

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de renforcement et securisation de l'alimentation en eau potable de la ville de Medea (w. Medea).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0029-13

APA Citation (توثيق APA):

Ettouhari, Aicha (2013). Etude de renforcement et securisation de l'alimentation en eau potable de la ville de Medea (w. Medea)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE RENFORCEMENT ET
SECURISATION DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE MEDEA (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^{elle} ETTOUHARI AICHA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r B .SALAH	Professeur	Président
M ^r M.S BENHAFID	M A.A	Examineur
M ^{me} W.MOKRANE	M A.A	Examineur
M ^r A.HACHEMI	M A.A	Examineur
M ^r M. BOUZIANE	M A.B	Examineur
M ^{me} S.BERBECHÉ	M A.A	Promotrice

Septembre – 2013

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

À ma très chère mère : Fatiha à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

Et mon père : Mohamed.

À ma grande mère et mon grand père que Dieu les protège

À mes très chères amies : FATMA, Khadîdja, Sabrina, Hanane.

En un mot, à toute ma famille et tous ceux qui me sont chers.

A.ETTOUHARI - 2013 ✍



Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que de bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :

A ma très chère mère pour la compréhension et les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice Madame BERBECHÉ SABAH pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Toute la gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Grands mercis à vous tous.

Résumé

La présente étude a pour objet d'étudier le réseau de renforcement de la ville de Médéa au moyen des conduites de refoulement et gravitaires à partir du barrage Ghrib. Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dont lesquelles devra être établie notre adduction mixte (refoulement-gravitaire) du point de vue technico-économique. Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable. Dans les conduites de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons alors les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction. Nous nous étalerons, par la suite sur un moyen de protection des conduites de refoulement contre le phénomène transitoire dit : coup de bélier et on termine par la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires.

Abstract

The present study aims at studying the network of reinforcement of the city of Médéa by means of the discharge pipes starting from the dam Ghrib. We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions that will have to be established our mixed adduction (repression-gravitary) from a technical and economic point of view. A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing stores. In the repression pipes, waters are raised by pumping plants, and their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipe against the transitory phenomenon called: the water hammer. And we finish by the installation of drain and the site of the accessories.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I.1 Situation géographique	2
I.2 Situation topographique	2
I.3 La sismicité	5
I.4 Situation climatologie	5
I.4.1 Climat	5
I.4.2 La température	5
I.4.3 Le vent	5
I.4.4 Le pluviomètre	5
I.5 La géologie	5
I.6 Hydrologie	6
I.7 Situation démographique	6
I.8 Situation hydraulique actuelle	7
Conclusion	7
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction	8
II.1 Catégorie des besoins en eau	8
II.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière	8
II.2.1 Besoins domestique	8
II.2.2 Besoins scolaires	9
II.2.3 Besoins sanitaires	9
II.2.4 Besoins administratifs	10
II.2.5 Besoins commerciaux et industriels	10
II.2.6 Besoins socioculturels	11
II.3 Détermination des consommations journalières	11
II.3.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)	12
II.3.2 Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)	12
II.4 Etude de variations des débits horaire	13
II.4.1 Consommation maximale horaire	13
II.4.2 Consommation minimale horaire	13
II.4.3 Débit moyen horaire	14
II.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	14
Conclusion	17
Chapitre III : Positionnement du problème	
Introduction	18
III.1 Description de la chaîne d'adduction actuelle	18
III.2 Présentation du barrage de GHRIB	20
III.3 Problématique	21
III.4 Objectifs de l'étude	22
Conclusion	22
Chapitre IV : Calcul des réservoirs	

Introduction	23
IV.1 Définition	23
IV.2 Fonction	23
IV.2.1 Le stockage dans les stations de traitement	23
IV.2.2 Les bâches de pompage	24
IV.2.3 Le stockage sur le réseau de distribution	24
IV.2.3.1 Rôle d'emmagasinement	24
IV.2.3.2 Equilibrage des pressions sur le réseau	24
IV.2.3.3 Volume de sécurité	25
IV.2.3.4 Réserve incendie	25
IV.3 Emplacement du réservoir	25
IV.4 Equipement de contrôle	25
IV.4.1 Les équipements hydrauliques	25
IV.5 Dispositifs de régulation	26
IV.5.1 Robinets à flotteurs	26
IV.5.2 Robinets automatiques de remplissage	27
IV.6 Capacités des réservoirs	28
IV.6.1 Méthode analytique	28
IV.6.2 Méthode graphique	29
IV.7 Dimensionnement des réservoirs	29
IV.7.1 Définition	29
✓ Les bâches de reprises	29
✓ Les Réservoirs tampons	29
✓ Réservoirs terminaux	29
✓ Brise de charge	29
IV.7.2 Bâches de reprise pour différentes stations de pompage	30
IV.7.3 Réservoir tampon	30
IV.7.4 Réservoir de stockage	32
IV.7.5 Forme des réservoirs	33
Conclusion	34
Chapitre V : Etude d'adduction	
Généralité	35
V.1 Types d'adduction	35
V.1.1 Adduction gravitaire	35
V.1.2 Adduction refoulement	35
V.2.3 Adduction mixte	35
V.2 Adduction et type d'écoulement	36
V.3 Choix du tracé	36
V.4 Choix de type de canalisation	36
V.4.1 Conduite en acier	37
V.4.2 Conduite en fonte	37
V.4.3 Conduite en PEHD	37
V.4.4 Conduite en amiante ciment	37
V.5 Etude de l'adduction principale	38
V.5.1 Etude des variantes	38
V.5.2 Proposition des variantes	38
V.5.3 Analyse et choix de la variante	39

V.5.4	Dimensionnement de l'adduction	40
V.5.4.1	Méthode de calcul	40
V.5.4.2	Dimensionnement de la variante N° 1.....	44
Conclusion		53

Chapitre VI : Etude de pompage

Introduction	54
VI.1 Définition	54
VI.2 Choix du type de pompe	54
VI.3 Couplage des pompes	54
VI.4 Choix du nombre de pompes	54
VI.4.1 Refoulement : SP 1- R-Tampon	54
VI.4.2 Refoulement : SP 2-R-D'arrivé	55
VI.5 Courbe caractéristiques des pompes	55
VI.6 Point de fonctionnement des pompes	56
VI.6.1 Courbes caractéristiques de la conduite.....	56
VI.6.2 Refoulement : SP 1- R-Tampon	56
VI.6.3 Refoulement : SP 2- R-D'arrivé (R'Mali)	57
VI.7 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	59
VI.7.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé.....	59
VI.7.2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé	60
VI.7.3 Refoulement : SP 1-R-Tampon	61
VI.7.4 Refoulement : SP 2-R-D'arrivé (R'Mali).....	62
VI.8 Etude du phénomène de cavitation	64
VI.8.1 Les effets du phénomène de cavitation.....	64
VI.8.2 Calage de la pompe.....	66
VI.9 Choix du moteur électrique.....	69
VI.9.1 Critères de choix du moteur électrique	69
VI.9.2 Caractéristiques du moteur électrique de SP 1	70
VI.9.3 Caractéristiques du moteur électrique de SP 2	70
VI.10 Equipement d'une pompe.....	70
Conclusion	71

Chapitre VII : Protection de la conduite

Introduction	72
VII.1 Protection des conduites contre le coup de bélier	72
VII.1.1 Définition	72
VII.1.2 Causes du coup de bélier.....	72
VII.1.3 Risques dus au coup de bélier	72
VII.1.4 Description des phénomènes physiques.....	73
VII.1.5 Etude de coup de bélier dans la conduite gravitaire	75
VII.1.5.1 Détermination du temps de fermeture.....	75
VII.1.5.2 Détermination de la valeur de surpression et de dépression...	76
VII.1.6 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	79
VII.1.6.1 La protection des points hauts	79
VII.1.6.2 La protection aux points bas.....	80
VII.1.6.3 Moyens de protection.....	80
VII.1.7 Calcul des réservoirs d'air.....	82
VII.1.7.1 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de	83

PEUCH et MEUNIER.....	
VII.1.7.2 Calcul du volume de réservoir d'air	84
Conclusion	89
VII.2 Protection des conduites contre la corrosion.....	89
Introduction	89
VII.2.1 Définition.....	89
VII.2.2 Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrant.....	89
VII.2.3 Facteurs qui influencent la corrosion.....	90
VII.2.4 Types de corrosion.....	91
VII.2.4.1 Corrosion externe	91
VII.2.4.2 Protection de la conduite contre la corrosion externe.....	92
VII.2.4.3 La corrosion interne.....	94
VII.2.4.4 Protection des conduites contre la corrosion interne.....	95
VII.2.4.5 Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile.....	95
Conclusion.....	96
Chapitre VIII : Pose de canalisation et accessoires	
Introduction	97
VIII.1 Pose de canalisation	97
VIII.1.1 Principe de pose de canalisation	97
VIII.1.2 Réalisation des fouilles.....	97
VIII.1.3 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	99
VIII.1.4 Traversée d'oued.....	99
VIII.1.5 Traversée de route	99
VIII.2 Butée et amarrage.....	99
VIII.3 Les accessoires.....	100
VIII.3.1 Les robinetteries.....	100
VIII.3.2 Appareils de régulation.....	101
VIII.3.3 Organes de mesures	103
VIII.3.4 Raccordements, diamètres et longueurs.....	103
Conclusion	105
Chapitre IX: Organisation de chantier	
Introduction.....	106
IX.1 Excavation des tranchées	106
IX.1.1 Enlèvement de la couche végétale.....	106
IX.1.2 Le déblai.....	106
IX.2 Le volume des remblais.....	109
IX.3 Le compactage	110
IX.4 La durée d'excavation.....	110
IX.5 Devis des travaux.....	110
Conclusion.....	111

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Figure I.1 : Plan de situation de la commune de Médéa.....	3
Figure I.2: Carte de sismicité des monts Blideens et de Médéa	4
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Figure II.1 : Graphique de la consommation horaire journalière	17
Figure II.1 : Courbe de cumule de la consommation	17
Chapitre III : Positionnement du problème.	
Figure III.1 : Image Google Earth de la partie haut de la station de traitement (Barrage Ghrib)	18
Figure III.2 : Schéma Synoptique du transfert actuel à partir du barrage Ghrib.....	19
Figure III.3 : Situation de Barrage Ghrib.....	21
Chapitre IV : Calcul des réservoirs de stockage	
Figure IV.1 : Rôle du stockage sur réseau.....	24
Figure IV.2 : Réservoir équipé en refoulement-distribution avec réserve d'incendie. . .	26
Figure IV.3 : Robinet à flotteur (d'après document Bayard).....	27
Figure IV.4 : Robinet automatique de remplissage (d'après document Ramus).....	27
Chapitre V : Etude d'adduction	
Figure V.1 : Tracé de la variante retenue.....	40
Figure V.2 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – R-tampon	47
Figure V.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – R-R'Mali...	49
Chapitre VI : Etude de pompage	
Figure VI.1: Point de fonctionnement de la pompe SP1.....	57
Figure VI.2: Point de fonctionnement de la pompe SP2.....	58
Figure VI.3: Mode de réglage de la SP1.....	62
Figure VI.4: Mode de réglage de la SP2.....	64
Figure VI.5: Roues soumise à la cavitation.....	65
Chapitre VII : Protection de la conduite	
Figure VII.1: Première phase du coup de bélier.....	73
Figure VII.2: Deuxième phase du coup de bélier.....	74
Figure VII.3: Troisième phase du coup de bélier.....	74
Figure VII.4: Quatrième phase du coup de bélier.....	75
Figure VII.5: Graphe représente la loi de manœuvre.....	79
Figure VII.6: Les effets de l'air sur le fonctionnement d'une conduite de refoulement.....	80
Figure VII.7: Réservoirs d'air.....	81
Figure VII.8: La cheminée d'équilibre.....	82
Figure VII.9: Abaque de Puech et meunier.....	84
Figure VII.10: la corrosion externe	92
Figure VII.11: Les différents types de protection par revêtement extérieur.....	93
Figure VII.12: Protection cathodique des conduites	94
Figure VII.13: La corrosion interne.....	95

Chapitre VIII : Pose de canalisation et accessoires

Figure VIII.1: Schéma d'une tranchée	98
---------------------------------------------------	----

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles (année 2010).....	5
Tableau I.2 : Répartition de la population	6
Tableau I.3: Estimation de la population à moyen et long terme.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Estimation des Besoins domestiques.	9
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	9
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	10
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	10
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des Besoins commerciaux et industriels	10
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	11
Tableau II.7 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale	11
Tableau II.8 : Consommations maximale et minimale journalière.	12
Tableau II.9 Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	13
Tableau II.10 Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.	14
Tableau II.11 Consommations moyenne, maximale et minimale horaire	14
Tableau II.12 Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II.13 Variations du débit horaire	16

Chapitre III : Positionnement du problème

Tableau III.1 : Caractéristiques des conduites du réseau d'adduction.	20
Tableau III.2 : Caractéristiques des réservoirs existants	20
Tableau III.3 : Etat des fluctuations du réseau Sonelgaz- Année 2011.	21

Chapitre IV : Calcul des réservoirs de stockage

Tableau IV.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage.....	32
Tableau IV.2 : Tableau donnant les dimensions des différentes bâches de reprise	34
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir projeté de R'Mali.. ..	34

Chapitre V : Etude d'adduction

Tableau V.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	44
Tableau V.2 : Calcul de la HMT du tronçon SP1 – R-tampon	45
Tableau V.3 : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 – R-tampon.....	45
Tableau V.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – R-tampon	46
Tableau V.5 : Bilan du tronçon SP1 – R-tampon.....	46
Tableau V.6 : Calcul de la HMT du tronçon SP2 – R-R'Mali.....	47
Tableau V.7 : Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2 – R-R'Mali.....	48
Tableau V.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2– R-R'Mali	48
Tableau V.9 : Bilan du tronçon SP1 – R-R'Mali.....	48-49
Tableau V.10:Longueurs des différents tronçons de l'adduction	50
Tableau V.11 : Altitudes des différents points de l'adduction.....	51

Tableau V.12 :	Frais d'investissement des conduites gravitaire	53
Chapitre VI : Etude de pompage		
Tableau VI.1 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP 1. .	55
Tableau VI.2 :	Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP 2...	55
Tableau VI.3 :	Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1-R-Tampon).....	57
Tableau VI.4 :	Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement (SP2-R-D'arrivé).....	58
Tableau VI.5 :	Résultats de calcul de la courbe de proportionnalité	63
Tableau VI.6 :	Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	66
Tableau VI.7 :	Equipement a l'amont d'une pompe	70
Tableau VI.8 :	Equipement a l'aval d'une pompe	71
Chapitre VII : Protection de la conduite		
Tableau VII.1 :	Les caractéristiques de la conduite gravitaire.....	75
Tableau VII.2 :	Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne	78
Tableau VII.3 :	Caractéristiques de tronçon (SP N°01- R-Tampon.....	84
Tableau VII.4 :	Tableau de profil en long SP 1—R-T.....	85
Tableau VII.5 :	Caractéristiques de tronçon (SP N°02- R-D'arrivé).....	87
Tableau VII.6 :	Tableau de profil en long SP 2—R-D'arrivé.....	87
Chapitre IX : Organisation de chantier		
Tableau VIII.1 :	Calcul du volume du déblai.....	108
Tableau VIII.2 :	Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	108
Tableau VIII.3 :	Calcul du volume du remblai.....	109
Tableau VIII.1 :	Devis des différents travaux de pose de conduite.....	111

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de tracé de l'adduction existant de la ville de Médéa

Planche N°2 : Schéma synoptique du tracé d'adduction de la ville de Médéa

Planche N°3 : profil en long du tronçon (SP1-Réservoir tampon)

Planche N°4 : Profil en long du tronçon (Réservoir tampon –SP2)

Planche N°5 : profil en long du tronçon (SP2 – réservoir de stockage)

Planche N°6 : Plan d'accessoires du réseau d'AEP

Introduction générale

L'eau, cette substance vitale, cette précieuse source, recouvre environ les deux tiers du globe terrestre.

Cet élément capital décisif pour notre existence est une source de bien être et de confort.

Les ressources en eau en Algérie aussi bien celles qui coulent en surface que celles renfermées dans les nappes souterraines, constituent l'une des principales richesses sur lesquelles reposent la prospérité du pays ainsi que la réussite de son développement économique et sociale.

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude de renforcement d'adduction en eau potable de la ville de Médéa, a partir du barrage Ghrib qui présente la source la plus proche en eau, cela pour répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude 2030.

Cette étude à examiner les conditions techniques et économiques dans lesquelles sera établie cette adduction ; tout en s'efforçant à satisfaire l'aspect quantitatif et qualitatif de l'eau aux différents consommateurs.

L'exigence de ces deux aspects impose un ensemble d'installation le long du tracé à savoir, station de traitement, station de pompage et réservoir pour pouvoir stocker le débit de renforcement.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, sismique, démographique et hydraulique qui nous permet de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique

Médéa est une commune algérienne de la wilaya de Médéa, dont elle est le chef-lieu, située à 80 km au sud-ouest d'Alger et à 50 km à l'est de Miliana. Elle est délimitée :

- Au nord-est, par la commune d'El Hamdania ;
- Au nord-ouest, par la commune de Tamezgida ;
- A l'est, par la commune Ouzera ;
- Au sud, par la commune de Tizi Mahdi ;
- A l'ouest, par la commune de Draa Essamar ;

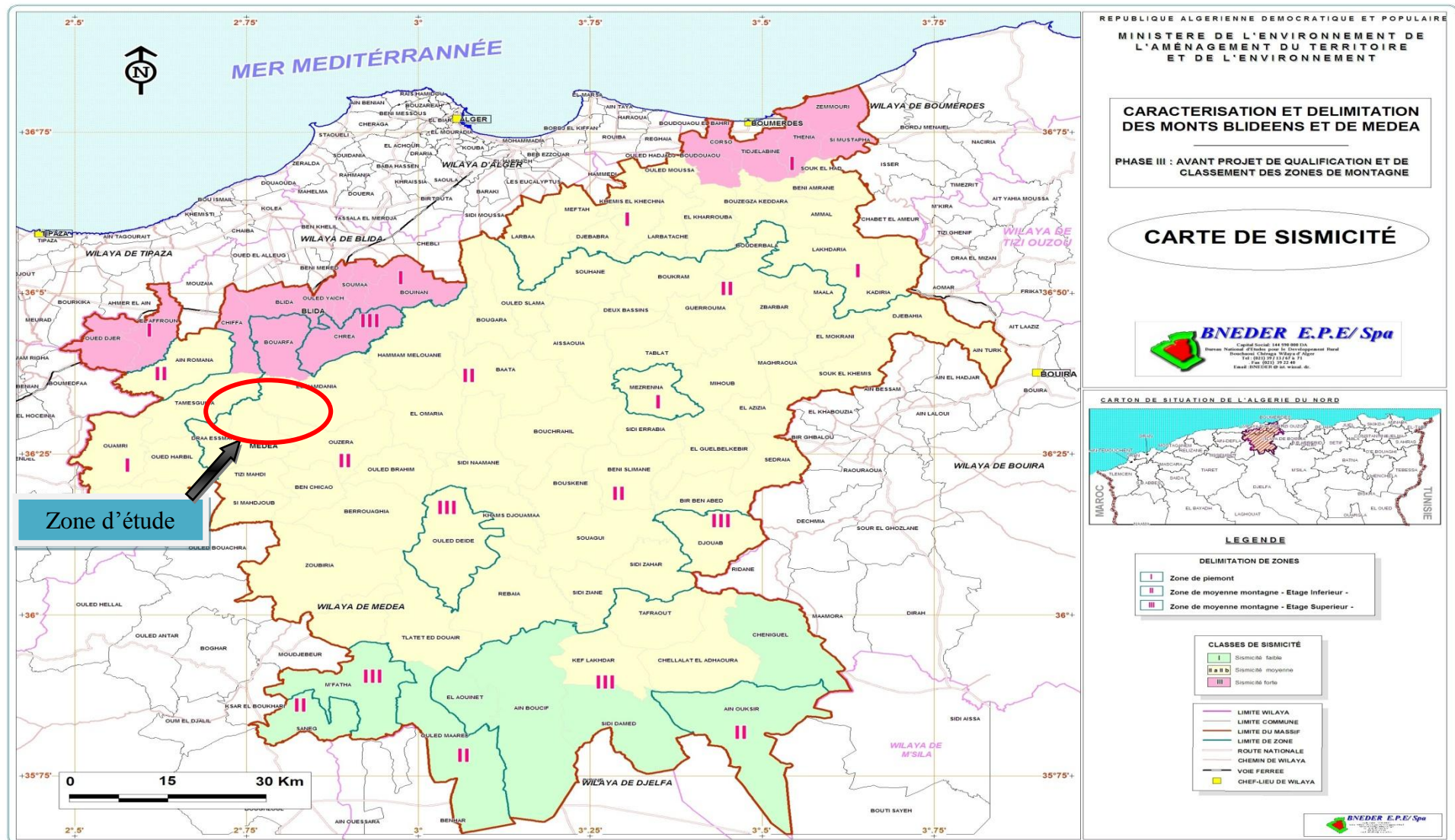
Une telle position stratégique représente une zone de transit principale et un trait d'union entre le Tell et le Sahara, d'une part, et entre les Hauts Plateaux de l'Est et ceux de l'Ouest,

I.2. Situation topographique

Le relief de la ville de Médéa est accidentée dans son ensemble, relief mouvementé enserrant quelques plaines assez fertiles mais de faible extension pour s'estomper ensuite aux confins des hautes plaines steppiques, en série de collines mollement ondulées.

I.3. La sismicité

Le découpage séismique de notre pays nous permet de dire que la ville de Médéa se trouve dans la zone deux (2) c'est-à-dire une zone à moyenne sismicité (Figure I.2).



(Source ADE de Médéa)

Figure I.2 : Carte de sismicité des monts Blideens et de Médéa.

I.4. Situation climatologique

I.4.1 Climat

Le climat de la ville de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- ◆ Son altitude qui atteint 1240m au dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao).
- ◆ Sa position sur les monts de l'Atlas Tellien.
- ◆ Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'ouest.

Tous ces facteurs ont fait que la ville de Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempère au printemps et chaud et sec en été.

I.4.2. La température

Les températures extrêmes enregistrées sont :

- Température maximale est de 35°
- Température minimale est de 0,6°
- La température moyenne varie entre 6,45° et 24,6 °

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles (année 2010)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Octo.	Nov.	Déc.
T°	20,8	15,45	11	6,45	6,75	6,7	9,78	12,35	15,4	20,4	24,6	24,42

(Source Wikipédia)

I.4.3. Les Vents

Les Vents les plus fréquents ceux de directions Nord-Ouest et de l'Ouest, ils soufflent alternativement durant toutes les saisons sauf en été dont les vents les plus dominants sont ceux du Nord – Est et du Nord

I.4.4. Le pluviomètre

La ville de Médéa reçoit une quantité appréciable de précipitations atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février.

I.5.La Géologie

Les formations géologiques de la région sont d'âge miocène. Constituées essentiellement de marnes grès et d'argiles. La partie marneuse constitue un sol relativement instable surtout celles qui sont intercalées de grès, provoquant ainsi des glissements de terrain spécialement vers Draa essmar (l'Ouest de la ville) et à l'Est à cote de Theniet El –hadjar.

On note aussi qu'à la sortie du site de barrage Ghrib on a des affleurements calcaires, grès et argile jaunâtre, et en direction de la ville de Médéa on a des marnes bleues.

I.6. Hydrogéologie

Le plateau de la ville de Médéa possède des grès perméables plus ou moins sableux d'épaisseur moyenne de 50 m reposant sur une formation marneuse imperméable.

Les grès sont aquifères et alimentent les sources et les puits existants dans la région.

