

Higher National School of Hydraulic

The Library

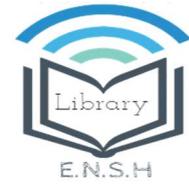
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de la chaine de refoulement de la wilaya de
Tiaret "Barrage Bakhadda.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-12

APA Citation (توثيق APA):

Boubekour, Mokhtar (2012). Dimensionnement de la chaine de refoulement de la
wilaya de Tiaret "Barrage Bakhadda[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

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 :

**DIMENSIONNEMENT DE LA CHAINE DE
REFOULEMENT DE LA WILAYA DE TIARET
« BARRAGE BAKHADDA-W. TIARET »**

Présenté par :

M^r. BOUBEKEUR MOKHTAR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r.B. SALAH	M C.A	Président
M^r M.S BENHAFID	M A.A	Examinateur
M^{me} W. MOKRANE	M A.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M A.A	Examinateur
M^r M.BOUZIANE	M A.A	Examinateur
M^r KHODJET-KESBA O	M C.A	Promoteur

Juillet-2012

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 la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^{er} KHODJET-KESBA Omar, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute 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.

Je remercie le personnel de l'ANBT (Barrage BAKHADDA) pour leurs conseils et orientations.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2012, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : BOULEFRAG LOTFI, BOUBABOURI AMINE, KHEDIDJI NASRDINE, CHAREF YACINE, BERBARA MOHAMED, ISHAK GHERNOUTI, KESSAM MOHAMED, MAACHI ELHADJ, et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

DÉDICACE

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

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

À mon père SAID qui m'a rendu un homme et qu'avec ces conseils je poursuis mon parcours dans cette vie.

À ma grande sœur SAIDA qui a été pour moi l'exemple à suivre.

À ma très chère sœur MOKHTARIA qui a pu prendre soin de moi comme une mère.

À ma très belle petite sœur HASSIBA avec laquelle j'ai grandi.

À tous les membres de la famille : BOUBEKEUR et GOUICHICHE

À mes très chères frangines ASMA, LYNA, IMENE et leurs soutiens au moment crucial.

À mes petits frères OUSSAMA et NOURDINE.

À BOURBALA KARIM pour sa générosité et son hospitalité.

À mes très chères amies : KARIMA, CHERAZE et leurs conseils ainsi que leurs soutiens.

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédier du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : LOTFI, ISHAK, YACINE, MOUH, NASRO, ELHADJ, MOHAMED, AMINE. La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

MOKHTAR 2012

الملخص:

الهدف من العمل هو تلبية احتياجات المنطقة الغربية، الذي يتكون من منشآت تحويل مياه سد بخدة إلى مدينة تيارت والذي بنفسه يتكون من أنابيب يقدر طولها يقدر ب 32 كم والتي تنقل 0.62 متر مكعب في الثانية إلى شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب. يتكون من محطتي الضخ الموجودتين وراء سد بخدة و التي تضخ الماء إلى مخازن المياه الصالحة للشرب لمدينة تيارت.

Résumé :

Notre travail consiste à dimensionner un ouvrage de transfert qui est un élément indispensable dans la satisfaction des besoins croissants de la région sur le terrain national. Il est composé d'une conduite de transfert de 32Km qui débite $0,62 \text{ m}^3/\text{s}$ du barrage de BAKHADDA vers la ville de tiaret, deux stations de pompages situées à l'aval du barrage de BAKHADDA qui doivent pomper les eaux vers les réservoirs d'alimentation en eau potable de la ville de tiaret.

Obstruct:

Our study aims at providing the west region of algerie with the satisfiffing hydro-needs.

It holds some transferring water establishments in the dam of BAKHADDA "TIARET" that-in turn- consists of transfer pipes of 32 km. These latter transmitter $0,62 \text{ m}^3/\text{s}$ towards the drinking water sypply net work in the town of TIARET. It also consists of two pumping stations behind the dam that pumps water to the stores of drinking water in this city.

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Description de la région d'études

Introduction	01
I.1.Historique	01
I.2.Situation géographique	02
I.3.Situation topographique	02
I.4.Situation géologique et sismicité	03
I.5.Situation climatique	03
I.6. Présentation du barrage BAKHADDA.....	04
I.7.Hydrologie.....	05
Conclusion	05

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Introduction	06
II.1. Type d'adduction.....	06
II.2. Critères de choix du tracé.....	06
II.3. Choix du tracé.....	07
II.4.Choix du matériau de la conduite.....	07
II.5. Comportement d'une adduction.....	08
II.6. Calcul hydraulique.....	10
II.7. Proposition de variantes.....	17
II.8. Analyse des variantes.....	18
II.9. Discussion des résultats.....	20
II.10.Dimensionnement de l'adduction	20
II.10.1.Dimensionnement de l'adduction du refoulement.....	21
II.10.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire (Réservoir de relais-SP2).....	25

