusqu'à la surface

VI.6.6.2. Stabilisation de la conduite :

Les conduites lors de changement de direction subissent des poussés qui peuvent entraîner des déboitements, particulièrement aux niveaux des joints.

Afin de protéger les conduites contre tout déboitement, il y'a lieu d'aménager des butées en béton, on distingue :

- Butée sur coude horizontal : La pression utilisée sera lue sur le profil piézométrique et majorée de 50%, dans la pratique il a été constaté que la valeur de la poussée Q trouvée en appliquant le théorème de la quantité de mouvement varie peu de celle obtenu en considérant l'eau immobile. Si on isole le coude en remplaçant par des forces F et F', les actions exercées par la conduite sont :

$$F = F' = P \frac{\pi D^2}{4} \times 10^4 \text{ daN}$$

Les deux forces donneront la poussée Q :

$$Q = 2F \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

La résultante de la poussée Q et du poids P du massif doit passer par le 1/3 central de base.

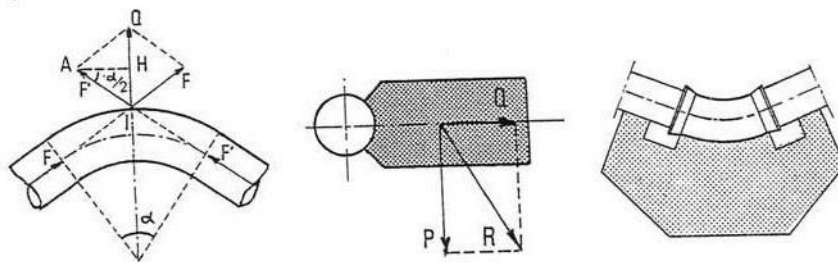


Figure VI.9 Butée sur coude horizontal

- Butée sur coude vertical : le raisonnement reste le même que dans le cas précédent ; quand la poussée s'exerce vers le haut, il faut vérifier que le poids du massif et de la conduite avec l'eau, composée avec l'eau donnent une résultante admissible.

Quand la poussée s'exerce vers le bas, il faut vérifier que la contrainte exercée par le massif sur le sol reste acceptable.

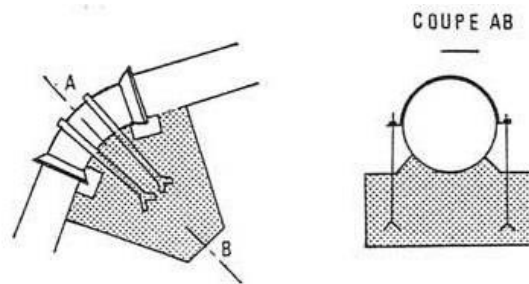


Figure VI.10 Butée sur coude vertical

- Butée sur branchement : Lorsqu'une conduite de diamètre D vient se raccorder sur la conduite principale, il y'a lieu de caler le té de raccordement afin d'éviter son déboitement.

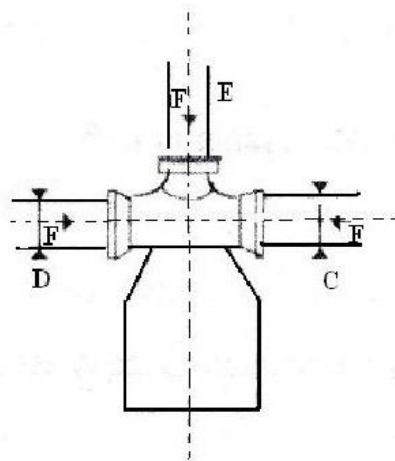


Figure VI.11 Butée sur branchement

- Butée sur cône : lors d'un changement de sections, les forces différentes, la poussée résultante aura tendance à déboîter le joint, afin d'y remédier, les flancs du cône sont butés avec des massifs en béton.

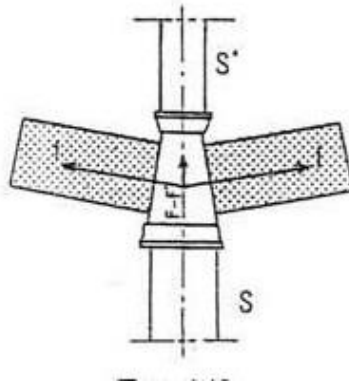


Figure VI.12 Butée sur un cône

VI.7 Désinfection des conduites :

A la fin des travaux et avant toute mise en service, les conduites doivent être désinfectées, la désinfection peut s'effectuer au chlore ou au permanganate de potasse.

La désinfection au chlore nécessite la présence d'un chimiste afin de s'assurer qu'une dose suffisante atteigne l'extrémité, chose qui n'est pas nécessaire en utilisant le permanganate de potasse reconnaissable à sa couleur rouge violacé, suite à cela, on procède au rinçage du réseau à l'eau claire.

Conclusion :

Ce chapitre a permis de tracer les grandes lignes quant à la pose des conduites in situ ainsi que leur désinfection, compte tenu de la nature du sol et du relief la pose en terre a été choisie.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Dans ce mémoire de fin d'étude la majorité des points structurant l'étude d'un projet d'adduction de la commune de Hamma Dalaa de la wilaya de M'Sila ont été abordés.

Suite au déficit constaté dans la commune de Hammam Dalaa, un renforcement est nécessaire, l'eau disponible provient principalement de la station de traitement de Tilesdit, cette dernière est alimenté par le barrage de Bechloul de la wilaya de Bouira, le débit alloué est de 100l/s totalisant un débit journalier de 9169m³/j à l'horizon 2048.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau nous avons projeté une station de pompage SP16 avec un débit de pompage de 458.45m³/h débitant vers un réservoir R1 d'une capacité de 2000m³ alimentant deux autres réservoirs R2 et R3 de capacité respectives 1300m³ et 800m³.

En ce qui concerne le dimensionnement des conduites d'adduction, les diamètres économiques et avantageux ont été retenus et sont les suivants :

DSP06-SP16=400mm, DSP16-R1=400mm ; DR1-R2=250mm et DR1-R3=200mm.

Le choix des pompes a été fait en tenant compte d'un logiciel et de certaines courbes tracées à l'aide de Matlab, une installation en parallèle des popes est préconisée, le choix des pompes s'est porté sur :

Deux pompes en parallèles PML125 pour le tronçon SP06-SP16 avec une pompe de secours et deux pompes en parallèles PML150 pour le tronçon SP06-R1 avec une pompe de secours.

Suite aux vérifications liées aux coups de bélier deux réservoirs d'air ont été implantés de capacités respectives 62m³ et 151m³.

Ce modeste travail m'a permis de mettre en pratique ce que j'ai appris durant mon cursus, j'espère qu'il servira à d'autres personnes