La naissance des nappes superposées est due à des intercalations d'argiles dans la couche perméable.

En conclusion, on peut distinguer 3 horizons aquifères :

- ❖ La nappe des formations sableuses.
- ❖ La nappe des grès.
- ❖ La nappe des éboulis.

I.7. Situation démographique

L'étude de la population reste une partie fondamentale dans notre étude, d'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC de la ville de Médéa (2008), la population de la commune était de 1421000 habitants, avec un taux d'accroissement de 1,1 % (Source : ADE de Médéa.)

Le tableau I.6 illustre l'évolution de la population aux différents horizons d'études

Tableau I.2 : Répartition de la population

Commune	Population en 2008	Population en 2011	Population en 2012
Ville de Médéa	138355	141527	142100

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \quad (1.1)$$

P_n : La population à l'horizon de calcul (2030) ;

P_0 : La population à l'année de référence (2013) ;

T : Le taux d'accroissement de la population (%) ;

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Le nombre d'année séparant l'horizon de calcul et l'année de référence est 17 ans.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau I.3

Tableau I.3: Estimation de la population à moyen et long terme.

localité	Nombre d'habitants 2012	Taux d'accroissement	Nombre d'habitants 2013	Nombre d'habitants Pop 2030
Ville de Médéa	142100	1,1	143664	173030

I.8. Situation hydraulique actuelle

L'alimentation en eau potable est assurée par les ressources suivantes :

- Adduction du barrage Ghrib ;
- Pompage de chiffa moyennant trois prises d'eau sur les oueds de mouzaia, oued EL – Djir et oued EL-Merdja
- Alimentation à partir de 12 forages.

La zone à desservir à besoin d'une quantité importante en eau, a cet effet l'ADE (algérienne des eaux) de la Wilaya de Médéa à programmer un projet pour alimenter, et cela à partir du barrage Ghrib.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Introduction

Une bonne conception du projet commence tout d'abord par une bonne estimation des besoins que peut exiger l'agglomération en question. Dans ce présent chapitre on essayera d'évaluer ces besoins.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.1. Catégorie des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques ;
- ✓ Besoins scolaires ;
- ✓ Besoins sanitaires ;
- ✓ Besoins administratifs ;
- ✓ Besoins socioculturels ;

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

II.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière

Vu le caractère urbain de la zone à alimenter, les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation de 150 l/j/habitant.

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

II.2.1. Besoins domestique

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants, donnée par la relation suivante:

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (\text{m}^3/\text{jr}) \quad (\text{II.1})$$

dot: dotation moyenne en (l/j/hab).

N: nombre d'habitants.

Tableau II.1 : Estimation des Besoins domestiques.

Localités	Nombre d'habitants 'Ni'(hab) 2030	Qi (L/j/hab)	Q _{moyj} (m ³ /j)
La ville de Médéa	173030	150	25954,5

D'après le tableau III1, le débit moyen journalier est égal à **25954,5m³/j** c'est-à-dire ;

$$Q_{\text{moy j}} = 300,39 \text{ l/s}$$

II.2.2. Besoins scolaires

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

Selon l'ADE de la ville de wilaya de Médéa la dotation est de **15 l/j/élève** pour les besoins scolaires.

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)
(48)Primaires	16841	15	252,62
(18)CEM	13083	15	196,25
(9)Lycées	5842	15	87,63
(1)CFPA	2000	15	30
(1)Cité universitaire	3000	200	600
(2) centre universitaire	30000	15	450
Total	-	-	1616,5

II.2.3. Besoins sanitaires

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
	(m ²)	lits		
(01) hôpital		536	250	134
(02) centres de santé	200		15	3
(02) polycliniques	350		15	5,25
(02) salles de soin	200		15	3
(01) maternité		20	250	5
Total	-	-	-	150,25

II.2.4. Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
(251) Entreprise de réalisation	190	15	2,85
(109) Entreprise de travaux publics et hydraulique	280	15	4,2
(3) Protection civil	150	50	7,5
Total	-	-	14,55

II.2.5. Besoins commerciaux et industriels

Correspondent aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville et des commerces existant, qui sont difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation d'une industrie à une autre et d'un commerce à un autre.

Les différents besoins industriels des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des Besoins commerciaux et industriels.

Type d'équipement	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
Société de production des médicaments (SAIDAL)	-	-	6000
Entreprise de transformations plastiques	240 ouv	-	100
15 Douches publiques	450 postes	200 l/j/poste	90
3 Centre commercial (50 lots)	4300 m ²	05 l/j/m ²	21,5
Total	-	-	6211,5

Donc la consommation industrielle est : 6100m³ /j

II.2.6. Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont représentés dans le tableau suivant:**Tableau II.6:** Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Type d'équipement	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
(29) Mosquées	2900	05	14,5
(32)Ecole coranique	960	50	48
(2)Stade	200	60	12
01 Maison de jeunes	80	10	0,8
(2) Centre culturels	160	10	1,6
(5) Bibliothèque	540	05	2,7
Total	-	-	79,6

Consommations Total

Tableau II.7: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale de la ville de Médéa.

Horizon	Catégories des besoins	Q _{moyj} (m ³ /j)	
2030	Besoins domestiques	25954,5	
	Besoins publics	Besoins scolaires	1616,5
		Besoins socioculturels	79,6
		Besoins administratifs	14,55
		Besoins commerciaux et industriels	6211,5
		Besoins sanitaires	150,25
Total	34026,9		

Donc la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2030, à $Q_{moyj} = 34026,9m^3/j$ soit un débit de **393,83 l/s**

II.3. Détermination des consommations journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation, Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj} . [2]

K_{maxj} : consommation maximale journalière.

K_{minj} : consommation minimale journalière.

$$K_{maxj} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{minj} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

II.3.1. Consommation maximale journalière (Q_{maxj})

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire: [2]

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (II.2)$$

Où :

$Q_{max,j}$: consommation maximale journalière (m³/j) ;

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1-1,3)$

On prend : $K_{max,j} = 1,3$

II.3.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire : [2]

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.3})$$

Où :

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

$Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière (m^3/j);

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum , $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$

On prend : $K_{\min,j} = 0,9$.

Les résultats de calculs des consommations minimales et maximale journalières sont représentés dans le tableau II.8

Tableau II.8 : Consommations maximale et minimale journalière

Commune	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)
Médéa	34026,9	1,3	44234,97	0,9	30624,21

II.4. Etude de variations des débits horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

II.4.1. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots\dots\dots (\text{II.4})$$

Tableau II.9 : Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant. [2]

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Dans notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,03$

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,03 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,34$

II.4.2. Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (II.5)$$

Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant. [2]

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Dans notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,3$ et $\beta_{\min} = 0,83$

Alors : $K_{\min,h} = 0,3 * 0,83 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,25$

II.4.3 Débit moyen horaire

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

Le débit moyen horaire (horizon 2030) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \dots\dots\dots (II.6)$$

Les résultats de calcul des consommations moyenne, minimale et maximale horaire sont représentés dans le tableau II.11

Tableau II.11 : Consommations moyenne, maximale et minimale horaire

Ville	$Q_{\text{moy h}} (m^3/h)$	$K_{\text{max h}}$	$Q_{\text{maxh}}(m^3/h)$	$K_{\text{min h}}$	$Q_{\text{min h}} (m^3/h)$
Médéa	1843,12	1.34	2469,78	0.25	460,78

II.5 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur les données du tableau II.13 et on doit utiliser la formule suivante :

$$Q_{\text{max.h}} \text{ ————— } \dots\dots\dots (II.7)$$

La population de la ville de Médéa est >100000 habitants (horizon 2030), ce qui correspond à la quatrième colonne du tableau II.

Tableau II.12: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [2]

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.type rural rural
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Source : Abramov (1982)

La variation du débit horaire au cours de la journée est représentée dans le tableau II.13

Tableau II.13: Variations du débit horaire

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}= 44234,97\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
00-01	3.35	1481,87	3,35	1481,87
01-02	3.25	1437,64	6,6	2919,51
02-03	3.3	1459,75	9,9	4379,26
03-04	3.2	1656,91	13,1	6036,17
04-05	3.25	1437,64	16,35	7473,81
05-06	3.4	1503,99	19,75	8977,8
06-07	3.85	1703,05	23,6	10680,85
07-08	4.45	1968,46	28,05	12649,31
08-09	5.2	2300,22	33,25	14949,53
09-10	5.05	2233,87	38,3	17183,4
10-11	4.85	2145,4	43,15	19328,8
11-12	4.6	2034,81	47,75	21363,61
12-13	4.6	2034,81	52,35	23398,42
13-14	4.55	2012,69	56,9	25411,11
14-15	4.75	2101,16	61,65	27512,27
15-16	4.7	2079,04	66,35	29569,2
16-17	4.65	2056,93	71	31626,13
17-18	4.35	1924,22	75,35	33550,35
18-19	4.4	1946,34	79,75	35496,69
19-20	4.3	1902,1	84,05	37398,79
20-21	4.3	1902,1	88,35	39300,89
21-22	4,2	1857,87	92,55	41158,76
22-23	3.75	1658,81	96,3	42817,57
23-24	3.7	1636,7	100	44234,97

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la ville de Médéa est de **2300,22/h** et survient entre 08h et 09h.

La variation de la consommation horaire journalière et le cumul de la consommation sont représentés par les figures II.1 et II.2

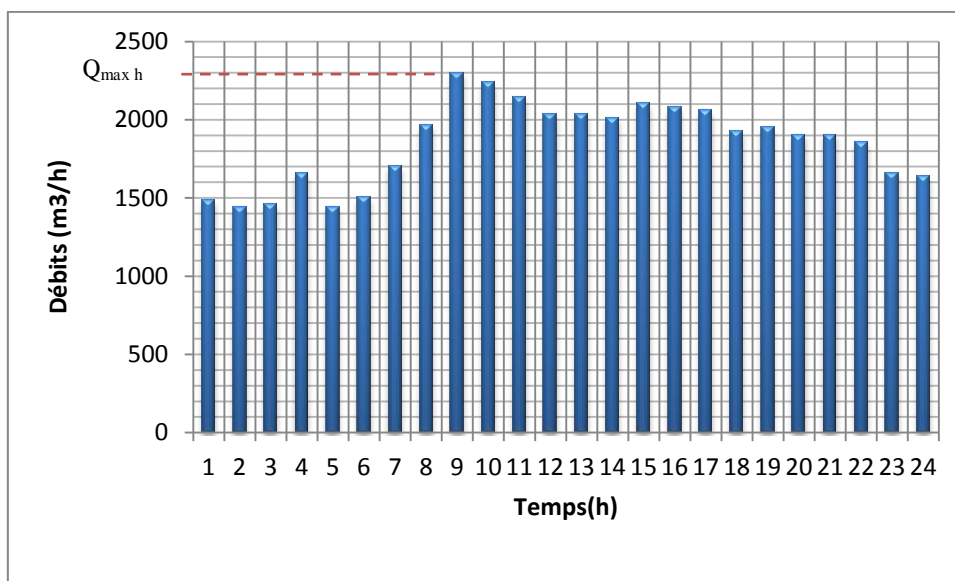


Figure II.1 : Graphique de la consommation horaire journalière

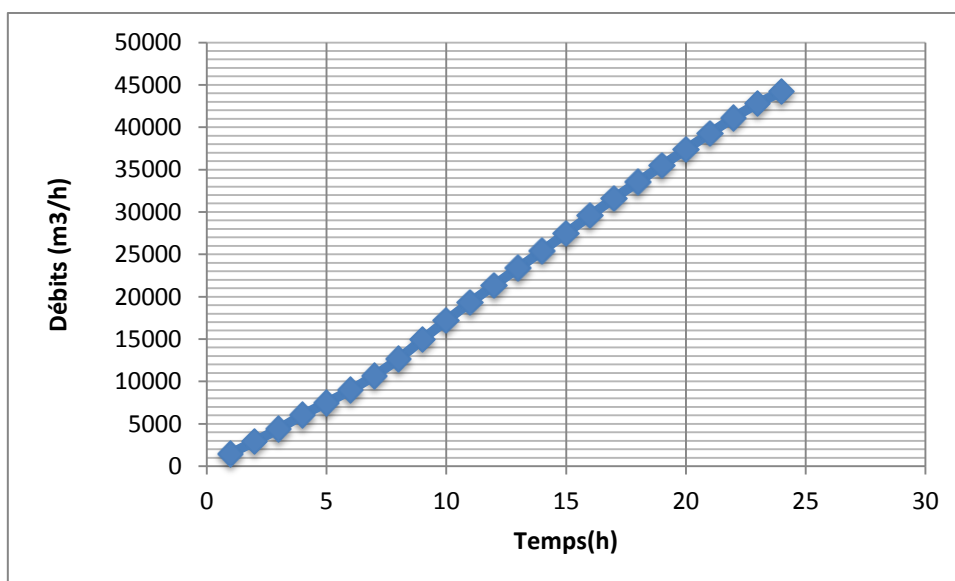


Figure II.2 : Courbe de cumule de la consommation

Remarque

Le déficit de consommation ne sera pas calculé car le but de ce travail est de sécuriser l'alimentation en eau potable de localité concernée par le projet.

Conclusion

Les besoins en eau potable de localité concernée par le projet sont estimés de **44234,97 m³/j** afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes, on procédera un renforcement d'adduction en eau potable de cette localité.

Chapitre III : Positionnement du problème

Introduction

La ville de la wilaya de Médéa souffre d'un manque crucial d'eau, tant en agriculture qu'en approvisionnement pour la consommation humaine. Des habitants se sont élevés contre la lenteur de certains travaux. Ce manque d'eau est ressenti par les habitants de certains quartiers comme des laissés-pour-compte, alors que dans d'autres quartiers et régions, l'approvisionnement se fait régulièrement et sans coupure.

Outre le projet de renforcement à partir du barrage Ghrib, et pour permettre une meilleure gestion de l'eau ainsi que de la disponibilité d'une plus grande capacité de stockage.

III.1. Description de la chaîne d'adduction actuelle

L'adduction comprend une prise flottante du système de Bouroumi au niveau du plan d'eau du barrage Ghrib, assurant l'amenée d'eau brute à la station de traitement, qui acheminera l'eau traitée vers la bêche d'aspiration, à partir de laquelle l'eau est pompée en direction du réservoir tampon de Hannacha.

L'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage n° 02 sise Draa-Esmar en passant par la brise charge de Harbil.

Cette station refoulera vers le réservoir d'arrivée (Merdjehkir : 10000 m³, côte : 1015 m) de Médéa



Figure III.1 : Image Google Earth de la partie haut de la station de traitement (Barrage Ghrib)

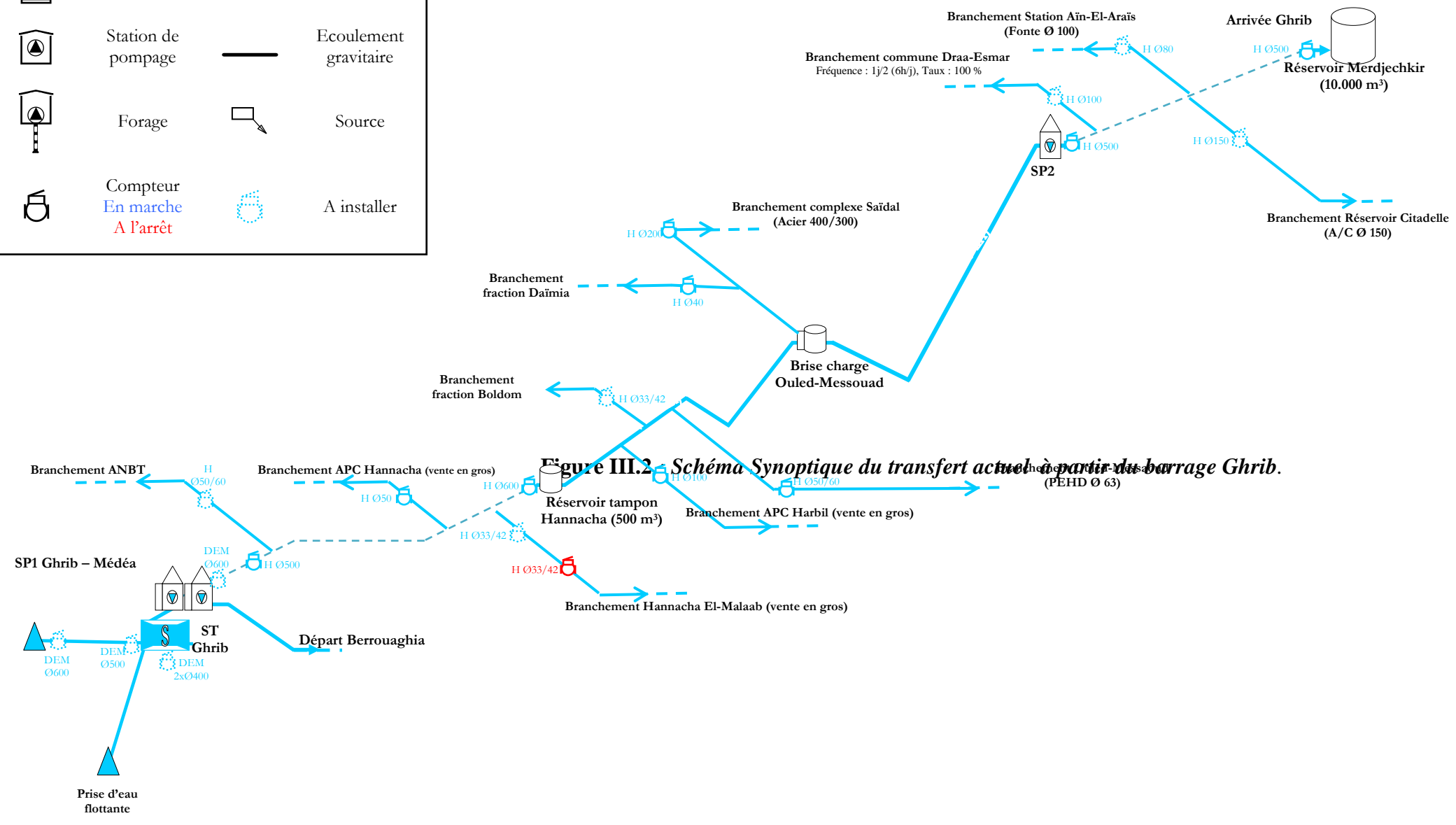
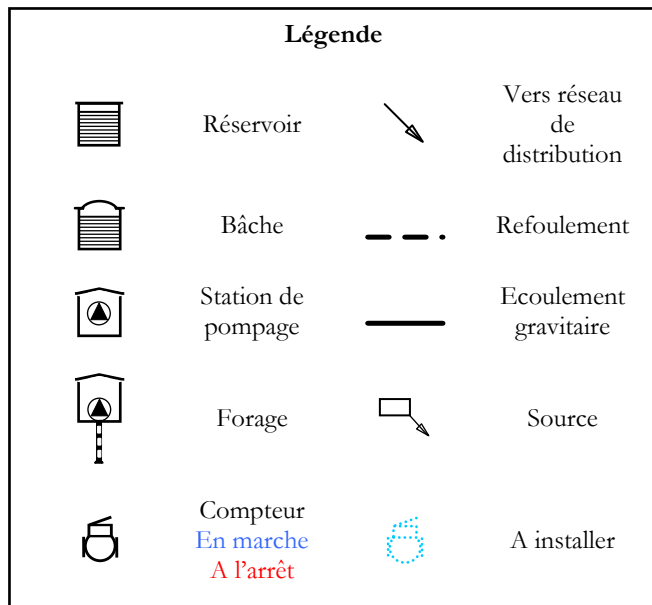


Figure III.2 Schéma Synoptique du transfert actuel à partir du barrage Ghib.

Tableau III.1: *Caractéristiques des conduites du réseau d'adduction* (source : ADE de Médéa).

Diamètre (mm)	600
Longueur (km)	30
Matériaux	Fonte ductile
Pression (PN) en bars	40
Accessoires	Vannes, coudes cônes, Té, ventouses etc....

Tableau III.2: *Caractéristiques des réservoirs existants* (source : ADE de Médéa)

N°	NATURE	NBR	CAPACITE
1	prise d'eau flottante	1	39 744 m ³ /j
2	station de secours	1	43 200 m ³ /j
3	station de traitement	1	24 192 m ³ /j
4	station de pompage	1	24 192 m ³ /j
5	réservoir tampon Hannacha	1	500 m ³
6	brise charge et réservoir zone industrielle	1	2 500 m ³
7	station de reprise n°2	1	18 144 m ³ /j
8	Station de pompage merdjchekir	1	6 000 m ³ /j
9	réservoir de tête de la ville de Médéa (Merdjchekir)	4	10 000 m ³

III.2. Présentation du barrage de GHRIB

Le barrage Ghrib, situé à la limite territoriale de la wilaya de Médéa avec la wilaya de Ain Defla, est destiné pour l'AEP (villes et communes desservies : Médéa, Berrouaghia, Hannacha, Harbil, Draa-Smaar, Ouzera, Oued Chorfa, Bouaichoune, Si Mahdjoub, Benchicao, Tizi Mahdi, Ouled Dheid et Zoubiria) ainsi que le périmètre d'irrigation.

CAPACITE : 200 HM³

VOLUME A FIN OCTOBRE 2009 : 114,896 HM³



Figure III.3 : Situation de Barrage Ghrif

III.3. Problématique

Le système actuel de production de l'AEP de Médéa datant des années 1970 n'arrive plus à répondre aux besoins croissants de la population qui est en constante évolution, ce qui nécessite l'inscription d'opérations de dédoublement du système Ghrif-Médéa sur une distance de 30 Km en vue du renforcement et sécurisation de l'AEP de Médéa, en tenant compte de l'évolution socio-économique à l'horizon 2030 .

On va citer quelque problème :

- ▶ Certaines stations de pompage et forages sont dans un état vétuste nécessité de lancer des opérations de réhabilitation et de remplacement
 - Réhabilitation de la Station de pompage N° 01 et N°02 au niveau d'adduction Ghrif –Médéa.
- ▶ Fréquents déboîtements de la conduite d'adduction Ghrif-Médéa durant la période hivernale à cause du terrain glissant
- ▶ Perturbations fréquentes en énergie électrique (voir tableau ci-joint)

Tableau III.3 : Etat des fluctuations du réseau Sonelgaz- Année 2011 (micro et coupure de courant /chute et sur tension)

Site	Heures d'arrêt	Nombre de jour
Chaîne Ghrif-Médéa	69	3

Source : l'ADE de la ville de Médéa

III.4. Objectifs de l'étude

Les principales données de l'étude d'adduction du schéma directeur de l'AEP de Médéa visant à définir les travaux prioritaires afin d'améliorer la situation à l'horizon 2030.

La présente étude doit être réalisée conformément à la demande de la zone d'étude et a objectifs suivantes :

- L'amélioration de l'Alimentation en eau potable de la ville de Médéa ainsi que ses communes limitrophes
- Amélioration de la dotation en AEP de la population et par conséquent de la qualité du service public de l'eau
- Satisfaction des besoins en eau de la population
- La structuration de la zone d'étude permettre de minimises les problèmes de pression et la sécurisation.
- entraînant un accroissement sensible du volume desservi pour la ville de Médéa,

Conclusion

Pour parer à ces problèmes de la demande en eau potable qui n'arrive plus à répondre aux besoins croissants de la population, nous allons proposer un programme de renforcement et sécurisation de système d'adduction d'AEP de la zone d'étude dans le chapitre suivant.

Chapitre IV : Calcul les réservoirs de stockage

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechnique variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien , les taches auxquelles ils sont conçus .Ainsi que leur emplacement doit être bien choisi pour avoir une charge qui peut favoriser l'emplacement gravitaire en assurant la pression admissible sur le réseau de distribution

IV.1. Définition [1]

Le stockage dans les systèmes de distribution est l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique (coût de l'énergie).