II.10.3. Dimensionnement du tronçon (SP2 – Réservoirs d’AEP de la ville)....	26
II.10.4. Dimensionnement des tronçons Adduction-réservoir	29
Conclusion.....	31

Chapitre III : Présentation générale des ouvrages

Introduction.....	32
III.1.Station de relevage	32
III.2.Réservoir 1000m ³	32
III.3.Station de traitement	32
III.4.Réservoir N°1 « 2500m ³ »	33
III.5.Station de pompage N°1	34
III.6.Réservoir N°2 « 2500m ³ »	34
III.7.Station de pompage N°2	34
Conclusion	34

Chapitre IV : Etude de la station de pompage

Introduction	35
IV.1.Données économiques générales	35
IV.2 .Facteur intervenant dans la conception	36
IV.3.Constitution d’une pompe centrifuge	37
IV.4. Choix du type de Pompe	38
IV.5. Couplage des pompes	38
IV.6. Choix du nombre de pompes	38
IV.6.1. Variantes de pompes	39
IV.7. Point de fonctionnement des pompes	41
IV.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données....	42
IV.9. Équipements hydrauliques des stations de pompage.....	43
IV.9.2.Sur l’aspiration	44
IV.10. Dimensionnement des équipements des pompes	45
IV.11. Calage de la pompe	46

IV.12.Moteur d'entraînement	47
IV.12.1.Théorie des moteurs	47
IV.12.2. Choix du moteur électrique	51
IV.13. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	52
IV.13.1. choix du bâtiment	52
IV.13.2. Partie souterraine	53
IV.13.3 Partie supérieure du bâtiment	53
IV.13.4. Dimensionnement du bâtiment	54
IV.14.Bruits dans une station de pompage	58
IV.14.1.Origine des bruits	58
IV.14.2.Lutte contre bruits	58
IV.15.Système de drainage	58
IV.16.Système de protection contre incendie	59
Conclusion	59

Chapitre V : Etude des réservoirs

Introduction	60
V.1. Fonctions des réservoirs	60
V.2. Prescriptions sanitaires	61
V.3. Classification des réservoirs	61
V.4. Emplacement des réservoirs	62
V.5. Calcul des capacités des réservoirs	62
V.5.1.Réservoir d'eau traitée	62
V.5.2.Réservoir tampon	63
V.6.Récapitulation des résultats	66
V.7. Équipement du réservoir	66
V.7.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction	66
V.7.2.Conduite de départ ou de distribution	67
V.7.3. Conduite du trop-plein	67
V.7.4. Conduite de vidange	67

V.7.5. Conduit by-pass	67
V.7.6. Les joints d'étanchéité	67
V.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	68
V.9. Hygiène et sécurité	68
V.10. Traversée des conduites dans les parois de la cuve	70
Conclusion	71

Chapitre VI : Protection de l'adduction

Introduction	72
VI.1. Protection de l'adduction contre la corrosion	72
VI.2. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire	73
Conclusion	81
Recommandations	81
VI.3. Dimensionnement mécanique de l'adduction	83
VI.4. Pose de canalisation	84
VI.5. Passages spéciaux de l'adduction	88
VI.6. Organes de mesures	89
Conclusion	91

Conclusion générale.

Bibliographie.

Liste des tableaux :

Chapitre I : Description de la région d'études

Tableau I.1 : Caractéristiques du barrage de BAKHADDA	04
Tableau I.2 :Caractéristiques de l'évacuateur de crues du barrage BAKHADDA.	04
Tableau I.2 : Prise d'eau	04
Tableau I.3 : Retenue	05
Tableau I.4 : Bassin versant	05

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Tableau II.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	10
Tableau II.2 : La valeur de R en fonction du matériau	12
Tableau II.3 : Valeurs de a, b, α , en fonction du matériau	12
Tableau II.4 : Valeur de M en fonction du matériau	14
Tableau II.5 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	17
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des résultats des variantes N°1 et N°2...	20
Tableau II.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	22
Tableau II.8:Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres.....	22
Tableau II.9 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	23
Tableau II.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	23
Tableau II.11 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) tronçon2...	26
Tableau II.12 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre tronçon2.....	27
Tableau II.13 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre tronçon2.....	27
Tableau II.14 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation tronçon2...	27
Tableau II.15 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction...	31

Chapitre III : Présentation générale des ouvrages

Tableau III.1 : Caractéristiques de la station de relevage	32
Tableau III.2 : Caractéristique du réservoir	32
Tableau.III.3 : Caractéristiques de la station de traitement	33
Tableau III .4 : Caractéristiques du réservoir N°1	33
Tableau III.5 : Caractéristique de la station de pompage N°1	34
Tableau III .6 : Caractéristique du réservoir N°2	34
Tableau III.7 : Caractéristique de la station de pompage N°2	34