Le stockage se fait :

- ◆ Aux stations de traitement.
- ◆ Aux stations de pompage de reprise.
- ◆ Sur le réseau de distribution.

Sur le plan hydraulique le stockage peut être :

- ◆ Un réservoir : ouvrage posé au sol, semi-enterré, enterré, sur tour.
- ◆ Un château d'eau : ouvrage surélevé selon les besoins, dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Au niveau du matériau de construction, les stockages sont : en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- ◆ Réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau) et
- ◆ Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

IV.2. Fonction [1]

Les stockages ont pour fonction principale de résorber ou d'atténuer les phénomènes transitoires préjudiciables au fonctionnement des installations et d'écarter les phénomènes cycliques dus au comportement des usagers. Ils participent à la sécurisation du système de distribution, à la continuité du service et l'amélioration de sa qualité.

IV.2.1. Le stockage dans les stations de traitement

Dans les cas de pompage discontinu ou d'utilisation de plusieurs sources d'approvisionnement le stockage situé à l'amont d'une station de traitement à pour fonction.

- ◆ Régulariser les débits d'entrée des unités de traitement afin d'optimiser le traitement et d'économiser les produits de traitement.
- ◆ Fournir une eau brute de qualité égale.

IV.2.2. Les bâches de pompage

- ◆ Le stockage à l'aval des unités de traitement se fait à l'aide de bache. Elles ont pour rôle de stabiliser les conditions d'aspiration des pompes, d'assurer le temps de contact nécessaire à l'action des produits de désinfection et d'équilibrage physico-chimique de l'eau, de constituer une réserve utile pour les besoins institué (lavage des filtres, rinçage des décanteurs)
- Le volume tampon minimum est celui correspondant au temps de contact efficace des produits chimiques de traitement (environ 30 à 45 minutes pour le chlore) plus les quantités d'eau de service.

IV.2.3. Le stockage sur le réseau de distribution

Le stockage sur les réseaux de distribution assure quatre grandes fonctions techniques qui peuvent être prises séparément ou combinées.

IV.2.3.1. Rôle d'emmagasinement

Le débit d'adduction est quasiment constant et bien situé dans le temps. Le débit de distribution est très variable au cours de la journée. Le stockage sert de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée Q_A et la distribution journalière Q_D , par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de forte consommation.

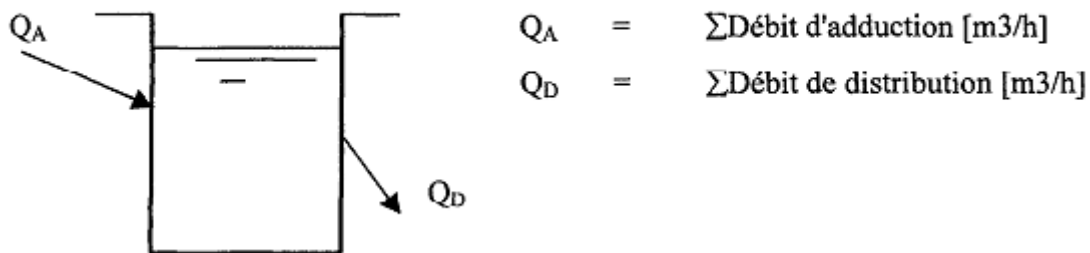


Figure IV.1 : Rôle du stockage sur réseau

IV.2.3.2. Equilibrage des pressions sur le réseau

Dans le cas d'une distribution en route par la conduite de refoulement, le stockage situé hydrauliquement en bout de réseau est alimenté par le surplus de débit pendant les heures de faible consommation. Le volume stocké permet d'équilibrer les pressions aux heures de fortes consommations par une réalimentation du réseau : c'est un stockage d'équilibre.

IV.2.3.3. Volume de sécurité

Les interruptions de fourniture d'eau dues à des défaillances du système tels que les ruptures de conduite, les coupures d'électricité, l'entretien préventif ou curatif des installations sont mal tolérées par les usagers qui ont longtemps bénéficié d'un service régulier. L'adjonction d'un volume supplémentaire au volume normalement renouvelé

par la distribution, appelé réserve de sécurité permet de limiter l'interruption en assurant la continuité du service pendant un certain temps.

IV.2.3.4. Réserve incendie

Une certaine quantité d'eau devra rester toujours disponible et réservée à la lutte contre les incendies, le cas échéant. C'est souvent une précaution supplémentaire prise par les services d'eau et les brigades de sapeurs pompiers pour pallier les défaillances du réseau. Les dispositions constructives doivent être prises pour rendre cette quantité d'eau toujours disponible tout en assurant qu'elle n'est pas une tranche morte.

IV.3. Emplacement du réservoir [1]

- ◆ Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- ◆ Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- ◆ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- ◆ Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- ◆ La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures

IV.4. Equipement de contrôle [1]

IV.4.1. Les équipements hydrauliques

Un réservoir doit avoir les équipements suivants pour faciliter son exploitation :

- ◆ **Un système d'arrêt de son alimentation** : robinet à flotteur, vanne à commande hydraulique ou vanne à commande électrique .
- ◆ **Une crépine d'alimentation de la distribution** : La crépine doit permettre de renouveler la réserve incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution .
- ◆ **Un compteur de distribution** : facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.
- ◆ **Un robinet de prise** : pour l'analyse de la qualité de l'eau sera placé sur la conduite de distribution.
- ◆ **Une conduite de soutirage de la réserve incendie** : dont le dispositif d'ouverture est la disposition permanente des sapeurs pompiers.
- ◆ **Une conduite de trop plein** : cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir cas où la pompe ne s'arrête pas, Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être munie d'une conduite trop –plein, ces conduite doivent se réunir dans la

chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.

- ◆ **Une conduite de vidange** : munie de vanne, dont le système de manœuvre est protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution.
- ◆ **Un by-pass** : entre la conduite d'adduction et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.
- ◆ **Un système de mesure du volume d'eau contenue dans le réservoir.**

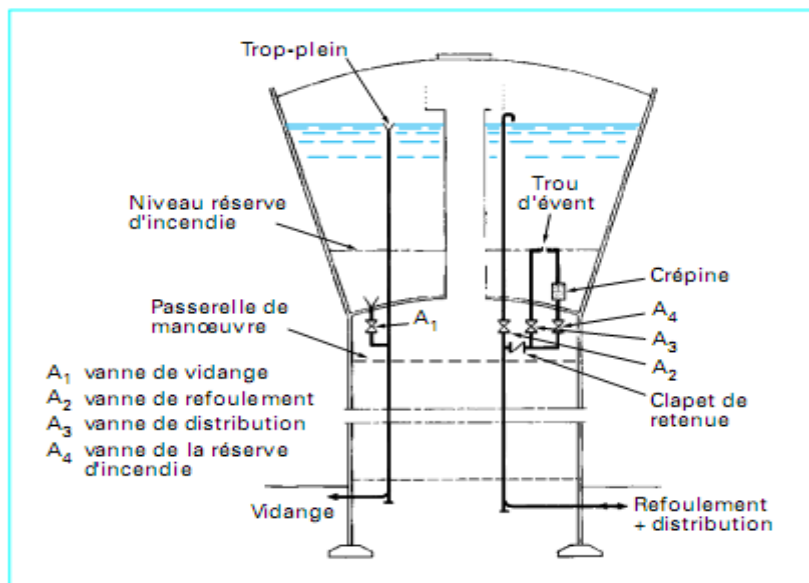


Figure IV.2 : Réservoir équipé en refoulement-distribution avec réserve d'incendie

IV.5. Dispositifs de régulation [3]

IV.5.1. Robinets à flotteurs

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir.

Ils permettent, notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur (Figure IV.3) ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.

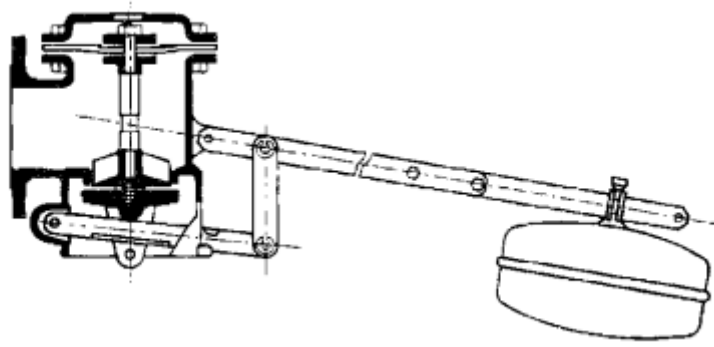


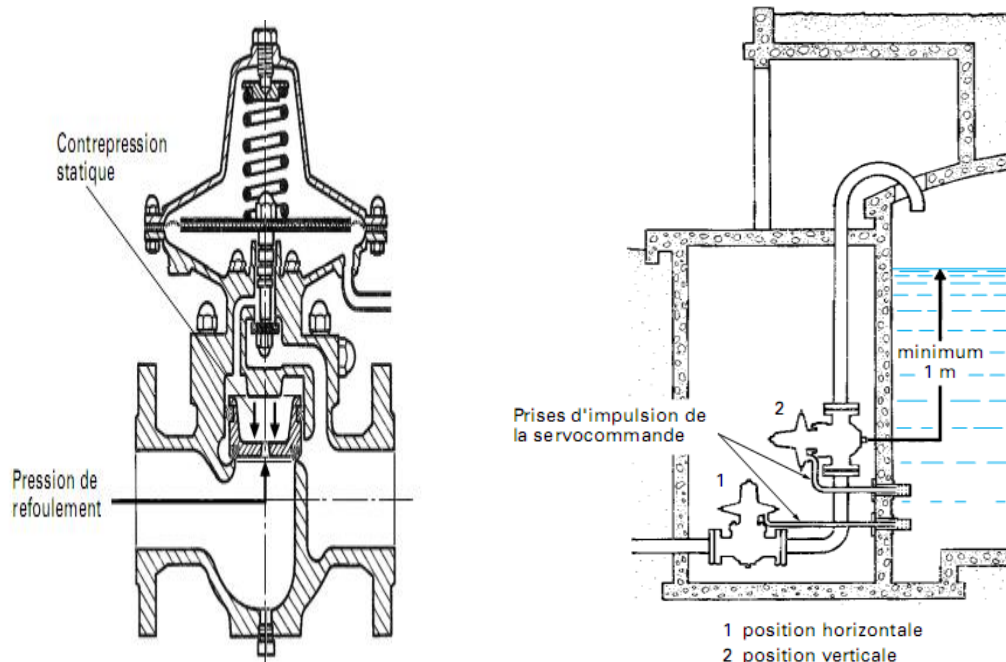
Figure IV.3 : Robinet à flotteur (d'après document Bayard)

IV.5.2. Robinets automatiques de remplissage

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort (Figure IV.4.a).

Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir (Figure IV.4.b).



a) robinet automatique de remplissage

b) schéma d'installation

Figure IV.4 : Robinet automatique de remplissage (d'après document Ramus)

IV.6. Capacités des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique.

IV.6.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots \text{(IV.1)}$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

j : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots \text{(IV.2)}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

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

IV.6.1.1. Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déference de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.6.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$\text{Donc : } \mathbf{R_{max} = |V|^+ + |V|} \quad (\%) \quad \dots\dots\dots \quad (\text{IV.3})$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\text{max.j}} * R_{\text{max}}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots \quad (\text{IV.4})$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots \quad (\text{IV.5})$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

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

IV.7 Dimensionnement des réservoirs

IV.7.1 Définition

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, des réservoirs tampons et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

- ☞ **Les bâches de reprises:** Les bâches de reprises sont des réservoirs qui servent à l'alimentation directe en eau des stations de pompes.
- ☞ **Les Réservoirs tampons :** Un réservoir tampon est un réservoir de charge qui permet de garantir la pression par un écoulement gravitaire, généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter gravitairement d'une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.
- ☞ **Réservoirs terminaux:** Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution.
- ☞ **Brise de charge :** N'est autre qu'un réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie que possède l'eau à son entrée se trouve brisée, La capacité du brise-charge est déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne, l'objectif 'tant de maintenir le plein de la conduite aval.

IV.7.2 : Bâches de reprise pour différentes stations de pompage

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bâche de reprise à surface libre. Le dimensionnement de cette dernière est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

Donc :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max.j}} * t}{T} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots \quad (\text{IV.6})$$

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total, dans notre cas $Q_{\text{max.j}}$ est constant, il représente le débit totale véhiculé vers chaque bâche de reprise, qui est égale à $51778,35 \text{ m}^3/\text{j}$;

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0.25 \text{ h}$) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas $T = 22\text{h}$.

➤ **Bâche de la station de pompage (SP1) :**

La station de pompage (SP1) sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement de la station de traitement avant d'être refoulée vers le réservoir tampon.

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{44234,97}{22} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 502,67 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 600 m³.

$$V_n = 600\text{m}^3$$

➤ **Bâche de la station de pompage (SP2) :**

La station de pompage N°2 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement du réservoir tampon avant d'être refoulée vers le réservoir de tête de R'Mali.

Alors le volume de la bâche de reprise (SP2) est :

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{44234,97}{22} \right) * \left(\frac{1}{4} \right) = 502,67 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé de 600 m³.

$$V_n = 600\text{m}^3$$

IV.7.3. Réservoir tampon :

La conduite de refoulement ne peut se transformer en une conduite gravitaire que par l'installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon, appelé également réservoir de relais.

➤ *Estimation de la capacité du réservoir tampon*

Le réservoir tampon joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé .La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

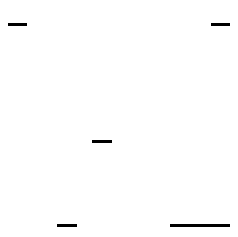
$$V_{RT} = V_R + V_{\text{inc}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(IV.7)}$$

Avec:

V_{inc}: Le volume d'incendie ;

V_R: Le volume résiduel.

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :



Et le volume d_v du réservoir sera :

$$\Rightarrow \dots\dots\dots \text{(m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(IV.8)}$$

Q_o : le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon.

T : le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne (T=2700 s).

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie, donc le volume total du réservoir sera :

m³

$$V_{RT} = 791,17m^3$$

Il y aurait intérêt à normaliser les capacités des réservoirs afin que les coffrages puissent être réutilisés, pour cela, on prend un volume normalisé de 800m³.

$$V_n = 800 m^3$$

On opte pour un réservoir de capacité égale à 800 m³ situé sur une altitude de 785m (le plus point accessible).

IV.7.4 Réservoir de stockage

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude nous avons un seul réservoir de stockage, la capacité de ce dernier est déterminée par la méthode analytique.

• Calcul de la capacité de réservoir de stockage

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de stockage est donnée dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de stockage

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,5	3.35	1,15	--	1.15
1-2	4,5	3.25	1,25	--	2.4
2-3	4,5	3.3	1,2	--	3.6
3-4	4,5	3.2	1,3	--	4.9
4-5	4,5	3.25	1,25	--	6.15
5-6	4,5	3.4	1,1	--	7.25
6-7	4,5	3.85	0,65	--	7.9
7-8	4,5	4.45	--	0,05	7.85
8-9	4,5	5.2	--	0,7	7.15
9-10	4,5	5.05	--	0,05	7.1
10-11	4,5	4.85	--	0,35	6.75
11-12	4,5	4.6	--	0,1	6.65
12-13	4,5	4.6	--	0,1	6.55
13-14	4,5	4.55	--	0,05	6.5
14-15	4,5	4.75	--	0,25	6.25
15-16	4,5	4.7	--	0,2	6.05
16-17	4,5	4.65	--	0,15	5.9

17-18	4,5	4.35	0,15	-	6.05
18-19	4,5	4.4	0,1	-	6.15
19-20	0	4.3	--	4,3	1.85
20-21	0	4.3	--	4,3	-2.45
21-22	4,5	4,2	0,3	--	-2.15
22-23	4,5	3.75	0,75	--	-1,4
23-24	4,5	3.7	0,8	--	-0.6
Total	100%	100%	10	10,6	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{44234,97 * 10.35}{100} \Rightarrow V_r = 4578,31m^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 4578.31 + 120 \Rightarrow V_t = 4698.31m^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 5000m^3$.

IV.7.5 Forme des réservoirs

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

◆ Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$\diamond S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (IV.9)$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

◆ Réévaluation de la hauteur d'eau h

On calcule le diamètre de la cuve comme suit

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (m) \quad \dots\dots\dots (IV.10)$$

◆ La section de la cuve

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (m^2) \quad \dots\dots\dots (IV.11)$$

◆ La hauteur totale du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule:

$$H = h + R \quad (m) \quad \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m) ; On prend R = 0,5 m

◆ **La hauteur de la réserve d'incendie**

◆

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots \quad (\text{IV.13})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

Les dimensions des baches de repris des stations (SP1), (PS2), sont représentées dans le tableau IV.2

Tableau IV.2: Tableau donnant les dimensions des différentes baches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	600	13.82	100,16	4	0.5	4.5
SP 2	600	13.82	100,16	4	0.5	4.5

Les dimensions de réservoir projeté de R'Mali représenté dans le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des différentes dimensions de réservoir projeté de R'Mali.

Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h_{inc} (m)	R (m)	H (m)
5000	39.9	1250	4	0.09	0.5	4.5

Conclusion

Dans tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude des réservoirs reste très importante vue les rôles que peuvent jouer ces derniers. Dans notre cas, toutes les cuves ont été dimensionnées afin d'assurer la continuité du réseau d'adduction aussi bien gravitaire que par refoulement.

Chapitre V : Etude d'adduction

Généralité [1]

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- entre la source et la station de traitement.
- entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution.
- entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Il n'y a pas de distribution en route en dehors de prélèvements ponctuels pour d'autres localités ou de gros consommateurs (hôpitaux, industries) qui ont une certaine priorité d'alimentation, compte tenu de la nature des usages qui ne doivent pas souffrir d'interruption de la fourniture d'eau. Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs dizaines de kilomètres.

- conduite d'adduction Loumbila - Ouagadougou 18.5 km
- conduite d'adduction lac de Guiers - Dakar 240 km
- conduite d'adduction Mouhoun - Koudougou 52.6 km

V.1. Types d'adduction [1]

Point de vue hydraulique, l'adduction peut être :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

V.1.1. Adduction gravitaire

L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval.

V.1.2. Adduction refoulement

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est mû par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.

V.1.3. Adduction mixte

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte refoulement-gravitaire. Un réservoir intermédiaire recevra l'eau provenant de la conduite de refoulement. L'eau s'écoulera ensuite par gravité.

V.2. Adduction et type d'écoulement

L'hydraulique est l'étude des écoulements, On distingue deux types d'écoulements :

- ☞ les écoulements en charge, dans lesquels l'eau remplit complètement la canalisation, c'est le cas notamment des réseaux d'eau potable.
- ☞ les écoulements à surface libre (interface entre l'eau et l'air), c'est le cas des rivières et des réseaux d'assainissement.

V.3. Choix du tracé [1]

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs.

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative au préventive ;
- évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - la réduction de débit
 - le gaspillage d'énergie
 - les coups de bélier

Il faut :

- rechercher un profil en long régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air difficiles à évacuer.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les boutées importantes
- Eviter les terrains trop rocheux si possibles.
- Le tracé à adopter doit être le plus court possible pour réduire les frais de premier établissement

V.4. Choix de type de canalisation

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- a) **Sur le plan technique** : cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
- ◆ Diamètre et pression de service ;
 - ◆ Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - ◆ Adaptation aux terrains de pose ;
 - ◆ Bonne étanchéité ;
 - ◆ Facilité d'entretien et de mise en service.
- b) **Sur le plan économique**: cette faisabilité dépend essentiellement :
- ◆ Du prix de la fourniture et du transport ;

- ◆ De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- 1- Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- 2- A base de ciment** : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;
- 3- En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus utilisés sont:

V.4.1. Conduites en acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

V.4.2. Conduites en fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

V.4.3. Conduites en PEHD

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ mm sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

V.4.4. Conduites en amiante ciment

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

Conclusion

On optera pour l'utilisation des conduites en fonte ductile, parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- ◆ Bonne résistance à la corrosion ;
- ◆ Durée de vie importante ;
- ◆ Résistance aux pressions élevées ;
- ◆ Bonne résistance aux forces internes ;
- ◆ Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile, offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains ;

Les conduites en fonte comportent un revêtement intérieur constitué d'un mortier de ciment centrifugé. Ce revêtement donne une paroi de faible rugosité.

Remarque

En général les conduites en fonte ductile résistent contre la corrosion interne et externe, notamment celle due au sol agressif. Néanmoins certains conduites avec ce même matériau

peuvent présenter des impuretés (ou présence de boulons) et par conséquent sujettes à une corrosion.

Pour plus de sécurité, un badigeonnage au bitume (ou goudron de mer) s'avère nécessaire.

V.5. Etude de l'adduction principale

V.5.1. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite.

V.5.2. Proposition des variantes

a) Variante N°1

Cette conduite d'adduction comprend une prise flottante du système de Bouroumi au niveau du plan d'eau du barrage Ghrib, assurant l'amenée d'eau brute à la nouvelle station de traitement, qui acheminera l'eau traitée vers la bache d'aspiration n° 01, à une côte de 459mNGA à partir de laquelle l'eau est pompée en direction du réservoir tampon au niveau de Hannacha a une côte 785mNGA.

L'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage n° 02 sise Draa-Esmar à une côte de 670mNGA en passant par le brise charge de Harbil à une côte de 691mNGA

Cette station refoulera vers le réservoir d'arrivée le plus élevé (R'Mali a une côte 1050 m) de Médéa

- ◆ La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers le réservoir tampon (R.T) par l'intermédiaire d'une conduite de 7000m de longueur à une hauteur d'environ 326m.
- ◆ A partir de réservoir tampon l'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1200m de longueur a une hauteur d'environ 101m
- ◆ la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir d'arrivée projetée à une hauteur de 1050 m, par l'intermédiaire d'une conduite de 9500 m de longueur a hauteur d'environ 380m.

b) Variante N° 2

Cette conduite d'adduction comprend une prise flottante du système de Bouroumi au niveau du plan d'eau du barrage Ghrib, assurant l'amenée d'eau brute à la nouvelle station de traitement, qui acheminera l'eau traitée vers la bache d'aspiration n° 01, à une côte de 459mNGA à partir de laquelle l'eau est pompée en direction du réservoir tampon au niveau de Hannacha a une côte 800mNGA.

L'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage n° 02 sise Draa-Esmar à une côte de 600mNGA, Cette station refoulera vers le réservoir d'arrivée le plus élevé (R'Mali a une côte 1050 m) de Médéa

- ◆ La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers le reservoir tampon (R.T) par l'intermédiaire d'une conduite de 7500m de longueur à une hauteur d'environ 341m.
- ◆ A partir de reservoir tampon l'eau s'écoule gravitairement vers la station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1300m de longueur a une hauteur d'environ 200m
- ◆ la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir d'arrivée projetée à

une hauteur de 1050 m, par l'intermédiaire d'une conduite de 1000 m de longueur a hauteur d'environ 450 m.

c) Variante N°3

Le projet comprend l'exploitation partielle après diagnostic du système d'adduction de Bouroumi, comprenant la prise flottante ainsi qu'une partie de la conduite reliant le barrage Ghrib et la commune de Harbil sur une distance de 10 Km.

Les travaux concernent un piquage sur cette canalisation existante en acier DN 1000 mm par une conduite en DN 600 PN 40 en fonte sur une longueur approximative de 200 ml, où sera édifiées 01 station de traitement et 01 station de pompage.

Cette station n°01 refoulera vers la station de reprise n°02, qui à son tour refoulera vers le réservoir d'arrivée le plus élevé (R'Mali : 1.050 m) de Médéa sur une distance global de 18Km.

V.5.3. Analyse et choix de la variante

- Dans la 2^{ème} variante les hauteurs géométriques est plus grand et la longueur de tracé et plus grand par apport a la 1^{ère} variante.
- L'arrêt prolongé du système de Bouroumi depuis 2004 risque d'avoir des impondérables tels que fuites d'eau et corrosion des équipements dues aux aléas atmosphériques
- La 3^{ème} variante générera des charges d'exploitation supplémentaires par rapport au 1^{er} variante.
- A la lecture des trois variantes, il ressort que la 1^{ère} variante est plus avantageuse sur le plan d'exploitation nonobstant son coût de réalisation élevé en comparaison à celui du 2^{ème} et 3^{ème} variante.

Le tracé de la variante retenue est représenté par la (figure V.1)

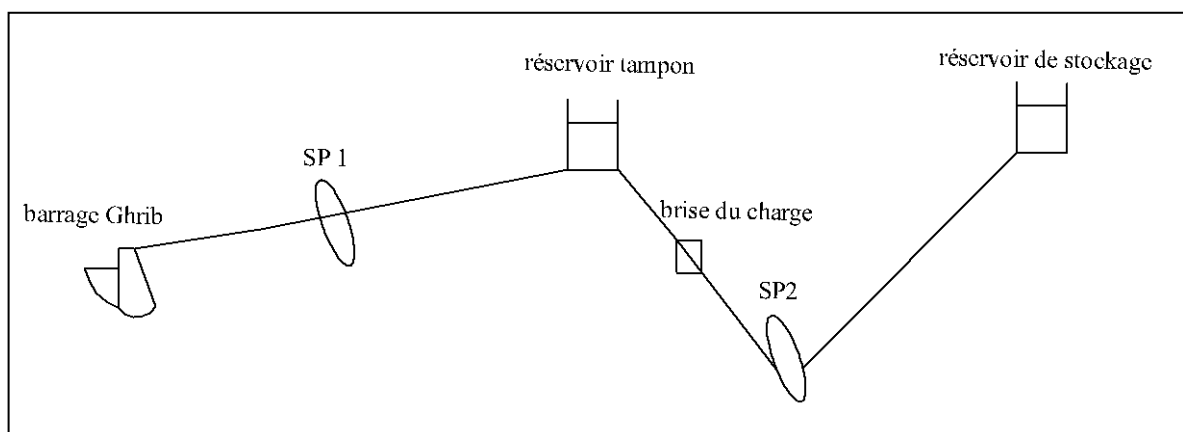


Figure V.1: Tracé de la variante retenue

V.5.4. Dimensionnement de l'adduction

V.5.4.1. Méthode de calcul

a) Cas de refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

- **Formule de BRESS :** $D = 1,5 * \sqrt{Q}$ (V.1)

- **Formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q}$ (V.2)

Q: débit à élever en m³/s.

D : Diamètre économique de la conduite (m).

Remarque

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

❖ Calcul des pertes de charge

➤ Pertes de charge linéaires

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

- ✓ Diamètre D de la conduite en (m);
- ✓ Débit Q en (m³/s);
- ✓ La rugosité absolue K_S exprimée en mm;
- ✓ La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (V.3)$$

λ : coefficient de frottement ;

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I: gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (V.4)$$

K_S: rugosité absolue de la conduite ;

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (V.5)$$

Avec :

K₀: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

$\alpha = 0,03$ mm/an

T: temps de service, T=17 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,03 * 17 = 1,31$ mm.

➤ Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) , Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \quad (V.6)$$

➤ Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

❖ Calcul de la hauteur manométrique totale



La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (V.7)$$

Hg: la hauteur géométrique ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

❖ Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (V.8)$$

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

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

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$).

❖ Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (V.9)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =22 h
P: puissance de la pompe en (kW)

A) Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (V.10)$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS. (e=2,7DA)

B) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$$F_{am} = P_{rc} * A$$

P_{rc}: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (V.11)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 % ;

n: nombre d'années d'amortissement, n = 17 ans.

b) Cas gravitaire

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{17} - 1} + 0,08 = 0,10963 = 10,96 \%$$

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (V.12)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (V.13)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,1 * L_g \quad (V.14)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau V.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (V.15)$$

On opte pour des conduites en fonte et on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

V.5.4.2. Dimensionnement de la Variante N°1

a) Calcul des diamètres économiques de la conduite de refoulement

On a toutes les longueurs des conduites de refoulement supérieures à 1 Km Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN:

$$D = \sqrt[0,746]{Q}$$

- **SP1 – R- tampon**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont : $Q_{max,j} = 44234,97 \text{ m}^3/\text{j}$

$$L = 7000 \text{ m}$$

$$H_g = 326 \text{ m}$$

$$D_{c \text{ Bonnin}} = 0,746 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \quad (V.16)$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 44234,97 \text{ m}^3/\text{j}$

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 22 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{exp} = \frac{44234,97}{22 * 3600} = 0,558 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la (V.2)

$$\text{A.N : } D = \sqrt[0,558]{0,558} = 0,746 \text{ m} \text{ Donc } D = 746 \text{ mm}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.4, IV.5, IV.6, IV.7 :

Tableau V.2: Calcul de la HMT du tronçon SP1 – R-tampon

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	HMT (m)
400	4,44	0,0252540 7	0,06343637	7000	510,66	326	836,66
500	2,83	0,0237814 6	0,01944522 2	7000	156,53	326	482,53
600	1,97	0,0226718	0,00747425 9	7000	60,16	326	386,16
700	1,45	0,0217930 8	0,00333624 2	7000	26,85	326	352,85
800	1,11	0,0210725 5	0,00165414 6	7000	13,31	326	339,31
900	0,88	0,0204662 4	0,00089755 6	7000	7,22	326	333,22
1000	0,71	0,0199457 9	0,00051247 0	7000	4,12	326	330,12

Tableau V.3: Calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 – R-tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
400	5580,5222	44811593,27	120991301,8
500	3218,475	25844354,25	69779756,48
600	2575,6872	20682768,22	55843474,18
700	2353,5095	18898681,29	51026439,47
800	2263,1977	18173477,53	49068389,33
900	2222,5774	17847296,52	48187700,61
1000	2201,9004	17681260,21	47739402,57

Tableau V.4: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 – R-tampon

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F _{amort} (DA).
400	23400	7000	163800000	17952480
500	26910	7000	188370000	20645352
600	32760	7000	229320000	25133472
700	38220	7000	267540000	29322384
800	43290	7000	303030000	33212088
900	48700	7000	340907000	37363407,2
1000	52650	7000	368550000	40393080

Tableau V.5: Bilan du tronçon SP1 – R-tampon

Diamètre en (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	(DA)
400	120991301,8	17952480	138943782
500	69779756,48	20645352	90425108,5
600	55843474,18	25133472	80976946,2
700	51026439,47	29322384	80348823,5
800	49068389,33	33212088	82280477,3
900	48187700,61	37363407,2	85551107,8
1000	47739402,57	40393080	88132482,6

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure V.2 :

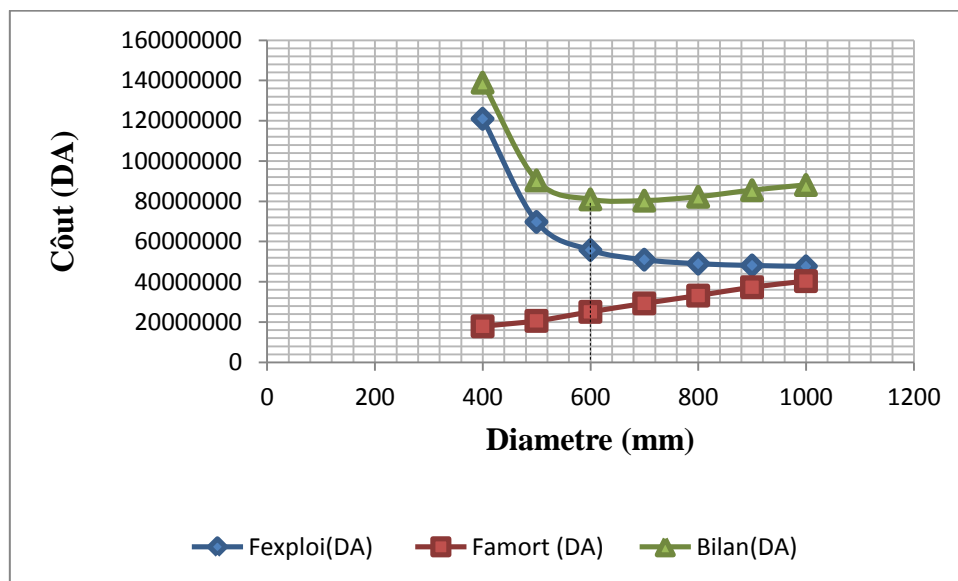


Figure V.2 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – R-tampon

Remarque :

Le diamètre économique est de 600 mm, avec une vitesse de $V = 1,97\text{m/s}$.

- **SP2 – R-d'arrivée :**
 - $Q_{\text{exp}} = 0,558 \text{ m}^3/\text{s}$
 - $L = 9500\text{m}$
 - $H_g = 380 \text{ m}$
 - $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,746 \text{ m}$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux V.6, V.7, V.8, V.9 :

Tableau V.6: Calcul de la HMT du tronçon SP2 – R-R’Mali

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	HMT (m)
400	4,44	0,0252540 7	0,06343637	9500	693,04	380	1073,04
500	2,83	0,0237814 6	0,01944522 2	9500	212,43	380	592,43
600	1,97	0,0226718	0,00747425 9	9500	81,56	380	461,56
700	1,45	0,0217930 8	0,00333624 2	9500	36,44	380	416,44
800	1,11	0,0210725 5	0,00165414 6	9500	18,07	380	398,07
900	0,88	0,0204662 4	0,00089755 6	9500	9,8	380	389,8
1000	0,71	0,0199457 9	0,00051247 0	9500	5,59	380	385,59

Tableau V.7: Calcul de frais d’exploitation du tronçon SP2 – R-R’Mali

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{exploit} (DA)
400	7157,1768	57472129,7	155174750,2
500	3951,5081	31730610,04	85672647,12
600	3078,6052	24721199,76	66747239,34
700	2777,6548	22304568,04	60222333,72
800	2655,1269	21320669,01	57565806,32
900	2599,966	20877726,98	56369862,85
1000	2571,8853	20652238,96	55761045,19

Tableau V.8: Calcul des frais d’amortissement du tronçon SP2– R-R’Mali

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F _{amort} (DA).
400	23400	9500	222300000	24364080
500	26910	9500	255645000	28018692
600	32760	9500	311220000	34109712
700	38220	9500	363090000	39794664
800	43290	9500	411255000	45073548
900	48700	9500	462650000	50706440
1000	52650	9500	500175000	54819180

Tableau V.9: Bilan du tronçon SP1 – R-R’Mali

Diamètre en (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	(DA)
400	155174750,2	24364080	179538830
500	85672647,12	28018692	113691339
600	66747239,34	34109712	100856951
700	60222333,72	39794664	100016998
800	57565806,32	45073548	102639354
900	56369862,85	50706440	107076303
1000	55761045,19	54819180	110580225

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure V.3 :

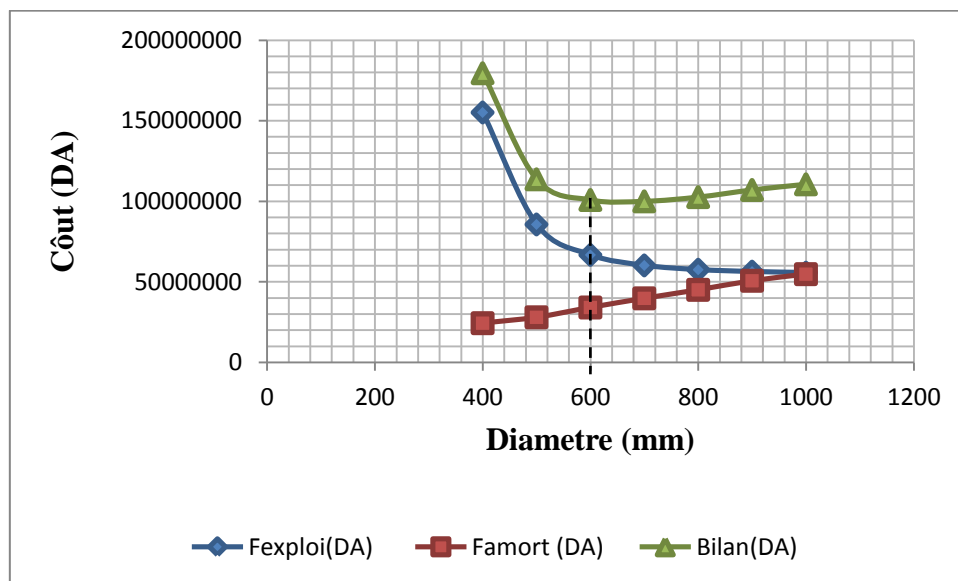


Figure V.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 – R-R’Mali

Remarque

Le diamètre économique est de 600 mm, avec une vitesse de $V = 1,97$ m/s.

b) Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire

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

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

Telle que $H_d = 785 - 670 = 115$ m

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où = Hd

Mais la conduite va devoir devra assurer deux débits

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (V.15):

Donc on trouve :

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 596 mm mais il faut le normaliser, mais avant on va vérifier est ce que la ligne de charge engendrée par le diamètre unique et qui est une ligne droite reliant les deux réservoirs, va-t-elle écrêter le terrain naturel.

Remarque

Après vérification, on remarque que le risque d'écrêtement du terrain naturel par la ligne de charge est nul, mais il y a un risque de pression exagérée donc on va implanter un brise de charge de tel façon la conduite va supporter la pression.

Donc la cote terrain naturel de la brise de la charge est : 691m

☞ Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont regroupées dans le tableau III.22

Tableau V.10 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Brise charge	9000	10350
2	Brise charge	Station de pompage N°2	3000	3450

☞ Altitudes des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont regroupées dans le tableau V.11

Tableau V.11 : Altitudes des différents points de l'adduction

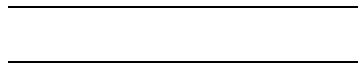
N° du point	Points	Côte de terrain naturel (m)
1	Réservoir tampon	785
2	Brise charge	691
3	Station de pompage N°2	670

☞ **Dimensionnement des différents tronçons :**

1) Tronçon réservoir tampon (R_{tampon}) – brise charge:

Nous avons un débit $Q = 0,558 \text{ m}^3/\text{s}$, et un $l_e = 10350\text{m}$

Donc on trouve :



Donc le diamètre $D = 600 \text{ mm}$

- La perte de charge entre (R_{tampon}) et (BC 1) :

$$\Delta H_{1-2} = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,001735 \times 10350 \times 0,558^2}{0,6^{5,3}} = 83,81\text{m}$$

$$\Delta H_{1-2} = 83,81 \text{ m}$$

- La côte piézométrique de (BC 1) :

$$CP_2 = CT_{p1} - \Delta H_{1-2}$$

$$CP_2 = 790 - 83,81 = 706,19\text{m}$$

$$CP_2 = 706,19 \text{ m}$$

- La pression brisée par (BC 1) :

$$P_{brisée} = CP_2 - CT_2$$

$$P_{brisée} = 706,19 - 691 = 15,19\text{m}$$

$$P_{brisée} = 15,19 \text{ m}$$

- La vitesse d'écoulement :

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de

continuité : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$ Ainsi: $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ;

S : section de la canalisation (m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Si on prend un diamètre normalisé DN= 600 mm, la vitesse d'écoulement sera :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \Rightarrow V = \frac{4 * 0,558}{\pi * 0,6^2} = 1,97 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon **réservoir tampon (R tampon) – brise charge** aura un diamètre normalisé DN= 600 mm sur une longueur égale à 10350 m avec une vitesse de 1.97 m/s.

2) Tronçon brise charge– Station de pompage (SP 2) :

- La perte de charge disponible :

$$\Delta H_d = CT_2 - CT_{p3}$$

$$\Delta H_d = 691 - 670 = 21 \text{ m}$$

- Le diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 3450 * (0.558)^2}{21}} = 0.633 \text{ m}$$

Donc le diamètre D = 600 mm

- Vitesse d'écoulement :

Le tronçon **brise charge– Station de pompage (SP2)** aura une vitesses :

$$V = \frac{4 * 0.558}{\pi * 0.6^2} = 1,97 \text{ m/s}$$

Donc, le tronçon **brise charge– Station de pompage (SP2)** aura un diamètre normalisé DN= 600 mm sur une longueur égale à 3450 m avec une vitesse de 1.97 m/s.

◆ Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaire figurent dans le tableau V.1

Tableau V.12: Frais d'investissement des conduites gravitaire

D (mm)	Prix ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	ANNUITE	Frais d'amortissement (DA)
600	32760	9500	311220000	0,1096	34109712
600	32760	3000	98280000	0,1096	10771488
Total					44881200

Conclusion

Dans ce présent chapitre il existe une alternance entre l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire.

L'adduction commence par refoulement jusqu'au réservoir Tampon, à l'aide d'une Station de pompage de 7 Km de longueur et 600 mm de diamètre, A partir du réservoir Tampon, l'adduction s'effectuera gravitairement jusqu'à la station de pompage (SP2), sur une longueur de 12 Km avec un diamètre 600 mm. Par suite, un refoulement vers le réservoir de R'Mali, se fera par une conduite de 9 Km longueur et d'un diamètre de 600mm.

Il est nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement.

Ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre VI : Etude de pompage

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

VI.1. Définition [1]

Les machines élévatoires industrielles couramment utilisées en approvisionnement en eau potable sont des turbopompes ou pompes centrifuges. Elles sont constituées par un ou plusieurs roues qui tournent dans une enceinte ou corps de la pompe. La rotation de la roue imprime à l'eau entraînée une énergie cinétique qui se transforme en pression à la sortie de la pompe.

VI.2.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ◆ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur
- ◆ Meilleur rendement ;
- ◆ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ◆ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ◆ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ◆ Puissance absorbée minimale ;
- ◆ Etre fabriquée en série.

VI.3.Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- ◆ Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- ◆ Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

VI.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- ◆ Nombre de pompes n minimal ;
- ◆ Meilleur rendement ;
- ◆ Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale
- ◆ Nombre d'étage minimal ;
- ◆ Puissance absorbée minimale.

VI.4.1.Refoulement : SP 1 – R- Tampon

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (VI.1):

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP 1

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1843,12	386,16	-	-	-	-	-	-
2	921,56	386,16	-	-	-	-	-	-
3	614,37	386,16	-	-	-	-	-	-
4	460,78	386,16	PML150/4A	75,5	2900	4	2530	12,6
5	368,62	386,16	PML150/4B	73,5	2900	4	2640	7,71
6	307,18	386,16	PM 125/4A	76.3	2900	4	2500	8,99

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 6 pompes, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, nombre d'étages et puissance absorbée. Cependant une 2 pompes de secours doit être prévue. Ces 08 Pompes sont identiques et de type PM125/ 4A.

VI.4.2. Refoulement : SP 2 – R-D'arrive (R'Mali)

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (VI.2):

Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP 2

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1843,12	461,56	-	-	-	-	-	-
2	921,56	461,56	-	-	-	-	-	-
3	614,37	461,56	-	-	-	-	-	-
4	460,78	461,56	-	-	-	-	-	-
5	368,62	461,56	PM125/5A	73,8	2900	5	2860	13,8
6	307,18	461,56	PM125/5A	76,3	2900	5	3160	9,43

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec 6 pompes, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, nombre d'étages et puissance absorbée. Cependant une 2 pompes de secours doit être prévue. Ces 08 pompes sont identiques et de type PM125/ 5A.

VI.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η_p - Q] et [(NPSH)r - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure VI.1 pour la première station de pompage et la figure VI.2 pour la deuxième station. (Annexe VI).

VI.6. Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

VI.6.1 Courbes caractéristiques de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \dots\dots\dots(VI.3)$$

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

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

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

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

VI.6.2 Refoulement : SP 1 – R- Tampon

Tableau VI.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-R-Tampon)

N°	Q (m ³ /h)	6Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	326	7000	600	0.002623	0	0	326
2	30	180	326	7000	600	0.002623	0,0056	0,065	326,065
3	60	360	326	7000	600	0.002623	0,23	0,26	326,26
4	100	600	326	7000	600	0.002623	0,63	0,73	326,73
5	150	900	326	7000	600	0.002623	1,42	1,64	327,64
6	200	1200	326	7000	600	0.002623	2,53	2,9	328,9
7	250	1500	326	7000	600	0.002623	3,95	4,54	330,54
8	300	1800	326	7000	600	0.002623	5,69	6,54	332,54
9	400	2400	326	7000	600	0.002623	10,11	11,63	337,63

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure VI.3.

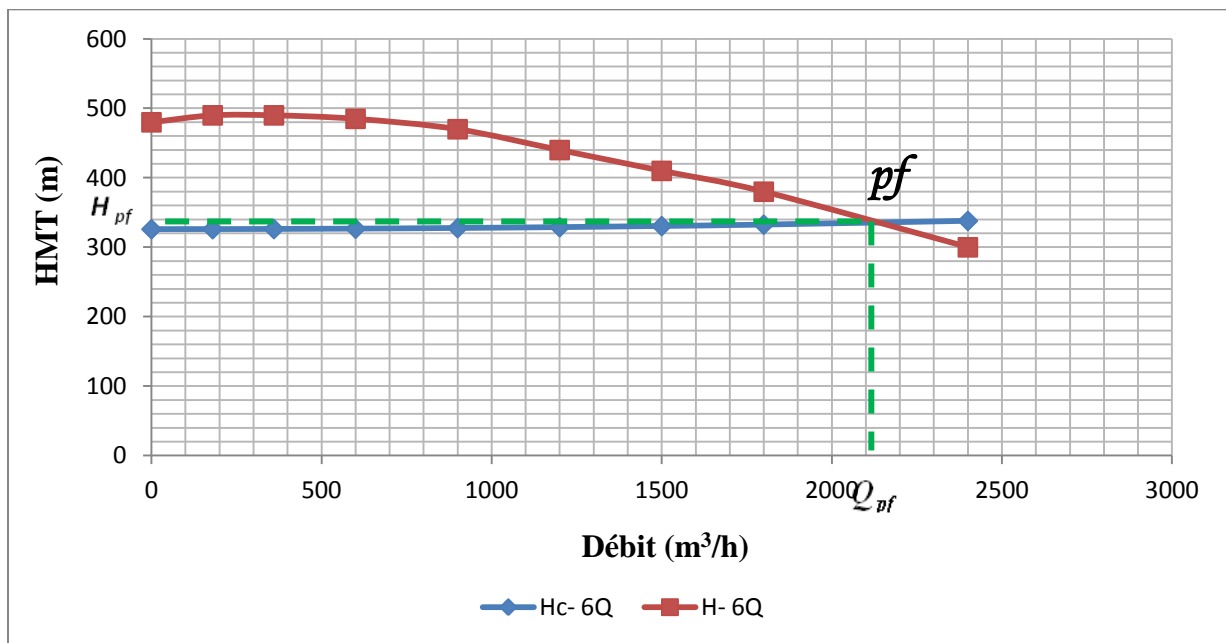


Figure VI.1 : Point de fonctionnement de la pompe SP1

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 2150 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1843,12 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 340 \text{ m} < H_{app} = 386,16 \text{ m} \end{cases}$$

VI.6.3 Refoulement : SP2- R -D'arrivé (R'Mali)

Tableau VI.4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-R-R'Mali)

N°	Q (m ³ /h)	6Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	380	9500	600	0.002623	0	0	380
2	30	180	380	9500	600	0.002623	0,077	0,088	380,088
3	60	360	380	9500	600	0.002623	0,31	0,36	380,36
4	100	600	380	9500	600	0.002623	0,85	0,99	380,99
5	150	900	380	9500	600	0.002623	1,93	2,22	382,22
6	200	1200	380	9500	600	0.002623	3,43	3,95	383,95
7	250	1500	380	9500	600	0.002623	5,36	6,17	386,17
8	300	1800	380	9500	600	0.002623	7,72	8,88	388,88
9	400	2400	380	9500	600	0.002623	13,72	15,79	395,79

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure VI.4.