Chapitre IV : Etude de la station de pompage

Tableau IV.1 : Elément de conception	36
Tableau IV.2 : Calcul de Hc	41
Tableau. IV.3 : Choix du type de bâtiment	52
Tableau. IV.4 : caractéristiques du pont roulant	56

Chapitre V : Etude des réservoirs

Tableau V.1 : détermination du volume du réservoir de stockage d'eau traité ..	63
Tableau V.2 : détermination du volume du réservoir de stockage d'eau traité...	65
Tableau V.3 : Récapitulation des résultats	63

Chapitre VI : Protection de l'adduction

Liste des figures :

Chapitre I : Description de la région d'études

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Figure II.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	09
Figure II.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	09
Figure II.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	24
Figure II.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation tronçon2	28
Figure II.5 : Schéma de l'AEP de la ville de TIARET	29

Chapitre III : Présentation générale des ouvrages

Chapitre IV : Etude de la station de pompage

Figure IV.1 : Répartition des divers postes de dépenses de construction	35
Figure IV.2 : Constitution d'une pompe centrifuge	37
Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisit	39
Figure IV.4 : Schéma représentatif de la pompe choisie « PMLS 150H/ 4 A ».	40
Figure IV.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée et de l'accouplement en parallèle 6 pompes identiques.....	40
Figure IV.6 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle	42
Figure IV.7: Schéma explicatif des équipements en amont et on aval d'une pompe	43
Figure. IV.8 : Photo représentative du moteur triphasé asynchrone	51
Figure. IV.9 : Schéma représentatif de la partie souterraine	53
Figure. IV.10 : pont roulant a commande électrique.....	57

Chapitre V : Etude des réservoirs

Figure. V. 1 : Schéma de la disposition du réservoir de stockage	62
Figure. V.2 : Schéma de la disposition du réservoir de tampon	64
Figure IV.3 : Equipements du réservoir	69
Figure IV.4 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)	70
Figure IV.5 : Traversée des conduites (Gaine en fonte)	70

Chapitre VI : Protection de l'adduction

Figure VI.1 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier	75
Figure VI.2 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant	86
Figure VI.3: Pose de conduites dans un terrain agressif	86
Figure VI.4 : Pose de canalisation en galerie	87
Figure VI.5 : traversée d'une rivière	88
Figure VI.6 : Débitmètres déprimogènes	89
Figure VI.7 : Photo d'un manomètre	90

Listes de planches

PLANCHE N°1 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT.

PLANCHE N°2 : PLAN D'IMPLANTATION DE LA STATION DE POMPAGE.

PLANCHE N°3 : PLAN ET COUPE DE LA STATION DE POMPAGE.

PLANCHE N°4 : SCHEMA SYNOPTIQUE DE REFOULEMENT VERS LA WILAYA DE TIARET

PLANCHE N°5 : PLAN ET COUPE DU RESREVOIR PRINCIPAL

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, à partir de ce contexte on dira que l'eau est la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie, depuis l'existence des humains sur terre le pari était toujours d'essayer de développer les moyens afin d'avoir la disponibilité de l'eau.

À l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de pénurie d'eau, cet élément indispensable ou bien être de la population de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, et d'autre part par la croissance démographique et ces aléas sur l'accroissement des besoins et la pollution de la ressource.

Dans ce cadre le pays a développé sa manière d'exploitation des eaux de surface par l'adoption d'une stratégie de transferts des eaux par ce qu'on appelle les adductions.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Dimensionnement de la chaîne de refoulement de la wilaya de Tiaret « Barrage BAKHADDA-W. Tiaret »; qui consiste à acheminer $40176\text{m}^3/\text{jour}$ à partir du barrage de BAKHADDA, c'est une adduction mixte qui comporte des tronçons en aspiration, en refoulement, gravitaire. Le projet comporte deux stations de pompes à l'aval du barrage de BAKHADDA, deux réservoirs de relai.

CHAPITRE

I

Description de la zone d'études

Introduction

Ce chapitre a pour but la description générale de l'aménagement, dans lequel on va présenter les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique et les apports du barrage BAKHADDA.

Notre étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et des équipements nécessaires pour assurer le transfert des eaux du barrage de BAKHADDA vers la ville de TIARET.

I.1. Historique

La région de Tiaret a été habitée dès la plus haute antiquité. De nombreux vestiges des plus anciennes industries humaines, depuis les grossiers « coups de poing » du Paléolithique inférieur, jusqu'aux élégantes et fragiles pointes de silex du Néolithique récent si habilement taillées, se rencontrent tout autour de la ville.

Après l'annexion de la Maurétanie (40 ans après Jésus Christ) le pays reste encore longtemps en dehors de la domination romaine. Ce n'est en effet qu'au début du III^{ème} siècle, sous l'Empereur Septime Severe, que le « Limes » ou route-frontière fut réorganisée et porte un peu au sud de Tiaret. Ou un post militaire fut immédiatement construit sur l'emplacement actuel de la Redoute.

Aussi lorsque le fameux conquérant OKBA BEN NAFFE envahit l'IFRIKIA, fut-il facilement victorieux. En 683 après avoir fondé Kairouan, il marcha sur Tiaret qui, aux dires des historiens, fut la seule place à offrir quelque résistance. Après une bataille acharnée il défit l'armée que les princes berbères alliés des Grecs avaient rassemblée sous les murs de la ville. Celle-ci fut entièrement détruite.

Cette ville qu'il construisit de toutes pièces allait devenir la capitale très excentrique d'un curieux royaume Rostemide. Il s'étendait jusqu'en Tripolitaine et devait durer un siècle et demi.

Au cours du X^{ème} siècle, Tiaret tombe tour à tour au pouvoir des OMEYYADES d'Espagne et des Fatimides. De sanglants combats se déroulent à différentes reprises autour de la ville qui au début du XI^{ème} siècle – passe sous la domination des Hammadites de Kalaa et y reste

jusqu'à l'avènement des Almohades, auxquels succèdent comme maîtres du pays les Abdalwadides de Tlemcen.

Au cours de cette longue période la ville disputée par les souverains de l'Est et de l'Ouest, maintes fois prise et reprise, ne peut jouer un grand rôle. Plusieurs fois saccagée, lorsque Léon l'Africain la visita dans la première moitié du XVI^{ème} siècle, il n'y vit que « quelques mesures et fondements ». Sous le gouvernement des Turcs, la déchéance ne fit que s'accroître. Les troupes françaises qui, en 1843, s'emparèrent de Tagdempt dont l'Emir Abdelkader avait fait une place forte qu'il jugeait imprenable, ne trouvèrent à Tiaret – Tihert la Vieille- qu'une misérable bourgade abandonnée. C'est pourtant sur ce même emplacement que pour les mêmes raisons stratégiques qu'au XVIII^{ème} siècle, le General Lamoricière décida immédiatement de construire une ville.

I.2. Situation géographique

La wilaya de Tiaret qui s'étale sur une superficie de 20.086,62 km² a une distance de 340km de la capitale Alger. Se situant dans le nord ouest algérien sur les hauts plateaux Ouest entre la chaîne Atlas saharienne au Sud, elle est limitée au Nord par la wilaya de Tissemsilt et Relizane à l'Ouest par Mascara et Saida à l'Est par Djelfa et au Sud par les wilayas d'El bayedh et Laghouat.

La zone d'étude prend son départ au niveau du barrage existant de BAKHADDA qui se situe à environ 5km au Sud-ouest de la daïra de MECHERA-SFA avec les coordonnées (X=349,00 ; Y=228,700 ; Z=545,00) vers la ville de Tiaret.

I.3. Situation topographique

La zone d'étude est une zone accidentée telle que les altitudes des points extrêmes sont 591m NGA à l'amont c'est-à-dire au niveau du barrage de BAKHADDA et 1000m NGA au niveau de la ville de TIARET.

-La partie nord et ouest de la daïra la plus vitale propre à la culture avec des Terres riches et profondes. On y pratique la culture des céréales, légumes secs et maraîchages.

- La partie sud de la Daïra est composée des forêts de SDAMA et BENI-AFFANE et de parcours.

- La partie extrême ouest, accidentée pratique une culture rivièrène. Elle comprend des parcours et des forêts difficiles d'accès conviennent à l'élevage.

I.4. Situation géologique et sismicité

La zone se caractérise par une série de petites collines intercalées de vallées peu profondes. Elle est constituée par des calcaires et des marnes du pliocène. Les affleurements de cailloux, sables grossiers, galet) Sont importants au bas des versants.

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique liée au mouvement des plaques Africaine et la plaque Eurasique qui sort en perpétuel mouvement de convergence, ce rapprochement se traduit par de nombreux séismes de magnitude

$M \leq 4$ Faible

$4 \leq M \leq 6.5$ Modérés

$M \leq 6.5$ Violent

Les mouvements compressifs Nord Sud induisent des déformations principalement suivant les failles

D'après le C.G.C (Rpa99/versions 2003), l'Algérie est divisée en 5 zones de sismicité

Zone 0 : Sismicité nulle

Zone I : Sismicité faible

Zone IIa : Sismicité moyenne

Zone IIb : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée.

La région de Tiaret est classée dans la zone de faible sismicité qui est la zone I

I.5. Situation climatique

La région de Tiaret se caractérise par de rudes conditions climatiques. Le climat a été toujours marqué par le semi-aride de type continental, il se caractérise par des hivers froids.

a) **Température de l'air :** L'analyse des données montre deux saisons bien distinctes durant l'année, une saison froide et une saison chaude.