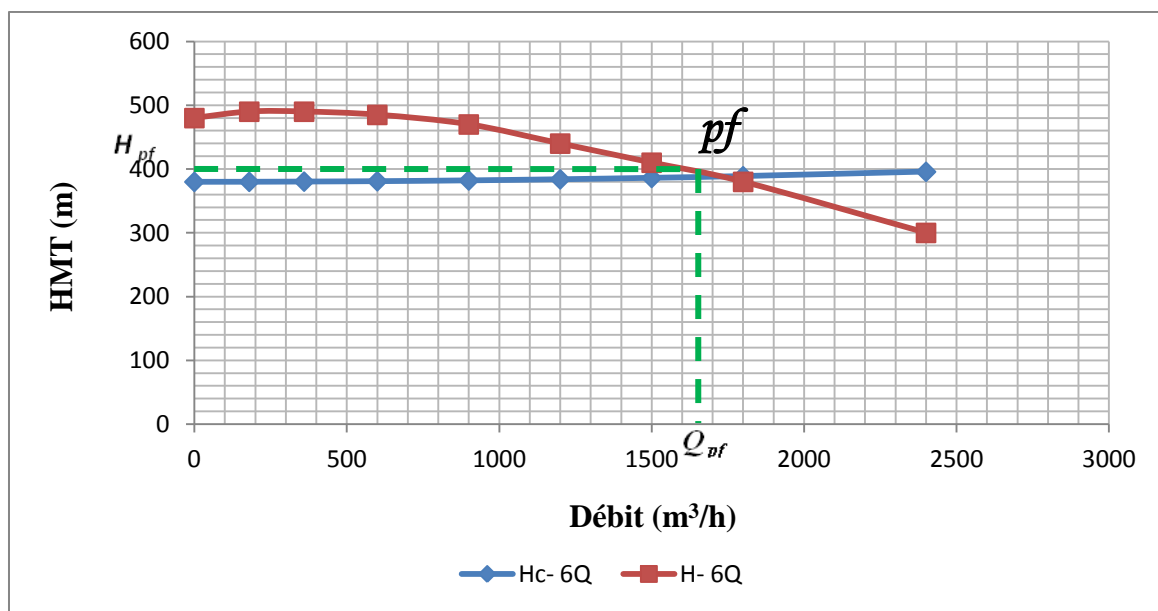


Figure VI.2: Point de fonctionnement de la pompe SP2

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 1700 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 1843,12 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 400 \text{ m} < H_{app} = 461,56 \text{ m} \end{cases}$$

VI.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

VI.7.1 Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (VI.4)$$

Où :

$\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (VI.5)$$

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

Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots \dots \dots (VI.6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue sera :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots \dots \dots (VI.7)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

*Rendement du rognage

$$R = (1-m)*100 \dots\dots\dots (VI.8)$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

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

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (VI.10)$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

➤ **Changement du type de la pompe** : dans le cas où c'est possible.

VI.7. 2 Débit disponible (point de fonctionnement) < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

➤ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe**.

Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et rognage pour la première station de pompage ($Q_{app} < Q_{Pf}$) et le mode de réglage, qui est le réglage par changement de la vitesse rotatif (qualitatif) pour la deuxième station de pompage ($Q_{app} > Q_{Pf}$).

VI.7.3 Refoulement : SP1 – R-Tampon

a) Vannage

- $H_c' = 390$ m (figure VI.1).
- $h_v = 390 - 386,16 \Rightarrow h_v = 3,84$ m.

- $\eta_{inst}^{av, van} = 76,3\%$ (tableau VI.1).

- $\eta_{inst}^{ap, van} = 76,3 * \frac{386,16}{386,16 + 3,84} \Rightarrow 75,5 \%$

- Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{1843,12}{6} \Rightarrow Q = 307,18 m^3 / h .$$

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta}$$

Ainsi : $P_{abs} = \frac{9,81 * 307,18 * 390}{0,755 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 432,39 \text{ Kw}.$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{1843,12}{2150} * 22 \Rightarrow t' = 18 \text{ h } 51 \text{ min } 35 \text{ sec}$$

- Le rendement correspondant au débit $Q_A = 2150 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 75.2 %. (figure annexe VI –b)

Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que : $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{2150}{6} \Rightarrow Q = 358,33 m^3 / h$$

AN :

Ainsi : $P_{abs} = \frac{9,81 * 358,33 * 390}{0,752 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 506,4 \text{ Kw}.$

c) Rognage

- ◆ L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{386,16}{1843,12} * Q = 0,21Q$

- ◆ Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 337 * \sqrt{\frac{1843,12}{2150}} = 312 \text{ mm}$

- ◆ Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{1843,12}{2150}} = 0,925$

- ◆ Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,925) * 100 \quad R\% = 7,5\% < 15\%$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace.

- ◆ Le rendement après rognage est : 80 % (figure VI.3 et annexe VI-a)

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 307,8 * 390}{0,8 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 408,06 \text{ Kw.}$

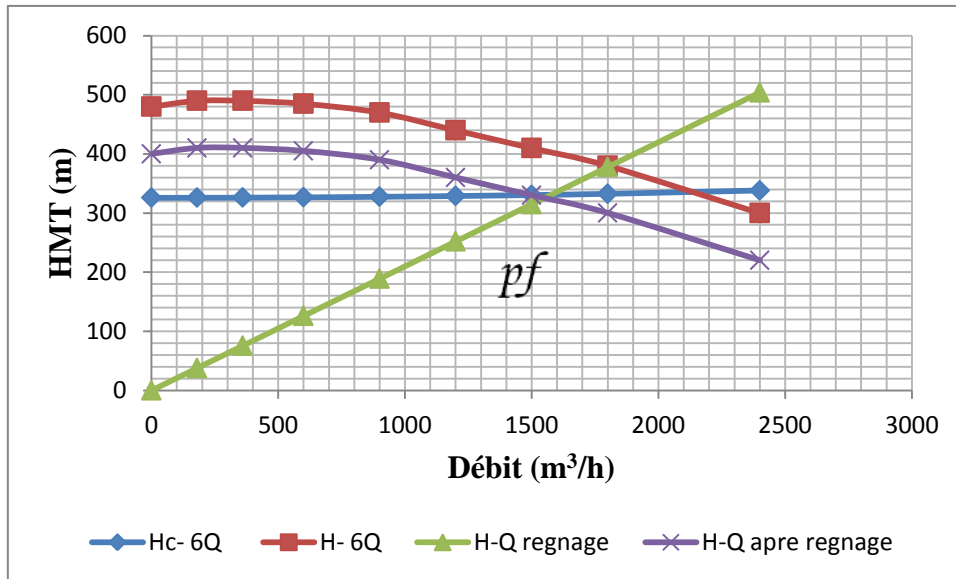


Figure VI.3 : Mode de réglage de la SP1

Conclusion

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

VI.7.4 Refoulement : SP2 – R-D’arrivé (R’Mali)

On a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

L’équation de la courbe de proportionnalité est : $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{461,56}{1843,121^2} = 1,35 * 10^{-4}$$

Pour construire la courbe de proportionnalité, on calcul les valeurs de H en fonction de Q, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau VI.5

Tableau VI.5: Résultats de calcul de la courbe de proportionnalité

Q (m ³ /h)	0	180	360	600	900	1200	1500	1800	2400
H=a*Q ² (m)	0	4,37	17,49	48,6	109,35	194,4	303,75	437,4	777,6

D'après la loi de similitude, la nouvelle vitesse de la pompe sera :

$$n = 2970 \text{ tr/min.}$$

Telle que :

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

QE : c'est le débit qui correspond au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la courbe de proportionnalité, qui est égale à 1670 m³/h (voir figure VI.4)

QD : c'est le débit qui correspond au point d'intersection entre la courbe de la conduite et la courbe de proportionnalité, qui est égale à 1710m³/h (voir figure VI.4)

Donc :

$$n = 2970 \text{ tr/min.}$$

La nouvelle vitesse rotative est $n = 2970 \text{ tr/min.}$

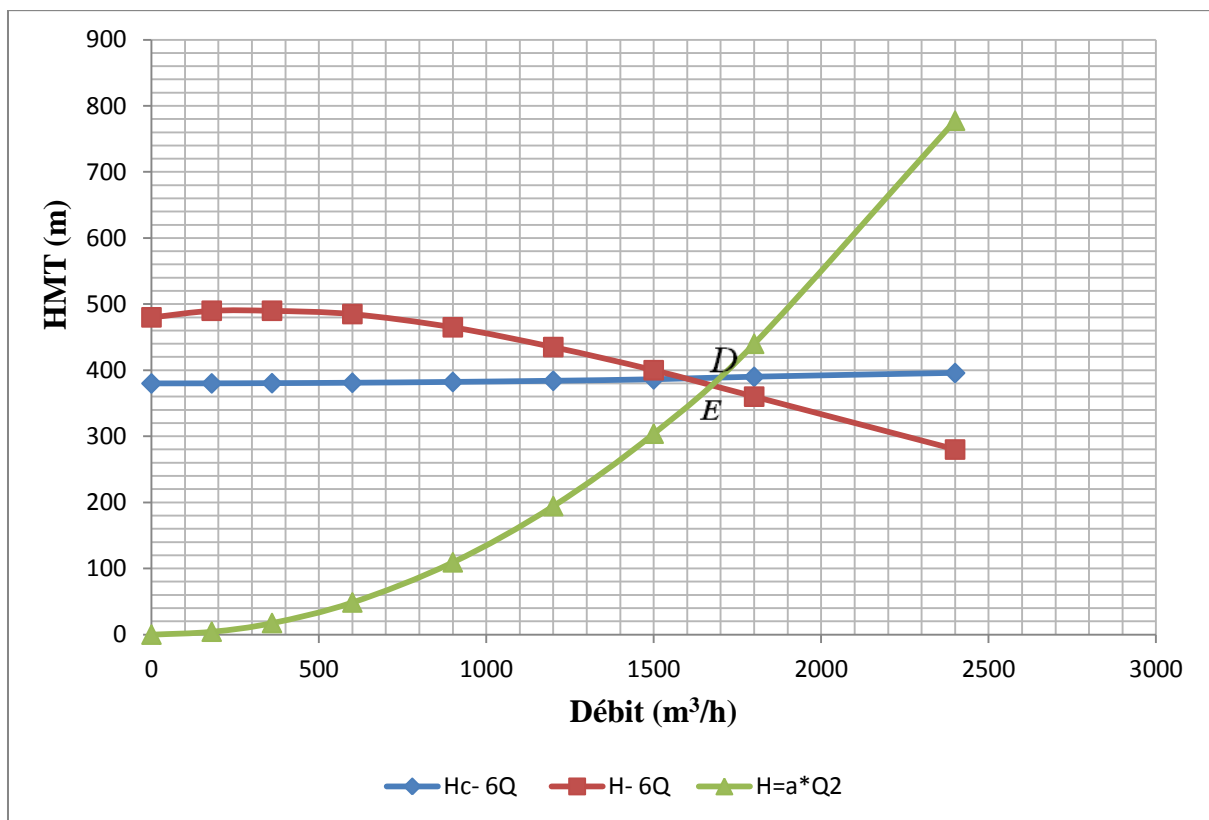


Figure VI.4 : Mode de réglage de la SP2

Le point D devient le point de fonctionnement de la pompe tournant avec la nouvelle vitesse $n = 2970 \text{ tr/min.}$

Le nouveau rendement du nouveau point de fonctionnement est déterminé par la projection du

débit de point D sur la courbe $[\eta_p - 6Q]$.

Le rendement après projection est de : 77,1 %

VI.8 Etude du phénomène de cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

VI.8.1 Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe

- ◆ la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte;
- ◆ implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue;
- ◆ vibrations anormales;
- ◆ bruit anormal (pompage de caillou);
- ◆ destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
- ◆ arrachement de matière dans les zones d'implosion;
- ◆ chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.



Figure VI.5 : Roues soumises à la cavitation.

✚ Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (VI.11)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0,3 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (VI.12)$$

Avec : V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (VI.13)$$

H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau VI.6 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI.14)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (VI.15)$$

Avec : L_r : longueur du collecteur de refoulement, L_r = 50 m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, l_r = 1,5 m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VI.16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (VI.17)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (VI.18)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI.8.2 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots \dots \dots (VI.19)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

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

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

➤ Refoulement SP1 – R-Tampon

- La charge nette d'aspiration requise

(NPSH)_r = 8,99 m (figure VI.1)

- La pression atmosphérique

$Pat = 10,33 - 0,00139 * 459 \Rightarrow Pat = 9,69$ mce.

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$

$T_v = 0,24$ mce

- Le diamètre de la conduite d'aspiration

$D_{Na} = 150$ mm (Annexe VI (Tableau VI.9))

Donc : $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225$ mm

- La vitesse d'aspiration

$$V_a = \frac{4 * 307,12}{3,14 * 0,225^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,14 \text{ m/s}$$

- D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1830,16}{3,14 * 1,5 * 3600}} = 0,657 \text{ m}$$

On pose que $D_c = 0,65$ m $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 1830,12}{3,14 * 0,65^2 * 3600} = 1,53$ m/s

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 650$ mm

- La perte de charge linéaire à l'aspiration

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left| \frac{50 * \left(\frac{1830,12}{3600}\right)^2}{0,65^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{307,18}{3600}\right)^2}{0,225^{5,3}} \right| \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,27 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 12,67 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,31m$$

- La hauteur d'aspiration admissible

$$h_{asp}^{adm} = 8,99 + 0,2 - 9,69 + 0,24 + \frac{2,14^2}{2 * 9,81} + 0,31 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,28 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration

$$\nabla_{min} = 464 - 4 + 0,7 \Rightarrow \nabla_{min} = 460,7mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe

$$\nabla_{axe} = 460,7 - 0,28 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 460,72mNGA$$

➤ Refoulement SP2 – R-D'arrivé

- La charge nette d'aspiration requise

$$(NPSH)_r = 9,43 \text{ (figure V1.2)}$$

- La pression atmosphérique

$$Pat = 10,33 - 0,00139 * 670 \Rightarrow Pat = 9,39 \text{ mce.}$$

- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$

$$Tv = 0,24 \text{ mce}$$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration

$$DN_a = 150 \text{ mm (Annexe VI (Tableau VI.10))}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225mm$$

- La vitesse d'aspiration

$$V_a = \frac{4 * 307,18}{3,14 * 0,225^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,14m/s$$

Dc : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1830,16}{3,14 * 1,5 * 3600}} = 0,657m$$

$$\text{On pose que } D_c = 0,65 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1830,12}{3,14 * 0,65^2 * 3600} = 1,53m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : Dc = 650 mm

La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left| \frac{50 * \left(\frac{1830,12}{3600}\right)^2}{0,65^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{307,18}{3600}\right)^2}{0,225^{5,3}} \right| \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,27m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 12,67 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,31m$$

- La hauteur d'aspiration admissible

$$h_{asp}^{adm} = 9,43 + 0,2 - 9,39 + 0,24 + \frac{2,14^2}{2 * 9,81} + 0,27 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,98m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration

$$\nabla_{min} = 670 - 4 + 0,7 \Rightarrow \nabla_{min} = 666,7mNGA$$

- La côte de l'axe de la pompe

$$\nabla_{axe} = 666,7 - 0,98 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 666,02mNGA$$

VI.9 Choix du moteur électrique

VI.9.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.
- **VI.9.2. Caractéristiques du moteur électrique de SP1**

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 355Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 0A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

VI.9.3. Caractéristiques du moteur électrique de SP2

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 355 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal 0A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

VI.10. Equipement d'une pompe [1]

Plusieurs équipements sont installés à l'amont et à l'aval d'une pompe pour garantir son bon fonctionnement et son contrôle.

a) A l'amont d'une pompe : Aspiration

- Une grille ;
- Tulipe d'aspiration :
- Crépine
- Clapet de pied
- Convergent dissymétrique
- Vanne d'arrêt
- Coude

b) A l'aval de la pompe : refoulement

- Divergent
- Vanne de refoulement
- Conduite de refoulement
- Clapet anti-retour
- Joints

c) Equipements auxiliaires d'une pompe

- Système de drainage;

- Système d'amorçage ;
- Conduite by passe ;
- Réservoir d'air ;
- Prise d'échantillon ;
- Appareillage de mesure de débit et de pression ;
- Système de levage : (pont roulant)
- Système de ventilation ;
- Eclairage ;
- Appareillage de commande ;
- Système de protection contre l'incendie.

Conclusion

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage.

- la SP1 sera équipée de six pompes de type CAPRARI PM125/4A et deux autres identiques de secours ;
- la SP2 sera équipée de six pompes de type CAPRARI PM125/5A et deux autres identiques de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation .

Chapitre VII : Protection de la conduite contre la corrosion et le coup de bélier

Introduction

En hydraulique générale des écoulements instationnaires, le phénomène le mieux décrit est celui du coup de bélier. En plus de coup de bélier les conduites d'adduction sont soumises à la corrosion,

Donc les conduites doivent résister soit intrinsèquement par leur résistance propre, soit par des moyens de protection appropriés.

Ci-après sont données des indications générales sur la protection des conduites de refoulement ou autres contre le coup de bélier et la corrosion et les moyens propres à limiter ses effets.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1.1. Définition

Le coup de bélier est une phase extrême du régime transitoire, se manifeste sous deux formes: croissante et décroissante qui sont néfastes pour la bonne tenue des conduites. Cette phase survient lorsque les conditions de l'écoulement permanent sont perturbées par des manœuvres pouvant être accidentelles ou tout à fait habituelles telles que l'arrêt d'une pompe, la fermeture ou l'ouverture d'une vanne. Il se produit alors de grandes variations de pression et de vitesse pouvant entraîner des implosions voire même des éclatements des conduites libres ou enterrées.

VII.1.2. Causes du coup de bélier

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. La modification de la vitesse d'une pompe.
5. La variation d'un plan d'eau.
6. L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII.1.3. Risques dus au coup de bélier

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

- a) **Le risque de forte pression** : Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées en plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.
- b) **Le risque de pression négative** : C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression

devienne inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

- c) **La fatigue du tuyau** : En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.1.4. Description des phénomènes physiques

a) Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

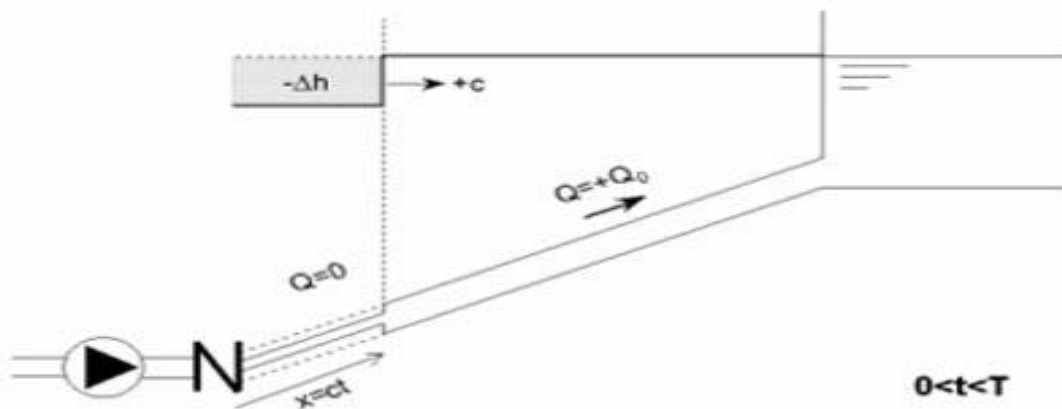


Figure VII.1 : Première phase du coup de bélier

b) Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de masse de liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

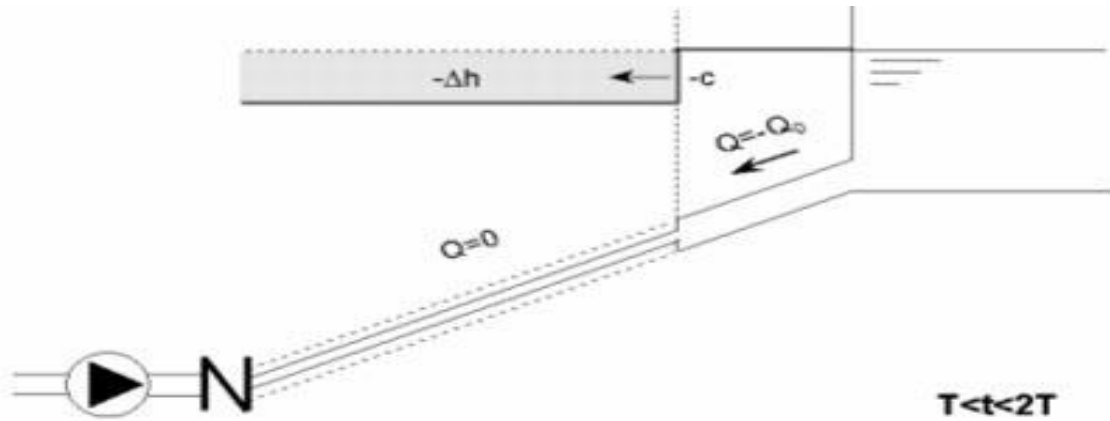


Figure VII.2: Deuxième phase du coup de bélier

c) Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint la vanne clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène.

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

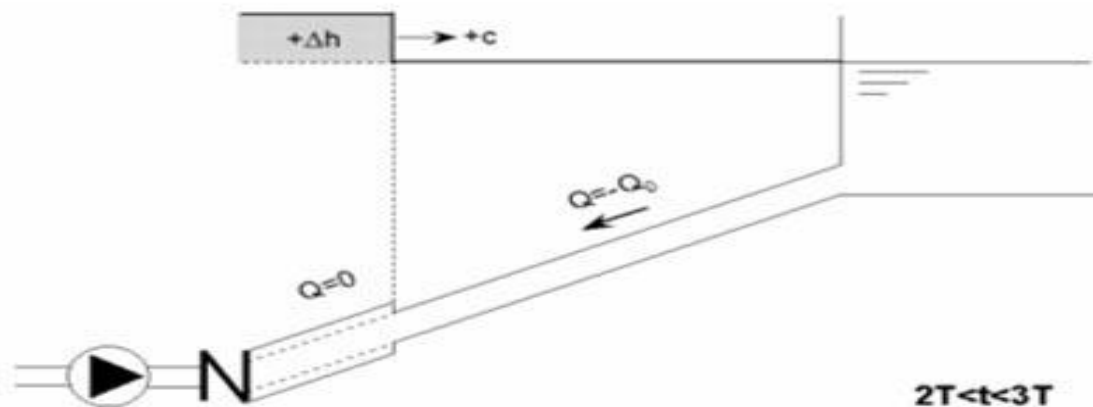


Figure VII.3 : Troisième phase du coup de bélier

d) Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

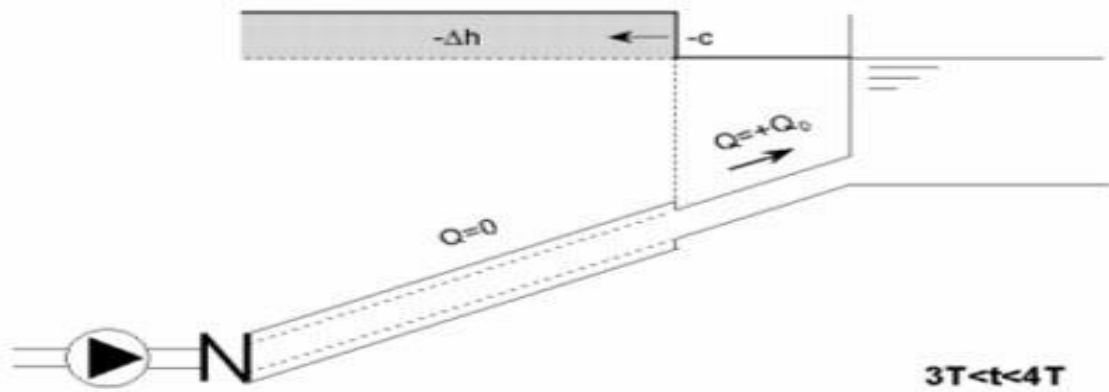


Figure VII.4: Quatrième phase du coup de bélier

VII.1.5. Etude de coup de bélier dans la conduite gravitaire

Afin de minimiser les conséquences néfastes, notre étude a pour but d'utiliser la loi de manœuvre en vue de modéliser d'une façon optimale le coup de bélier.

Nous calculons le temps d'aller et retour de l'onde dans l'adduction gravitaire. Cette dernière peut nous provoquer des surpressions et des dépressions néfastes pour la tenue de la conduite. Pour maintenir l'état de la conduite nous choisissons un RV (robinet vanne) qui sera placé à l'extrémité aval de la conduite d'adduction gravitaire et dont la loi de manœuvre doit se réaliser en un temps largement supérieur au temps d'aller-retour T_r de l'onde.

VII.1.5.1. Détermination du temps de fermeture

Dans ce qui suit nous allons déterminer le temps de fermeture de la vanne, pour le quel la surpression maximum sera inférieure au coup de bélier. En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller retour de l'onde de surpression « T_r »

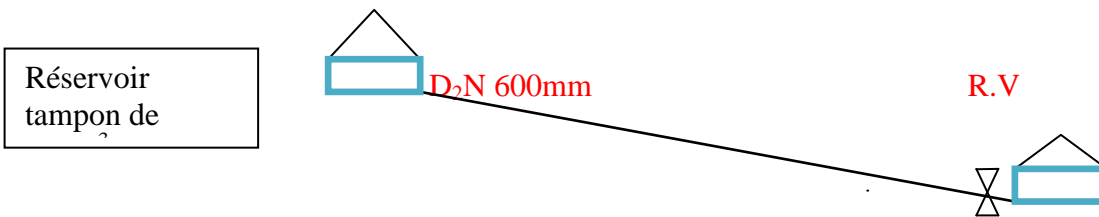
Où :
$$T_r = \frac{2L}{c} \quad \text{(VII.1.1)}$$

T_r : Le temps d'aller-retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

Tableau VII.1: Les caractéristiques de la conduite gravitaire

Q (m ³ /s)	D _N (mm)	L (m)	e (mm)	V ₀ (m /s)	T _c (seconde)	Hg= h ₀ (m)
0.558	600	12000	9.9	1.97	2	115



* Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite

$$c = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{K}{\rho} \left(\frac{1}{e_m} + \frac{1}{a} \right) (1 - \nu_m) + \frac{1}{E_s} (1 - \nu_s)}} \quad (\text{VII.1.2})$$

Avec :

C : La célérité en [m/s]

K : Le coefficient de compressibilité de l'eau ; $K = 2.07^9$ à 20°C .

ρ : La masse volumique de l'eau , $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

e_m (m) : L'épaisseur de la conduite (9.9mm)

a (m) : Le rayon intérieur de la conduite (D/2)

ν_m : Le coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0.3$ (FONTE)

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E = 1 \cdot 10^{11} \text{ Pas}$

E_s : Le module de Young du sol considéré ($E=2 \cdot 10^8 \text{ Pas}$)

A.N :

$$c = 1438 \text{ m/s}$$

Application numérique:

$$T_r = \frac{L}{c} = 16.69 = 17 \text{ s}$$

VII.1.5.2. Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \frac{c V_0}{g} = \frac{1438 \times 1,97}{9,81} = 288,77 \text{ m}$$

➤ La surpression

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max} \quad H_s = 115 + 288.77 = 403.77 \text{ m}$$

➤ La dépression

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max} \quad H_d = 115 - 288.77 = -173.77 \text{ m}$$

V_0 : La vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

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

c : La célérité d'onde (m/s)

H_g : la hauteur géométrique (52.9m).

**Application de loi de manœuvre

Avec la valeur de c nous déterminons :

$$\text{---} = \text{---} * \text{---}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{v}{V_0} &= \frac{h}{h_0} * \frac{V}{V_0} \rightarrow \\
 \frac{v}{V_0} &= 2.51 * \frac{h}{h_0} \quad \text{(VII.1.3)}
 \end{aligned}$$

Nous admettons que la vanne reste immobile et entièrement ouverte pendant 0.2 secondes et qu'à la fin de cette fraction de temps elle prend brusquement la position de $\frac{h}{h_0} = 0.85$

Pour $\frac{h}{h_0} = 0.2$ nous avons en application de :

$$\frac{v}{V_0} = \frac{h}{h_0} * \frac{V}{V_0} \quad \text{(VII.1.4)}$$

En éliminant $\frac{h}{h_0}$, et $h = h_0$ et $V = V_0$, entre (VII.1.3) et (VII.1.4), on obtient une équation de seconde degré dont nous tirons :

$$1 - \frac{v}{V_0} = \frac{h}{h_0} \quad \text{(VII.1.5)}$$

$$\left(\frac{v}{V_0}\right)^2 - 3.47 \frac{v}{V_0} + 0.28 = 0$$

$$\Delta = 3.47^2 - 4 * 0.28 = 10.92 \geq 0$$

$$\frac{v}{V_0} = \frac{3.47 \pm \sqrt{10.92}}{2} = 0.0857$$

$\frac{v}{V_0} = \frac{h}{h_0} = 3.38$ Nous prenons : $\frac{v}{V_0} = 0.0857$; et remplaçons dans l'équation (VII.1.3) pour trouver $\frac{h}{h_0} = 0.2151$.

Nous utilisons:

$$\frac{v}{V_0} - \left(\frac{v}{V_0}\right)_{i+1} = \frac{h}{h_0} - \left(\frac{h}{h_0}\right)_{i+1}$$

$$\frac{v}{V_0} + \left(\frac{v}{V_0}\right)_{i+1} = \left(\frac{h}{h_0}\right)_{i+1}$$

Ces valeurs sont inscrites dans les rubriques y correspondantes du tableau (VII.1.2), ils permettent de calculer les valeurs y correspondantes de $\frac{h}{h_0}$ et $\frac{v}{V_0}$.

Pour $\frac{h}{h_0} = 0.4$ l'équation (VII.1.5) devient :

$$0.9143 - \frac{v}{V_0} = 0.6 \frac{h}{h_0}$$

En éliminant $\frac{h}{h_0}$ entre cette dernière équation et (VII.1.3) :

$$0.9143 - \frac{v}{V_0} = 0.6 \frac{h}{h_0}$$

Le tableau se complète suivant le procédé ci-dessus exposé jusqu'à l'instant $t = t_c = 34s$

Où la vanne achève son mouvement de fermeture. L'accroissement $\frac{h}{h_0}$ correspondant à cette dernière étape de fermeture est celui qui est nécessaire à ce que le dernier résidu de vitesse devient égal à zéro, soit :

$$\frac{v}{V_0} = 2.51 * 0.1695 = 0.4254$$

Pour $\alpha = 1.2$, l'onde de pression engendrée à l'instant $t = 0.2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant une grandeur de :

$$\alpha_{t=0.2} = -0.4302$$

Les dites ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique jusqu'à $\alpha = -1.5098$ pour $t = 2$. Les résultats de calcul sont rapportés au tableau suivant :

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des calculs concernant la fermeture de la vanne

T (s)	t / t _c	A _v /	$\Delta V/V_0$	$\Delta h/h_0$	V/V ₀	h/h ₀	P(bar)
0.00	0.0	1.0	0.000	0.000	1.000	1.000	11.5
3.40	0.2	0.85	0.0857	0.2151	0.9143	1.2151	13.97
6.80	0.4	0.6	0.1546	0.3880	0.7597	1.6031	18.43
10.20	0.6	0.35	0.2401	0.6026	0.5196	2.2057	25.36
13.60	0.8	0.10	0.3501	0.8787	0.1695	3.0844	35.47
17.00	1.0	0.0	0.1695	0.4254	0.000	3.5098	40.36
20.40	1.2	0.0	0.000	-0.4302	0.000	3.0796	35.41
23.80	1.4	0.0	0.000	-0.776	0.000	2.3036	26.48
27.20	1.6	0.0	0.000	-1.2052	0.000	1.0984	12.63
30.60	1.8	0.0	0.000	-1.7574	0.000	-0.659	-7.57
34	2	0.0	0.000	-0.8508	0.000	-1.5098	-17.36

Le graphe représentant dans la figure (VII.1.5) montre l'application de la loi de manœuvre

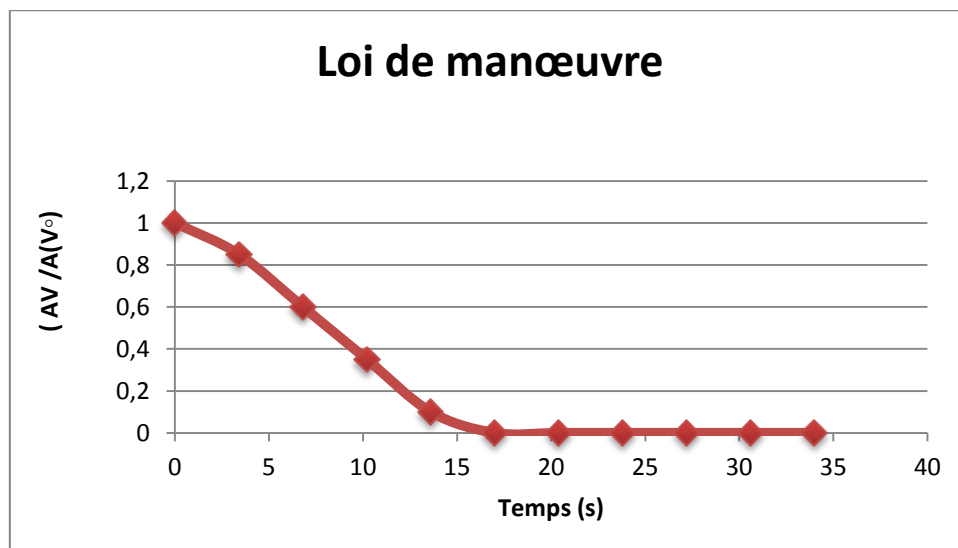


Figure VII.5 : Graphe représente la loi de manœuvre

Remarque

Le temps de fermeture de robinet vanne est de 17 seconde

VII.1.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [1]

VII.1.6.1. La protection des points hauts

Au cours du fonctionnement de la conduite ou de sa mise en eau, il peut se produire une accumulation de l'air aux points hauts. L'accumulation survient au cours du remplissage de la conduite ou de la séparation de l'air dissous par suite de conditions favorables de pression. La présence de l'air accumulé dans une conduite a pour conséquences, la réduction du débit, les risques de coups de bélier et le gaspillage d'énergie en cas de pompage. Les poches d'air peuvent être entraînées jusqu'à l'exutoire de la conduite de refoulement. Elles provoquent alors des appels brusques de débit qui peuvent s'exprimer par un coup de bélier.

Lors du diagnostic des performances des stations de pompage et de leurs conduites de refoulement, la purge adéquate des points hauts est la première vérification à effectuer avant d'examiner la rugosité des canalisations et les rendements des pompes.

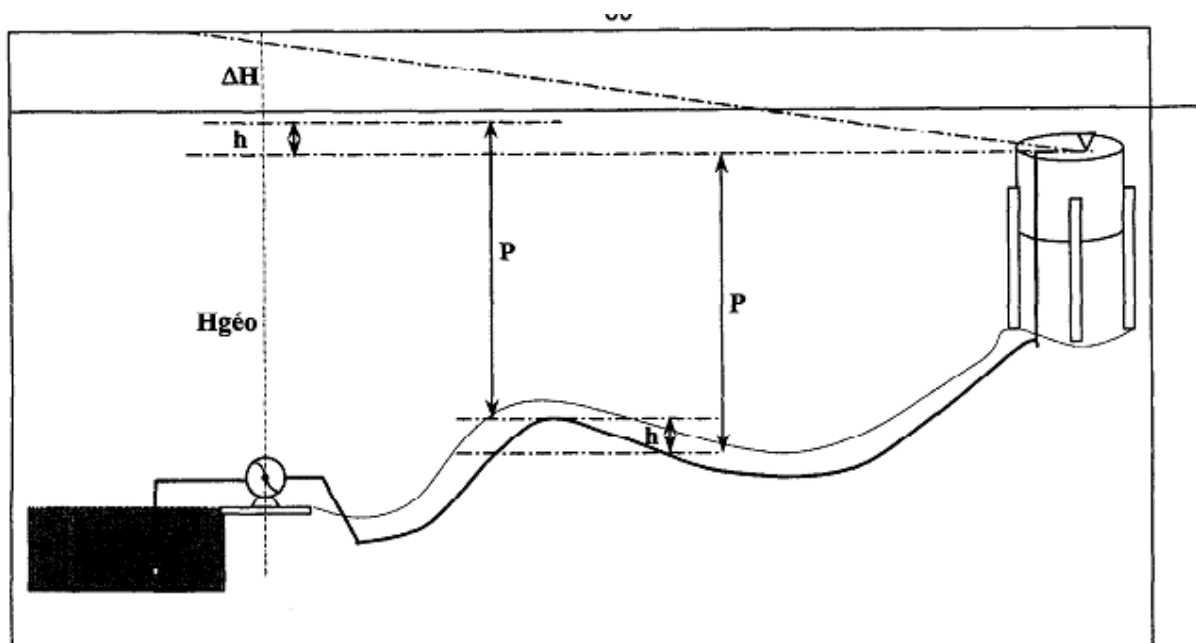


Figure VII.6 : Les effets de l'air sur le fonctionnement d'une conduite de refoulement

VII.1.6.2. La protection aux points bas

Les vidanges raccordées à proximité des points bas permettent de vider la conduite et procéder à son entretien. Le choix du débit de la vidange dépend de la longueur de la conduite d'adduction, son diamètre et le temps jugée acceptable pour la vidanger.

VII.1.6.3. Moyens de protection

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet :

- de limiter la dépression
- de limiter la surpression

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

a) Les volants d'inertie

Qui intervient dans la protection contre les dépressions

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

b) les soupapes de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression.

Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduit~ dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

c) Réservoirs d'air

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

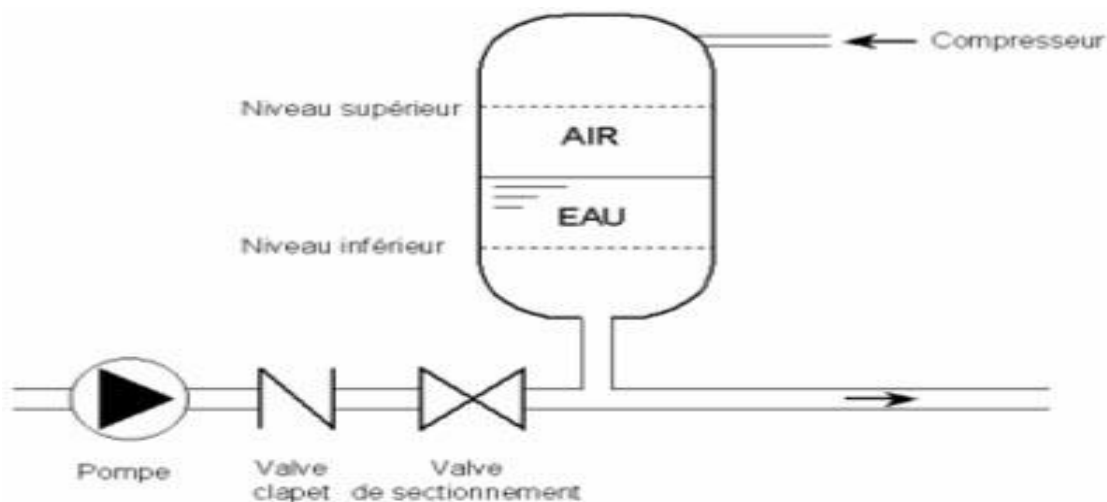


Figure VII.7 : Réservoirs d'air

d) Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé « Cheminée d'équilibre ». Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air.

Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts. Les compensations précédentes sont directement faites avec l'eau d'un réservoir à surface libre.

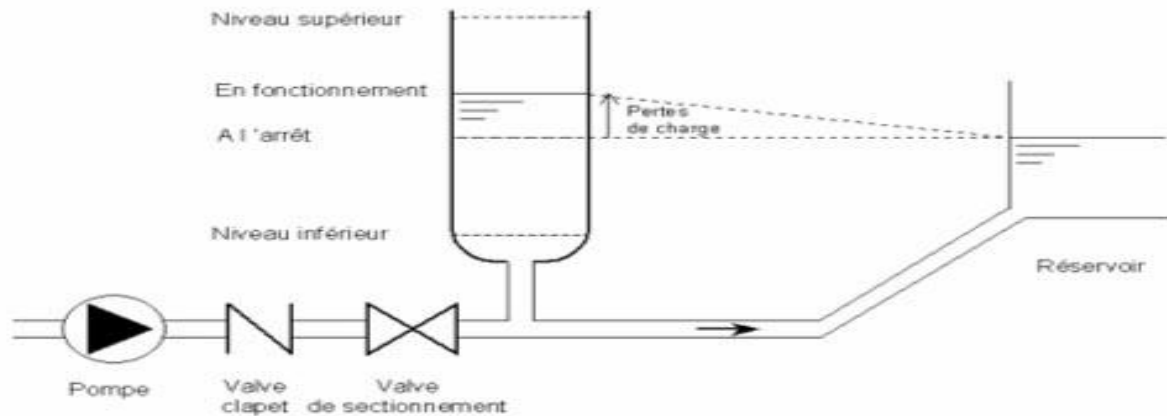


Figure VII.8 : La cheminée d'équilibre

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression;
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer ;
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

VII.1.7. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- ✓ Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- ✓ Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

✓ Méthode de SALAH B

La méthode de SALAH B est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installations.

✓ Méthode de PEUCH et MEUNIER

C'est la méthode qu'on va l'utilisée dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air.

VII.1.7.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de PEUCH et MEUNIER

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VII.1.6)$$

$$A = \frac{a.V_0}{g.H} \quad (VII.1.7)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \quad (VII.1.8)$$

a : célérité d'onde de choc (m/s) ;

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H_0 : pression statique absolue = $Hg+10$ (m) ;

H_{abs} : la pression de service absolue tq

$H_{abs} = Hg + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10$ (m) ; (VII.1.9)

L : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : volume d'air initial (m³)

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; a valeur de B permet de calculer U_0 sera ainsi déterminé.

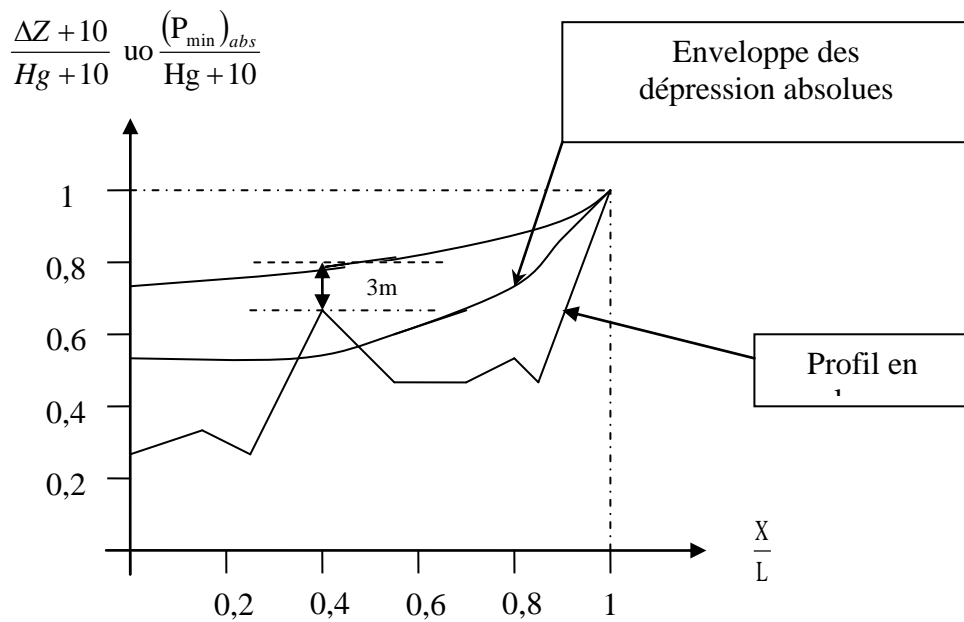


Figure. VII.9: Abaque de Puech et meunier

VII.1.7.2. Calcul du volume de réservoir d'air

a) Calcul pour le tronçon (SP N° 01 – R- Tampon)

Tableau VII.3 : Caractéristiques de tronçon (SP N°01- R-Tampon)

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,558	600	1,97	7000	9,9	326	386,16
☞ Dépression						

Calcul de la célérité "a"

$$a = \frac{1438}{1} = 1438 \text{ m/s}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 326 + 10 = 336 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 386,16 \text{ m}$$

$$H_{abs} = H_{mt} + 10 = 386,16 + 10 = 396,16 \text{ m}$$

♦ Caractéristique de la conduite "A"

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g \cdot H_0} = \frac{1438 \cdot 1,97}{9,81 \cdot 336} = 0,86$$

♦ Caractéristique de perte de charge "K"

$$H_0 = 336 \text{ m}$$

$$A = 0,86$$

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{396,16 - 336}{336} = 0,18$$

$$K=0,2 \quad A=1$$

Tableau VII.4 : Tableau de profil en long SP 1—R-T

Nous allons d'abord compléter le tableau de profil en long.

Points	Z (m)	X (m)	ΔZ (m)	$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{X}{L}$
1	459	0	0	0,03	0
2	485,14	92,94	26,14	0,1	0,013
3	553,96	436,95	94,96	0,31	0,062
4	605,96	681,9	146,96	0,46	0,097
5	637,46	884,89	178,46	0,56	0,13
6	598,73	1170,42	139,73	0,44	0,17
7	568,45	1532,07	109,45	0,35	0,22
8	560	1936,86	101	0,33	0,28
9	636,88	3499,61	177,88	0,56	0,49
10	680	4188,16	221	0,68	0,59
11	656,41	4605,2	197,41	0,62	0,65
12	742,37	5715,38	283,37	0,87	0,81
13	760	6762,08	301	0,92	0,96
14	785	7000	326	1	1

Sur la Figure VII (Annexe), nous considérons la famille de courbe B pour les valeurs $K=0,2$ et $A=1$ auxquelles nous allons superposer le profil en long « absolu » de la conduite.

En prenant $B=0,4$ au dessus du point le plus défavorable a 5715,38 m, le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$\text{—————} \quad (VII.1.10)$$

AN: $\text{—————} \quad U_0 = 4,84 \text{ m}^3$

Et nous lisons sur le graphique $\text{—————} \Rightarrow P_{min} = 0,61.336 = 204,96 \text{ m d'eau}$

Et on calcule le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique

$$(VII.11)$$

$\Rightarrow \text{—————} = 8,38 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow U_{max} = 8,38 \text{ m}^3$

Pour qu'il n'y ait pas d'air qui s'introduise dans la conduite lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir anti-bélier d'un volume total $\tau = 8,38.1,2 = 10,06 \text{ m}^3$

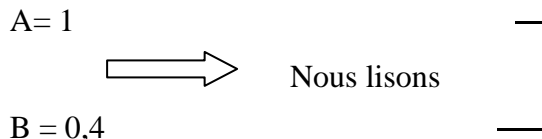
$\Rightarrow \tau = 10,06 \text{ m}^3$

Remarque :

Pour protéger l'installation contre les dépressions, il faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume total égal à 10,06 m³ avec un volume d'air comprimé, en fonctionnement normal, réglé entre 4,6 et 5 m³.