Les moyennes les plus basses sont enregistrées pendant trois mois de la période d'hiver : décembre ($2,8^{\circ}$) ; janvier ($1,7^{\circ}$) et février ($2,8^{\circ}$).

Durant la saison chaude les températures dépassent 25° à partir de juin jusqu'à septembre.(source ANRH).

b) Vent : La vitesse du vent moyenne annuelle est de (3 à 4 m/s), ils sont violents en printemps et en automne. Les vents prédominants dans la région sont de direction Ouest et Nord-Ouest.(source ANRH)

e) Précipitations : Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), Les précipitations sont marquées par une irrégularité saisonnier .La pluviométrie moyenne annuelle varie de 300 à 350 mm/an.(source ANRH)

I.6. Présentation du barrage BAKHADDA Voici un tableau qui résume les caractéristiques du barrage de BAKHADDA

Tableau I.1 : Caractéristiques du barrage de BAKHADDA

BARRAGE	
Type	ENROCHEMENT
cote de la crête	587,25 N.G.A
Longueur de la crête	220,00 m
largeur de la crête	05,00 m
hauteur maximale hors fondation	45,00 m
pentés du talus aval	1/1,25 m
pentés du talus amont	0,85;1 à 1/1
VOLUME DES TRAVAUX	
Recharges	Volume total du corps du barrage 320.000M ³
*Noyau	
*Filtre	
*Rip Rap	
*Injection	

Tableau I.2 : Caractéristiques de l'évacuateur de crues du barrage BAKHADDA

OUVRAGE D'EVACUATION	
*Type	BEC DE CANARD
*Débit	2000 m ³ /s

Tableau I.2 : Prise d'eau

PRISE D'EAU	
*Type	Tour de prise
*Nombre de prise	2
*Niveau des prises	557,03 et 565,10 NGA

Tableau I.3 : Retenue

RETENU	
*Cote des plus hautes Eaux	586,00 NGA
*Cote de retenue normale	584,75
*Cote minimale d'exploitation	557,3
*Surface de la retenue à la cote normal	4,492 Km ²
*Volume de la retenue à la cote normal	56 000,000m ³
*Volume utile	40 000,000m ³
*Volume régularisé	72 000,000m ³
*Volume mort	13,484m ³

I.7.Hydrologie:**Tableau I.4 : Bassin versant**

BASSIN VERSANT	
*Surface de drainage	1280 km ²
*Précipitation moyenne annuelle	542 mm
*Evaporation moyenne annuelle	1887 mm
*Apport moyen annuel	72 Hm ³ /An
*Apport solide annuel	0,03 Hm ³ /An
*Débit spécifique	0,78 L/s/Km ²

Conclusion :

Dans ce chapitre on a illustré toutes les caractéristiques du projet d'adduction ainsi que les conditions du terrain tel que la topographie et la géologie, et aussi les différents ouvrages qui composent ce système de transfert et surtout les enjeux capitaux de ce transfert vu le déficit en eau dont la région des plaines Tiaretiennes souffrent, et afin de promouvoir l'épanouissement de cette zone qui possède un potentiel agricole non négligeable et cela va contribuer à la croissance du pays.

CHAPITRE

II

Calcul de l'adduction

Introduction

Ce chapitre comportera l'étude de plusieurs variantes afin de choisir une variante finale pour cette chaîne de refoulement qui sera la plus avantageuse vis-à-vis du plan technico-économique.

En suite on entamera les éléments constituant la variante choisie ainsi que le choix du matériau de la conduite.

II.1. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

II.2. Critères de choix du tracé

Pour éviter de majeurs problèmes, lors du fonctionnement de notre adduction on doit choisir le tracé selon les critères suivants :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Éviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

II.3. Choix du tracé

En prenant en considération les recommandations citées au dessus et selon la topographie et le massif boisé qui caractérise la région d'étude le tracé le plus adéquat a notre adduction débutera du bief du DJBEL FERRARA en continuant vers KEF GUERROUM et sera cote à cote avec la route W11 à SIDI ABDELKADER dans le point des coordonnées (361 ; 227,1) en arrivant au sud ouest de la ville de TIARET dans la zone de SIDI OUADAH sur la route nationale 14 on allons vers TIARET par le quartier de ZAAROURA.

II.4.Choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau de la conduite qui transporte notre fluide se fait en se basant sur deux critères primordiaux qui sont le facteur économique ainsi que technique

✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- 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.

✓ 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 conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

A. 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, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

B. 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.

C. 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 $\Phi 300$ 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.

D. Amiante Ciment :

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

Conclusion :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution fonte Dans notre adduction, on a choisi des conduites en fonte vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui est relativement non accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

Les tubes de fonte seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

II.5. Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

A. Cas de surpression :

À la place du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

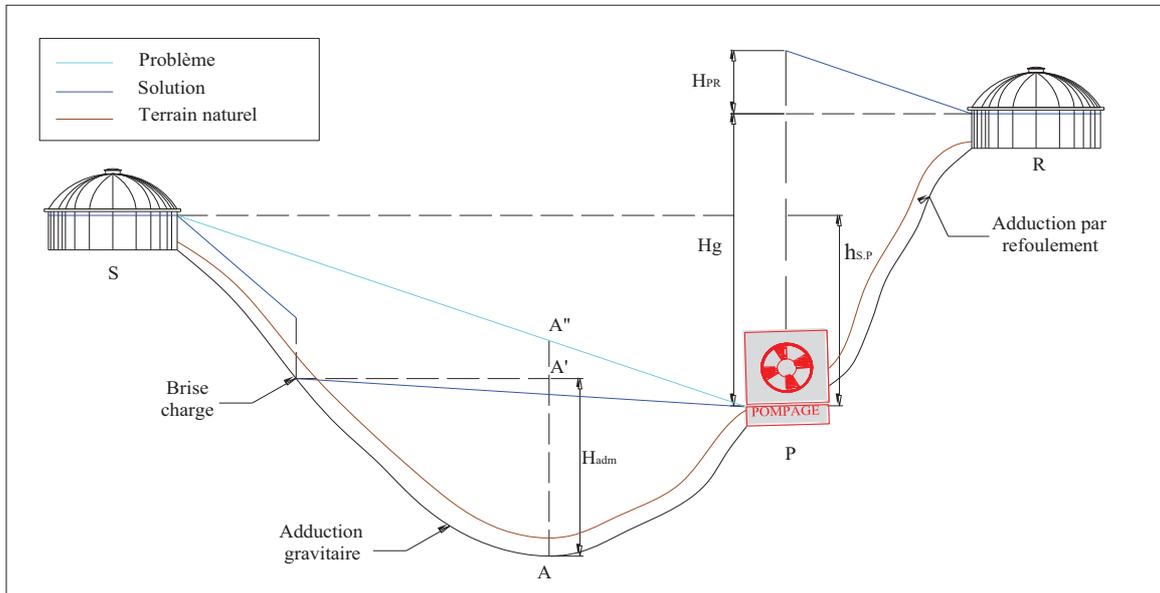


Figure II.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

B. Cas de dépression :

Pour remédier au problème d'écroulement survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite

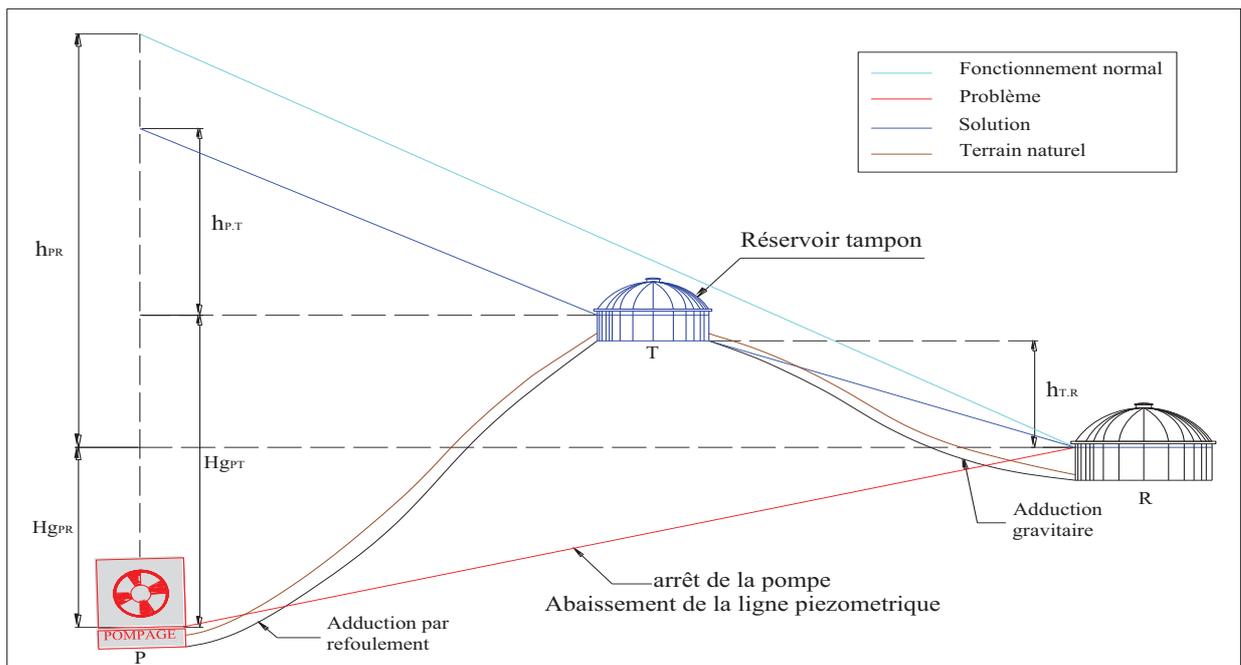


Figure II.2 : Problème d'écroulement (implosion de la conduite)