☞ Surpression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau Figure VII.11 (Annexe)



Avec : ————— (VII.1.12)

Nous calculons d= 100mm

Remarque :

Pour protéger l'installation contre les surpressions lors des phénomènes transitoires, il faut ajouter sur la conduite de jonction du ballon anti-bélier a la canalisation de refoulement un clapet ne laissant passer l'eau que dans le sens ballon conduite (dépression), by-passé par un diaphragme a bord de vif diamètre d= 100mm.

Dans le sens conduite réservoir (surpression), l'eau passe par ce diaphragme.

b) Calcul pour le tronçon (SP N° 02 – R- D'arrivé)

Tableau VII.5 : Caractéristiques de tronçon (SP N°02- R-D'arrivé)

Q (m ³ /s)	DN (mm)	V ₀ (m/s)	Lref (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
0,558	600	1,97	9500	9,9	380	461,56

a = 1438 m/s

H₀=Hg+10=380+10=390m

Hmt=461,56m

H_{abs}=Hmt+10=461, 56+10=471,56m

☛ Caractéristique de la conduite "A"

$A = \frac{a.V_0}{g.H_0} = \frac{1438.1,97}{9,81.390} = 0,74$

Caractéristique de perte de charge "K"

$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{471,56 - 390}{390} = 0,2$

K=0,2

A=1

H₀ = 390m

A=1

Tableau VII.6 : Tableau de profil en long SP 2—R-D'arrivé

Points	Z (m)	X (m)	ΔZ (m)	$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{X}{L}$
1	670	0	0	0,026	0
2	680	456,97	10	0,051	0,048
3	672,15	862,48	2,15	0,031	0,09
4	672,37	2300,18	2,37	0,032	0,24
5	682,15	2571,44	12,15	0,056	0,27
6	722,63	3138,68	52,36	0,16	0,33
7	792,99	3719,38	122,99	0,34	0,39
8	848,75	4153,93	178,75	0,48	0,44
9	864,2	4858,64	194,2	0,52	0,51
10	867,73	5558,15	197,73	0,53	0,59
11	894,11	6301,91	224,11	0,6	0,66
12	900,61	6991,71	230,61	0,62	0,74
13	914,31	7589,54	244,31	0,65	0,79
14	955	8219,34	285	0,76	0,87
15	980,23	8535,47	310,23	0,82	0,89
16	1050	9500	380	1	1

Nous allons d'abord compléter le tableau de profil en long.

Sur la Figure VII (Annexe), nous considérons la famille de courbe B pour les valeurs $K=0,2$ et $A=1$ auxquelles nous allons superposer le profil en long « absolu » de la conduite.

En prenant $B=0,8$ au dessus du point le plus défavorable a 8535,47 m, le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$\text{—————} \quad U_0 = 2,76 \text{ m}^3$$

Et nous lisons sur le graphique ——— $\Rightarrow P_{\min} = 0,5390 = 195 \text{ m d'eau}$

Et on calcule le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique

$$\text{—————} = 5,76 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow U_{\max} = 5,76 \text{ m}^3$$

Si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau dans le ballon lors de la plus grand dépression, il nous faut prévoir un réservoir d'eau volume τ :

$$\tau = 5,76 \cdot 1,2 = 6,91 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \tau = 6,91 \text{ m}^3$$

Remarque

Pour protéger l'installation contre les dépressions, il faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume total égal à $6,91 \text{ m}^3$ avec un volume d'air comprimé, en fonctionnement normal, réglé entre $2,5$ et 3 m^3 .

☞ Surpression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Guéneau (Annexe)

A= 1 —
 → Nous lisons
B = 0,8 —

Avec : — —

Nous calculons $d= 90$ mm

Remarque

Pour protéger l'installation contre les surpressions lors des phénomènes transitoires, il faut ajouter sur la conduite de jonction du ballon anti-bélier à la canalisation de refoulement un clapet by-passé par un diaphragme à bord de vif diamètre $d= 90$ mm.

Conclusion

Pour éviter et limiter les risques dus aux coups de bélier sur les conduites de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir d'air, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement, c'est à dire tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

Pour la partie gravitaire nous nous sommes contentés de la détermination de la loi de manœuvre d'un robinet appelé à être installé à l'extrémité aval de la conduite et qui sera à fermeture lente.

VII.2. Protection des conduites contre la corrosion

Introduction [3]

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles. Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, les problèmes de corrosion ont vu leur importance grandir considérablement en devenant un point économique qui ne peut pas être négligé, pour cette raison nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

VII.2.1. Définition

La corrosion est une altération lente de matériaux, tels des métaux et leurs alliages, due aux attaques du milieu extérieur (dioxygène de l'air, eau, acides...).

On parle de corrosion humide lorsque le milieu extérieur est une solution.

Ex : l'eau de mer (H^+ , Na^+ , ...), acides (H^+)...

On parle de corrosion sèche dans le cas contraire.

Ex : dioxygène de l'air (O_2)

VII.2.2. Problèmes associés à une eau corrosive ou entartrant

La corrosion se manifeste par :

- la formation de tubercules sur les parois des conduites.
- l'apparition d'une couche d'oxydes ou de piqûres.
- l'amincissement de la paroi.
- la mise en solution de métaux.

Il en résulte une dégradation de la qualité de l'eau, une diminution des performances hydrauliques ainsi qu'une augmentation des coûts de distribution de l'eau attribuable :

- À l'augmentation du coût de pompage relié aux dépôts et à la friction hydraulique;
- À l'augmentation des activités biologiques;
- À l'augmentation de la concentration en fer, en cuivre ou en plomb (effet sur la santé);
- Aux plaintes des consommateurs liées à la couleur de l'eau ou à son mauvais goût;
- À la perte d'eau ou de pression d'eau causée par des bris de conduites.
- À l'augmentation de la demande en chlore, ce qui nécessite l'augmentation des dosages aux usines, dosages plus élevés de chlore augmentent le risque de formation de sous-produits de la chloration.
- À l'augmentation du coût de traitement des eaux usées : le dégagement de sous-produits de corrosion sur toute la longueur du réseau de distribution et de la tuyauterie privée ainsi que l'ajout d'inhibiteurs de corrosion contenant des phosphates ou des métaux (comme le zinc) constituent parfois des sources de contamination importantes pour les installations d'épuration des eaux usées. Cela peut aller jusqu'à les empêcher de respecter les normes de rejet ou d'élimination des boues;

VII.2.3. Facteurs qui influencent la corrosion

☛ pH

Un faible pH risque de faire augmenter la vitesse de corrosion. Un pH élevé peut protéger la tuyauterie et ralentir la vitesse de corrosion, causer une dézincification du laiton ou des dépôts bleu clair (hydroxydes) dans les tuyaux de cuivre.

☛ la température

les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.

☛ Alcalinité et Carbone inorganique dissous (CID)

Favorisent parfois la formation d'une couche protectrice et la stabilisation du pH.

- Une alcalinité de faible à modérée réduit la corrosion de la plupart des matériaux.
- Une forte alcalinité favorise la corrosion du cuivre, du plomb et du zinc.

☛ Oxygène dissous (OD)

Accélère de nombreuses réactions de corrosion.

☛ **Chlore résiduel**

Entraîne une augmentation de la corrosion métallique, plus particulièrement du cuivre, du fer et de l'acier. Ralentit la corrosion d'origine microbienne.

☛ **Matières totales dissoutes (MTD)**

Un taux élevé de MTD tend à augmenter la conductivité et la vitesse de corrosion.

☛ **Dureté calcique**

Le calcium précipite parfois sous forme de CaCO_3 , ce qui protège la tuyauterie et freine la corrosion. Mais ceci risque également de causer de la turbidité et un entartrage excessif.

☛ **Chlorures Sulfates**

De fortes concentrations de chlorures et de sulfates favorisent la corrosion du fer, du cuivre et de l'acier galvanisé.

☛ **Sulfures d'hydrogène**

Caused un accroissement de la vitesse de corrosion.

☛ **Zinc**

Réagit parfois avec la surface interne des tuyaux en amiante-ciment et d'autres types de tuyaux pour former une couche protectrice. Il tend à précipiter aux endroits faisant office de cathodes et y laisse des dépôts protecteurs.

☛ **Cuivre**

Entraîne de la corrosion par piqûres dans la tuyauterie galvanisée.

Remarque

la corrosion à un impact directe sur les caractéristiques mécaniques des conduites, les derniers sont responsable de la résistance au divers sollicitation ,la diminution de ces caractéristiques augmentent les risques de rupture sous des sollicitations normalement supportés par la conduite (coup de bélier , les charges du sol ,...).

La corrosion augmente aussi considérablement les pertes de charge en augmentant la rugosité et en diminuant le diamètre par la suite (dépôts).

VII.2.4. Types de corrosion [3]

VII.2.4.1. Corrosion externe

La corrosion extérieure des conduites métalliques enterrées est généralement la conséquence d'un processus électrochimique, le sol jouant le rôle d'un électrolyte, particulièrement quand il est humide

On peut distinguer l'auto corrosion et la corrosion électrolytique.

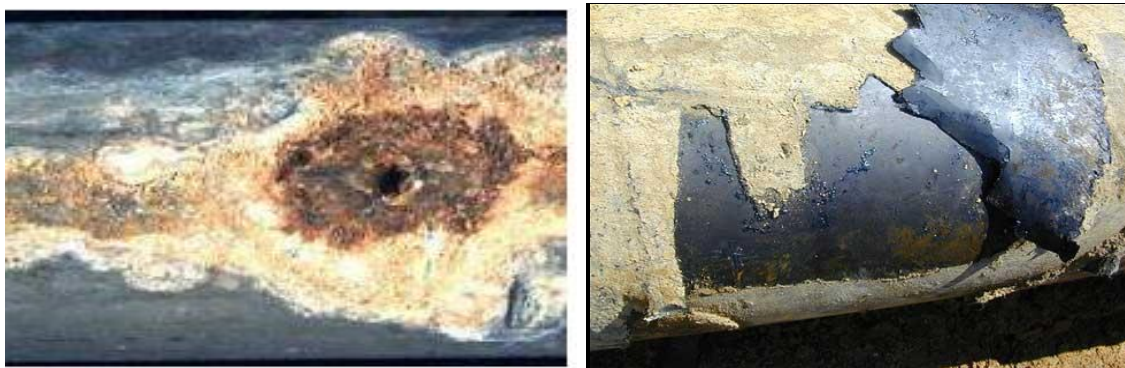


Figure VII.10 : La corrosion externe

a) Auto corrosion

On lui rattache les corrosions spontanées telles que :

- la cytolyse ou corrosion électrochimique localisée, limitée à la surface du métal par l'étendue du terrain agressif, et due au mauvais isolement de la conduite.
- la géolyse ou corrosion électrochimique étendue, due à la formation d'une pile géologique par la mise en contact du métal avec deux zones de terrains différentes.

b) Corrosion électrolytique

Ensemble des corrosions dues à des effets électriques extérieurs, désignés souvent sous le nom de courants vagabonds, particulièrement nombreux dans les régions industrielles (nombreuses terres) et à proximité de lignes de tramways et de chemins de fer électriques. Les effets de ces corrosions peuvent être désastreux.

VII.2.4.2. Protection des conduites contre la corrosion externe

On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

a) protection par revêtement

1. Revêtement extérieur

➤ *Couche de zinc-aluminium avec revêtement*

Le revêtement extérieur des tuyaux est constitué d'une couche de 400 gr/m² d'un alliage de zinc et d'aluminium (85/15). La couche de finition est constituée d'un bouche-pore époxy de couleur bleue. La quantité doublée d'alliage protecteur et la nature de cet alliage permettent d'élargir la zone d'application par rapport au revêtement zinc.

➤ *Le revêtement zinc est constitué:*

- ◆ d'une couche de zinc métallique de minimum 200 g/m² appliquée par projection, ce qui représente une amélioration de 50 % par rapport aux exigences de la norme NBN EN 545. Il s'agit d'une protection active grâce à l'action galvanique de la pile fer-zinc.
- ◆ d'une couche de finition de peinture bitumineuse.

En contact du terrain environnant, le zinc se transforme lentement en une couche protectrice dense, adhérente, imperméable et continue de sels de zinc insolubles. Le bouche-pores favorise la formation d'une couche stable et insoluble.

Des mesures peuvent être effectuées in situ pour déterminer la protection adéquate.

➤ *Le revêtement en polyéthylène*

Le revêtement en polyéthylène est appliqué en usine sur la surface extérieure du fût en fonte par l'intermédiaire d'une couche d'adhésif thermofusible selon une technique de coextrusion.

Le polyéthylène extrudé isole le tuyau du sous-sol corrosif. Une manchette protège les jonctions. Le revêtement est conforme à la norme NBN EN 14628.

➤ *Le revêtement en polyuréthane*

Ces tuyaux sont extérieurement revêtus d'une couche de polyuréthane appliquée par projection, épaisseur 900 μ (minimum 700 μ). Un revêtement époxy est appliqué sur le bout-uni et l'intérieur de l'emboîture. Ces tuyaux sont adaptés aux sols extrêmement agressifs. Le revêtement est conforme à la norme NBN EN 15189.

➤ *Les fûts des tuyaux et des raccords sont pourvus*

- ◆ d'une isolation thermique comprenant une mousse de polyuréthane injectée entre le tuyau,
- ◆ d'une gaine en polyéthylène.

L'isolation des jonctions comprend une entretoise en mousse placée sur le bout-uni du tuyau avant emboîtement dans le tuyau précédent. La jonction externe est réalisée à l'aide d'une manchette en élastomère.

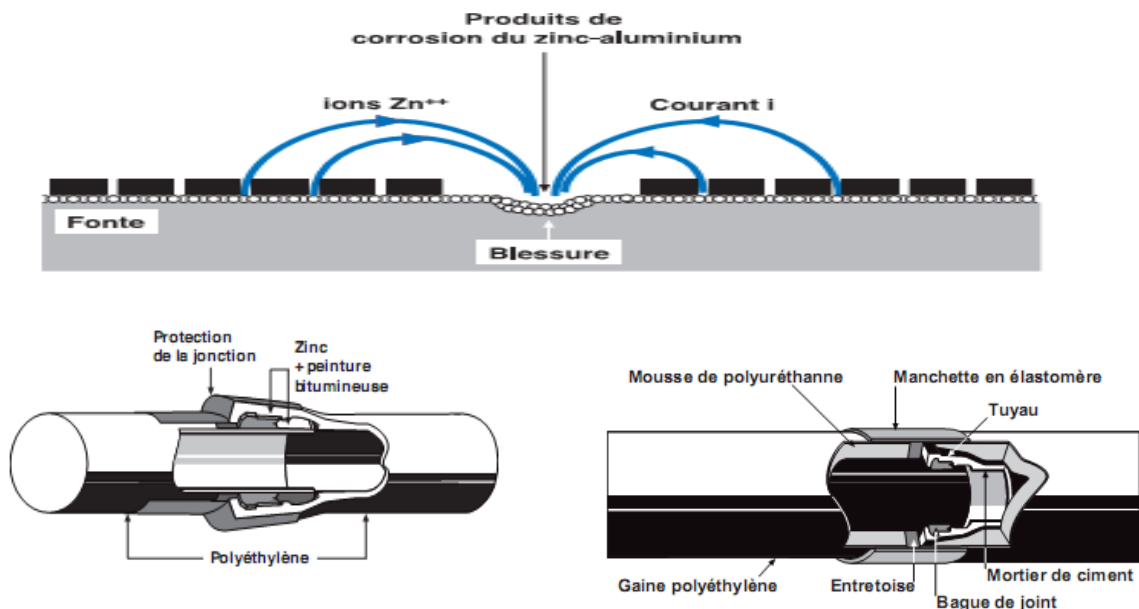


Figure VII.11 : Les différents types de protection par revêtement extérieur.

2. Revêtement intérieur

La protection intérieure des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation assurant:

- d'excellentes conditions d'écoulement hydraulique,
- le maintien de la qualité de l'eau potable transportée,
- une protection efficace de la paroi du tuyau.

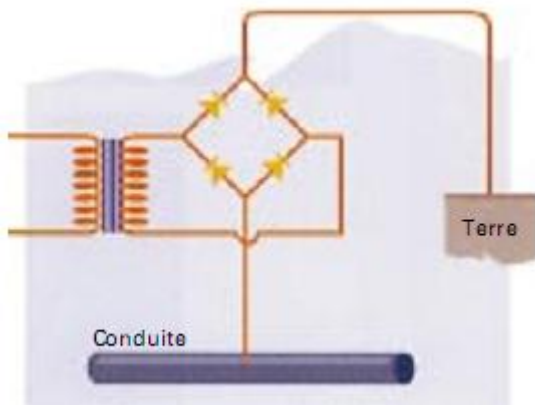
b) Protection cathodique de la conduite : elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière passif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode naturelle (rail électrifié, par exemple) ou artificielle (blocs de magnésium, déversoir). Cette méthode implique l'utilisation d'une source de courant auxiliaire, d'origine galvanique (anodes réactives de magnésium) ou d'origine industrielle (protection électrique).

☞ Protection cathodique par courant imposé :

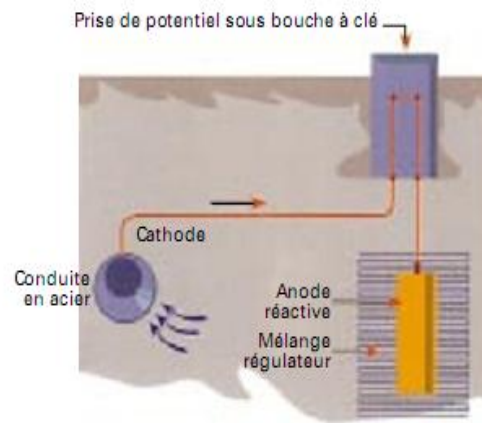
La première consiste à utiliser un générateur extérieur au système métal/solution qui débitera un courant continu, de sens tel que dans la solution il "sortira" d'une pièce anodique appelée déversoir pour pénétrer dans le métal à protéger et le rendre cathodique

☞ Protection cathodique par anode galvanique :

Dans le second cas, le métal est relié électriquement avec un autre métal moins noble que lui, c'est-à-dire dont le potentiel dans la solution est plus négatif. Ce métal moins noble va se dissoudre par oxydation en émettant dans le sol un courant qui viendra protéger la structure



Protection cathodique par soutirage de courant.



Protection cathodique par anode réactive.

Figure VII.12 : Protection cathodique des conduites

VII.2.4.3. La corrosion interne

La corrosion interne est la détérioration de la paroi ou du revêtement intérieur d'une conduite résultant de réactions chimiques ou physiques avec l'eau. Cette dégradation peut découler :

- de l'érosion mécanique du revêtement (p. ex. un écoulement trop rapide provoque l'usure d'un coude);
- de la mise en solution des matières composant le revêtement ou la paroi de la conduite ou encore de réactions électrochimiques érodant le métal des parois.



Figure VII.13 : La corrosion interne

VII.2.4.4. Protection des conduites contre la corrosion interne

Elle est due à l'agressivité de certaines eaux. Les eaux fortement minéralisées provenant des dépôts sur les parois de la conduite, surtout quand la vitesse d'écoulement est faible, il en résulte des perforations, pour pallier à ce phénomène, il faut :

- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- La pose doit se faire avec soi.

VII.2.4.5. Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène
- Revêtement en polyuréthane

Nous avons adopté un revêtement zingué complété par un vérin bituminé.

Les tuyaux classiques revêtus extérieurement de zinc et d'une couche de peinture bitumineuse ont prouvé leur efficacité pendant de nombreuses années. Ils offrent la solution pour les grands diamètres. Ces tuyaux sont principalement utilisés pour des applications dans le domaine de l'eau potable.

Le zinc génère une protection active et cicatrisante par formation de sulfates de zinc à l'endroit des éraflures provoquées par les chocs et les manutentions.

Le vernis bitumineux qui recouvre la protection zinguée a pour fonction de ralentir la vitesse d'auto-corrosion du zinc qui peut ainsi se transformer en une pellicule corrosive plus stable, devenant ainsi un facteur de protection passive.

Conclusion

A partir de ce chapitre ,on peut conclure que la corrosion est un sujet très délicat vis-à-vis de la multiplicité de mode d'apparition régis par des différents facteurs Liées à la nature du matériaux et l'environnement . Donc l'intérêt s'est dirigé vers la recherche des matériaux destinés à être employer dans des milieux corrosifs .

pour garantir une certaine durée de vie lente que possible , pour un coût minimal, donc nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Chapitre VIII : Pose de canalisation

Introduction

Les conduites d'adduction sont le plus souvent enterrées pour les protéger contre les intempéries (ensoleillement, réchauffement de l'eau, blocage par refroidissement du liquide (neige)). donc le bon fonctionnement d'un réseau d'adduction repose à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires,

Il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, Dans ce chapitre on va étudier tous les cas qui vont se présenter dans notre projet afin d'éclairer à l'entreprise tous les obstacles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer par la suite

VIII.1. Pose de canalisation

VIII.1.1. Principe de pose de canalisations

les conduites se posent généralement en terre ,elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été., dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

Le choix de type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés sont :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

VIII.1.2. Réalisation des fouilles

a) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante : $B=D+2*e$

Si $DN \leq 400$: $B = D + (2 \times 0,30)$ (m)

Si $DN > 400$: $B = D + (2 \times 0,50)$ (m)

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

b) La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

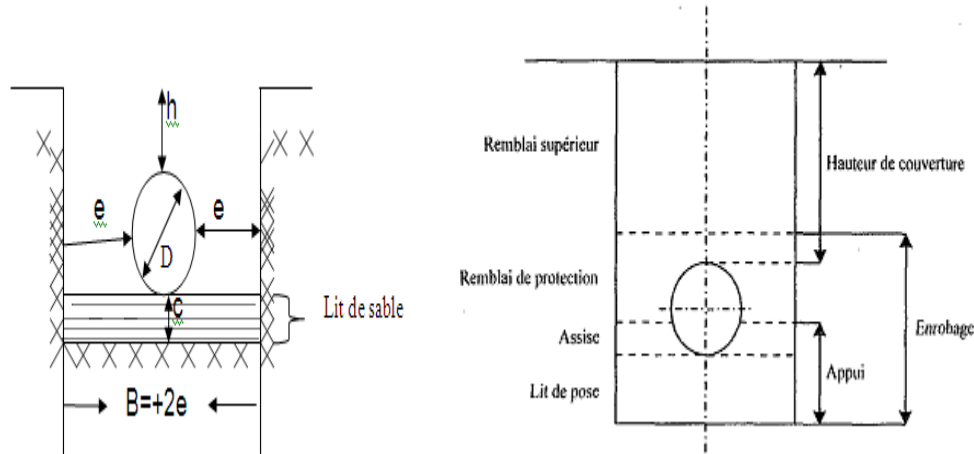


Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée.

c) Aménagement du lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Ce lit est constitué :

- de gravier, dans les terres ordinaires ;
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- d'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.
- pour des terrains peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.
- Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

d) Remblai des tranchées

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII.1.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VIII.1.4. Traversée d'oued

La traversée de la conduite à travers un oued se fait en accrochant la conduite par des ceintures en acier sous le pont.

- Dans notre projet la conduite devra traversées d'oued.

VIII.1.5. Traversée de route

Dans notre projet la conduite devra traversées de la RN18 et RN 62

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causé des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

VIII.2. Butée et amarrage

Les angles doivent être correctement butés à tous les changements de direction observable sur le tracé en plan pour reprendre les poussées hydrauliques résultantes. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque par suite de conditions particulières il manque la place pour construire une butée parce que le terrain est instable ou que la conduite est posée en aérienne.

VIII.3. Les accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés pour :

- ◆ Assurer un bon écoulement ;
- ◆ Raccorder deux conduites ;
- ◆ Changer la direction ;
- ◆ Changer le diamètre ;
- ◆ Soutirer les débits ;
- ◆ Protéger les canalisations ;
- ◆ Régulariser les pressions et mesurer les débits.

VIII.3.1 Les robinetteries

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon

a) Robinets vannes à opercule

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lente (limitation des coups de bélier):

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manoeuvrer à partir de la position fermée. Le corps du robinet vanne est en fonte, la vis et son écrou.

b) Vannes papillon

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manoeuvre est faible.

À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.

c) Vanne de décharge

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

d) Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour.

Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

e) **Poteaux d'incendie**

Leur diamètre est normalisé à 100 ou 125 mm. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doit assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m³.

Quand ils ne sont pas en service, les poteaux d'incendie sont mis hors gel par vidange de leur corps, commandée par la fermeture de leur vanne. Ils peuvent, dans certains cas, prendre la forme d'une bouche d'incendie et/ou de lavage

VIII.3.2. **Appareils de régulation**

Sans entrer dans les détails, nous étudierons ici:

- ◆ la lutte contre les coups de bélier,
- ◆ la protection de la pression et du débit,
- ◆ la purge d'air.

a) **Régulateurs:**

Un réseau se porte bien lorsque les débits et les pressions varient dans des fourchettes raisonnables. Il en va de même pour les installations privées des particuliers et de l'industrie. On a donc imaginé et mis en place divers types de régulateurs, de stabilisateurs, de déchargeurs et de limiteurs. On peut, à partir d'une base commune du type de celle de la Figure VII.5, obtenir ces différentes fonctions en adjoignant le ou les accessoires adéquats.

1. **Réducteur-stabilisateur de pression aval, mainteneur-déchargeur de pression amont, stabilisateur amont et aval** : ces appareils fonctionnent sur le principe de pilotes à ressort taré permettant les réglages par gammes de pression de 0,1 à 21 bar.
2. **Limiteur de débit** : le réglage s'effectue par un diaphragme en fonction de la vitesse d'écoulement.
3. **Robinet de réservoir** :
 - contrôleur de niveau haut et bas du flotteur (tranche de 0,5 à 2 m de hauteur d'eau)
 - contrôleur de niveau constant à flotteur (plage < 10 cm) ;
 - contrôleur de niveau altimétrique (placé en pied de réservoir).

4. **Vanne de sécurité à fermeture déclenchée par survitesse** : un pilote à pression différentielle déclenche la fermeture à progressivité réglable, et permet la remise en route automatique après déverrouillage.
5. **Vanne à ouverture réglable commandée par impulsions électriques** : des électrovannes de commande permettent de régler un débit ou une pression par ouverture ou fermeture pas à pas. En stations de pompage, cet équipement permet de démarrer ou d'arrêter les pompes vanne fermée.

b) Ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter :

- ✓ Diminution de la section ;
- ✓ Arrêt complet des débits ;
- ✓ Diminution de la pression ;
- ✓ Coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique (Figure VII.6). Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

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

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

Moyens anti-bélier

▪ Le ballon anti bélier

Il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau. L'air se détend pour compenser les dépressions à l'intérieur de la conduite et se comprime afin d'admettre l'excès d'eau pour compenser la surpression. Les pressions de gonflage sont en général autour de deux bars.

▪ Les clapets de by-pass à l'aspiration

Les clapets de by-pass à l'aspiration compensent uniquement les surpressions en admettant une décharge de la conduite de refoulement dans l'aspiration.

▪ les vannes à commande progressive.

Ces appareils de protection ont pour effet de contrôler la fermeture afin qu'elle reste lente par rapport à l'oscillation de la masse d'eau dans la conduite.

c) Crépines :

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

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

VIII.3.3. Organes de mesures

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

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

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ Manomètres à soufflet

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

VIII.3.4. Raccordements, diamètres et longueurs :

On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

▪ Raccordement par emboîtement :

Il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur

par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.

▪ **Raccordement par soudure :**

Ces techniques sont réservées aux polyéthylènes (électro soudages par manchon ou (« Au miroir »)), à l'acier et, parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle. En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.

▪ **Raccordement par collage :**

Le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm.

➤ **Organes de raccordement :**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ◆ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ◆ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ◆ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ◆ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ◆ Le changement de direction de la conduite.

a) Coude

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, on distingue des coudes à angle droit et angle obtus.

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage ;
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;

Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;

- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour pour assurer un écoulement dans un seul sens ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour une adduction d'A.E.P sont :

- Importation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.
- Compactage

IX.1 Excavation des tranchées

Cette opération se divise en deux étapes :

IX.1.1 Enlèvement de la couche végétale

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

IX.1.2.Le déblai

Selon les caractéristiques du terrain ; le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

IX.1.2.1.La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr}=D+h+h_1$$

Avec :

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où :

$$H_{tr} = 1,15 + D$$

IX.1.2.2 Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

IX.1.2.3 Volume à excaver

$$V_D = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$$

Avec :

V_D : Volume du déblai (m^3)

S_t : La section du tranché (m^2).

L : La longueur du tranché (m).

b : La largeur de la tranché (m).

H_{tr} : La hauteur du tranché (m).

Tableau IX.1: Calcul du volume du déblai

Tronçon	Refoulement		Gravitaire
D (mm)	600	600	600
L (m)	7000	9500	12000
b (m)	1.2	1.2	1.2
H_{tr} (m)	1.75	1.75	1.75
S_D (m²)	2.1	2.1	2.1
V_D (m³)	14700	19950	25200
Volume total (m³)	59850		

*D'après ce tableau, le volume total du déblai est de **59850 m³**.

IX.1.2.4 Détermination de la capacité du godé

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau IX.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

*Comme le volume total est supérieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **1.25 m³**.

IX.1.2.5 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.25 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8 - 0,9 on prend K_r = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c : la duré d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour **R_p = 960 m³/j.**

IX.2 Le volume des remblais

Le volume des remblais est :

$$V_R = S_R \cdot L$$

La surface de remblai est :

$$S_R = S_D - S_c - S_s$$

Avec :

S_D : surface du déblai (m²)

S_c : surface de la conduite (m²)

S_s : surface du lit de sable (m²).

Tableau IX.3: Calcul du volume du remblai.

Tronçon	Refolement		Gravitaire
D (mm)	600	600	600
L (m)	7000	9500	12000
S _c (m ²)	0.2826	0.2826	0.2826
S _s (m ²)	0.18	0.18	0.18
S _D (m ²)	2.1	2.1	2.1
S _R (m ²)	1.63	1.63	1.63
V _R (m ³)	11410	15485	195600
Volume total (m³)	46455		

*D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **46455 m³**.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

IX.3 Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

IX.4 La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³) .

R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

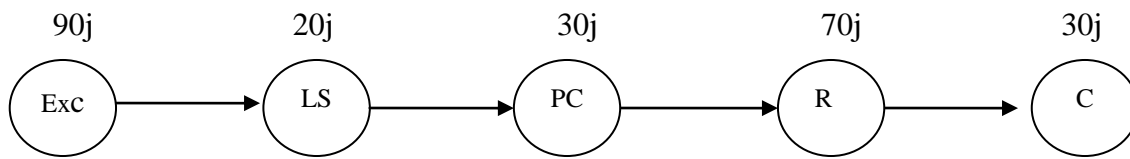
$$\text{AN : } T = \frac{106305}{960} = 111 \text{ jours} = 3 \text{ mois et } 20 \text{ jours}$$

Elaboration du réseau selon la méthode **CPM**

Les principales tâches sont:

- ✓ Excavation de la tranchée - Exc
- ✓ Lit de sable - LS
- ✓ Pose de conduite - PC
- ✓ Remblais - R
- ✓ Compactage - C

Donc le réseau a nœud de ces tâche est représenté comme suit :



Remarque

La durée totale du projet est de **240 jours**, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

IX .5 Devis des travaux

Tableau IX.4 : Devis des différents travaux de pose de conduite.

Désignation de travaux	unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA
Les déblais	m ³	300	59850	17955000
Le lit de sable	m ³	150	46455	6968250
Les conduites	ml	2500	30000	75000000
Les remblais	m ³	300	30000	57000000
Total				174923250

Remarque

Le coût total du projet est de **174923250 DA**

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l’organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de 174923250 DA.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l’angledozer, pelle, rouleau lisse.

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers la région concernée.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 173030 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la localité concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 44234,97 m³/j des eaux du barrage Ghrib.

L'adduction a une longueur totale de 30 Km et des diamètres 600mm, L'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la partie aval de notre adduction.

Pour protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projeté un brise charge, est placé sur une distance de 9000 m de réservoir tampon avec une pression brisée de 1 bars environ.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons choisi les réservoirs d'air comme moyenne de protection.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

[1] **D.ZOUNGRANA** « Cours d'Approvisionnement en eau potable », édition Eler, Novembre 2003, p64, 74, 82, 83, 90, 91, 92, 97,98.

[2] **TECHNIQUE DE L'INGENIEUR** « ADDUCTION ET DESTRICTION D'EAU », p, C5 195-12, C5 195-26, C5 195-27

[3] **DUPONT ANDRE** « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II, Eyrolles, 1979, p153.

[4] **MICHEL A.MOREL** « Exercices de mécanique des fluides » Tome 2, Eyrolles, p336, p363

Catalogues

[5] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

ANNEXES

Annexe VI

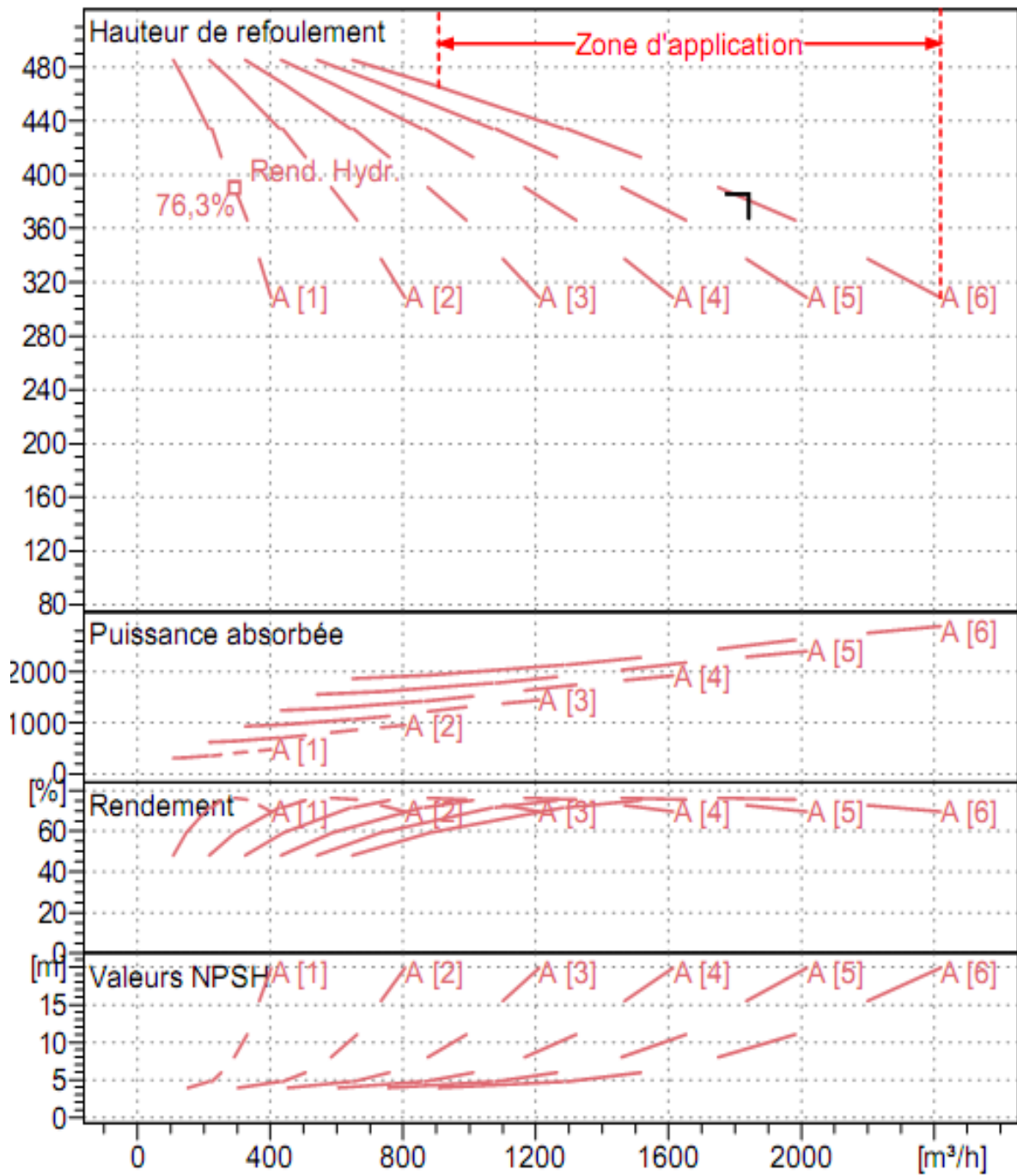


Figure VI. a : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM125/4A

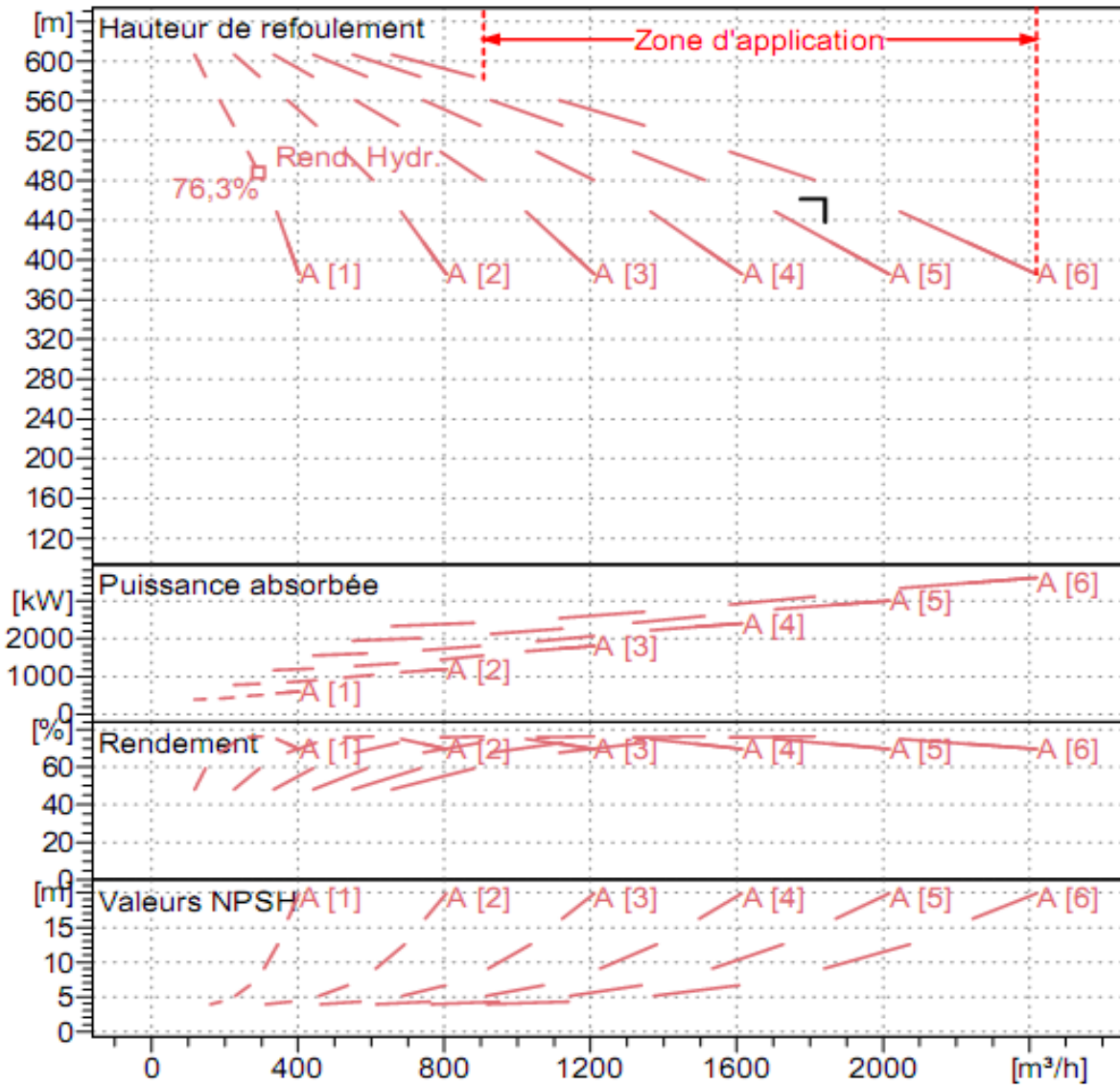


Figure VI.b: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type CAPRARI PM125/5A.

Tableau VI.9: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°1

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2837	I	870
B	2180	L	820
C	445	M	22
D	337	N	180
D _{Na}	150	O	50
D _{Nm}	125	P	535
E	181	Q	855
F	350	R	1080
G	1480	V	320
H	531		

Tableau VI.10: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°2

symbole	Dimension (mm)	symbole	Dimension (mm)
A	2937	I	870
B	2680	L	820
C	545	M	22
D	337	N	180
D _{Na}	150	O	50
D _{Nm}	125	P	535
E	181	Q	855
F	400	R	1080
G	1880	V	320
H	581		

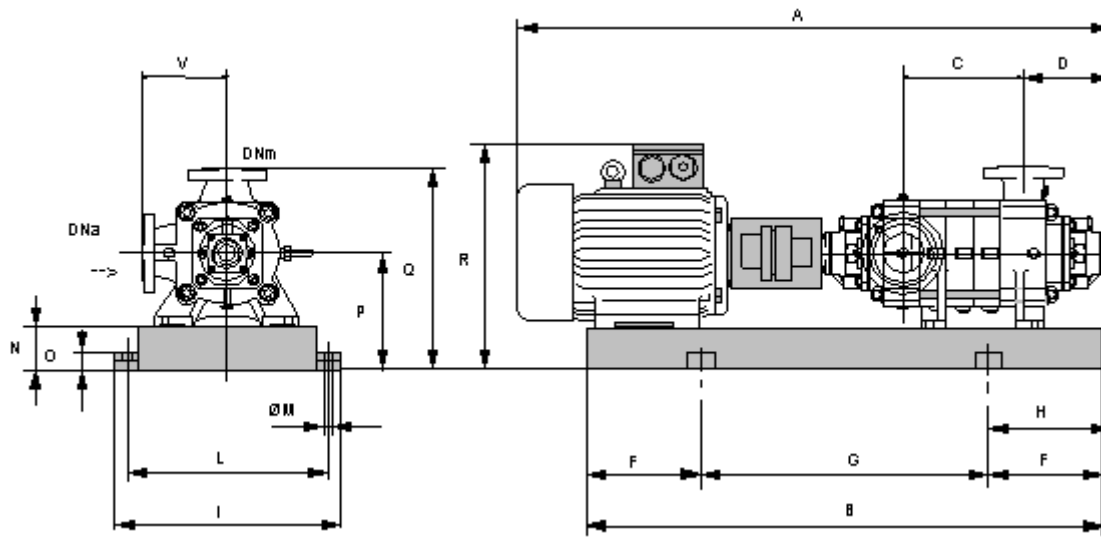


Figure N°VI. c : Schéma d'une pompe centrifuge

Annexes VII

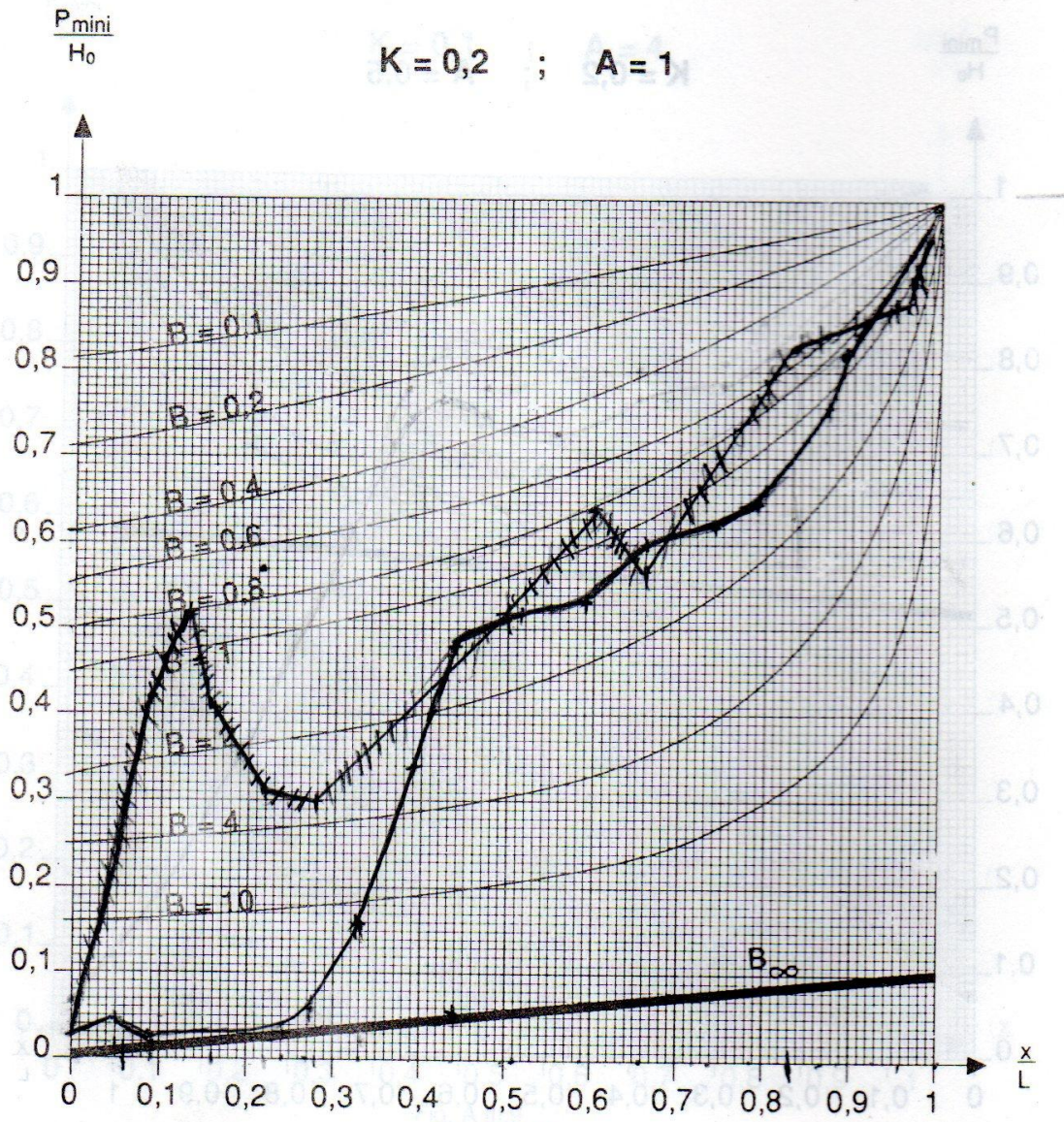


Fig. A III.11