II.6. Calcul hydraulique [2]**a) Cas gravitaire :**

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (II.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

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 **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

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 II.2

Tableau II.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 :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (II.2)$$

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

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux Prescriptions et aux normes internationales.

b) Cas de refoulement

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

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{II.3})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{II.4})$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

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

1. Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

$$D_{econ} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

$$\text{Avec: } C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$$

Démonstration de la formule (II.3) :

$$\bullet \quad C_t = C_{const} + C_{expl} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : C_i : coût total

C_{const} : Coût de construction

C_{expl} : Coût d'exploitation

$$\bullet \quad N = \frac{10^3 \times g \times Q}{102\eta} \times (H_g + \Delta H) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

N : puissance de la station de pompage

H_g : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique le niveau de trop plein du réservoir

ΔH : la perte de charge

g : Accélération de la pesanteur ($9,31 \text{ m/s}^2$)

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

- $E_t = N \cdot T_{st}$ (2')

Avec : E_t : dépense d'énergie

T_{st} : temps de fonctionnement de la station de pompage (1 an)

Les dépenses totales sont :

- $C_t = C_{const} + t \cdot C_{expl}$ (3)

t : délai d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P)

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

- $C_{expl} = R \cdot C_{const} + C_{energie}$(4)

R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau II.2 : La valeur de R en fonction du matériau

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

- Coût d'énergie : représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année

Nous pouvons donc écrire $W = \frac{1}{t} C_t = \left(\frac{1}{t} + \frac{R}{100} \right) C_{const} + C_{energie}$ (5)

Evaluation de C_{const} :

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

- $C_{const} = a + bD^\alpha$ (6)

Avec a, b , grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et des type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C_{const} - a = bD^\alpha$$

Ou bien $\log(C_{const} - a) = \log b + \alpha \log D$

Les valeurs de a, b, α , en fonction du type de matériau sont présent dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Valeurs de a, b, α , en fonction du matériau

Tuyau	α	b	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Evaluation du cout de l'énergie électrique :

- $C_{\text{energie}} = N \times T \times \sigma \times \delta \dots\dots\dots(6')$

-

Avec N : puissance de la station de pompage (Kwh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage

σ : Prix de KWh

δ : Coefficient dépendant de r irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \dots\dots\dots ;(6'')$$

Avec :

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $K_0=1.03$ à 1.04

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons en compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta H = \frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots ;(6''')$$

Avec β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant la formule (6''') dans la relation (2) nous obtiendrons :

- $N = \frac{10^3 \times g \times Q \left(\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \right)}{102\eta} \dots\dots\dots (7)$

Tenant compte de la formule (5), (6), (6') et (7) nous obtiendrons :

- $W = 0,01 \left(\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right) l + 86.10^3 \cdot \frac{K' \cdot Q^{\beta+1}}{\eta D^m} \cdot \sigma \cdot \delta \dots\dots\dots(8)$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant $\frac{dW}{dD} = 0$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = \left[\frac{86.10^3 \cdot K' \cdot m \cdot \sigma \cdot \delta}{\alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \left(\frac{1}{t} + R \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Les valeurs de K' , m , β sont données dans le tableau IV.1

Cette relation est de la forme :

$$D_{\text{econ}} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10.M.\sigma.\delta$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau II.4 : Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

Mais cela dit cette formule donne des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère une autre méthode.

2. Autre méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

A. Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

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

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow \mathbf{A = 0,0888}$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, \dots, D_n).

B. Frais d'exploitation

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

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

Caractéristiques de l'adduction

Calcul du débit :

D'après les services de la direction des ressources en eau la dotation est de 180l/j/h avec équipement et le nombre d'habitant alimenté a partir de cette adduction est de 136047 habitants, notre projet est projeté a l'horizon de 25ans donc le nombre et avec un taux d'accroissement de 2% la population sera de 223200 habitants en 2033 donc notre débits sera de 40176 m³/j.

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{II.8})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (\text{II.5})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \dots \dots \dots (\text{II.6})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \dots\dots\dots (\text{II.7})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \dots\dots\dots (\text{II.8})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule ... (II.9)

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \dots\dots\dots (\text{II.11})$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots (\text{II.12})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \dots\dots\dots (II.13)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau II.5)

Tableau II.5 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,403

Source SONALGAZ(2012)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 18h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère. On choisie un pompage de 21h à 15h

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403 * 7,5 + 0,933 * 9 + 4,514 * 1,5}{18} \Rightarrow \delta = 1,01 \text{ DA}$$

II.7. Proposition de variantes**1. Variante N°1 :**

On va prendre la variante d'adduction mixte ce qui implique un tronçon refoulement suivi d'un autre gravitaire et qui est finalisé par un autre tronçon de refoulement.

En effet l'eau brute est relevée à partir de l'aval du barrage BAKHADDA jusqu'à la station de traitement juste à coté du barrage et à partir de l'eau traitée est pompée jusqu'au réservoir de relais situé à sidi ABDELKADER dans le point des coordonnées (361 ; 227,1) à 790m, et à partir de ce point l'écoulement se fait gravitairement jusqu'à la station de pompage 2 sur 4,7km, et de la SP2 l'écoulement se fait par pompage jusqu'au réservoir de la station de

pompage 3 au niveau de SIDI WADEH sur la RN14 et à partir de ce point l'écoulement se fait gravitairement jusqu'aux réservoirs de la ville de TIARET.

2. Variantes N°2 :

Dans cette variante l'eau passe par le même parcours que la 1^{ère} variante sauf qu'à partir de la SP2 l'eau est refoulée directement vers les réservoirs de la ville de TIARET.

3. Variantes N°3 :

Dans cette variante on va opter pour un écoulement en refoulement, c'est-à-dire l'eau brute est relevée au moyen de la station de relevage jusqu'à la station de traitement et après elle est refoulé jusqu'aux réservoirs de la ville de TIARET.

II.8. Analyse des variantes

Le choix de la variante finale se portera sur une étude technico-économique qui respectera l'aspect économique ainsi que les caractéristiques hydraulique,

✓ Variante N°1 : Adduction mixte

Ce choix nous amènera à faire un dimensionnement qui sera d'une part diamètre économique et d'autre part un diamètre avantageux, cela dit le calcul exact du diamètre est laborieux et ça nécessite l'étude préalable de la station de pompage donc pour pouvoir départager les variantes on va opter pour l'une des formules simplifiées du calcul du diamètre économique, et notre choix porte sur l'application de la formule de BONIN avec $D_{eco}=(Q)^{0,5}$ donc on aura les résultats suivants :

-Pour le coté aspiration, la conduite est dimensionner de sorte à avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s afin d'éviter le problème de cavitation, D'où on prend $D_{asp} = 800$ mm et on vérifie la vitesse d'aspiration $V = Q/s = 1,23$ m/s acceptable.

-Pour le coté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que $D_{ec} = 800$ mm

-Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont respectivement 790m NGA et 706m NGA d'où une dénivelée de 84 m, en appliquant la formule de perte de charge

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad \text{avec } K'=0,00179, \beta=2 \text{ et } m=5,3$$

Donc on calcul le diamètre $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} = 0,508$ m

Donc on adopte un diamètre avantageux de 500 mm

-De même pour le coté refoulement du SP2 au SP3, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que $D_{ec} = 800$ mm

-La même chose pour le tronçon SP3 - réservoir de la ville de TIARET donc on aura un $D_{ec} = 800$ mm

Et la $H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$

Pour le calcul des pertes de charge il se fait par tronçon :

1^{er} tronçon : « SP1 à SP2 »

L_{asp} « STraitemen-SP1 » = 270m

L_{ref} « SP1-Réservoir1 » = 11850m

$$\Delta H_{Tr1} = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$$

Donc $H_{mt(1)} = 166 + 27 = 193\text{m}$

2^{ème} Tronçon : « SP2 à SP3 »

L_{inf} « SP2 » = 747m

L_{sup} « SP3 » = 880m

Donc $H_{mt(2)} = 133 + 12 = 145\text{m}$

3^{ème} Tronçon: « SP3 à Réservoir »

L_{inf} « SP3 » = 880m

L_{sup} « Réservoir » = 1062m

Donc $H_{mt(3)} = 182 + 20 = 202\text{m}$

✓ Variante N°2 : Adduction mixte

Vue que le débit est le même donc les diamètres resterons les même que dans la variante précédente sauf que la Hmt de la SP2 va changer et sera sur 14 ,3km comme suit :

L_{inf} « SP2 » = 740m

L_{sup} « Réservoir ville » = 1062m

Donc $H_{mt} \text{ « sp3 »} = 322 + 28 = 350\text{m}$

✓ Variante N°3 : Adduction par refoulement

Vue le profil d'élévation qui nous montre l'existence des pentes et les contre pentes qui impliquera des problèmes de surpression et sous pression sur toute la longueur du tracé donc cette variante est à rejeter.

II.9. Discussion des résultats

Les variantes présentées en dessous ne sont pas finales mais elles vont nous permettre de faire un choix préliminaire pour notre tracé le tableau ci-dessous

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des résultats des variantes N°1 et N°2

	Variante N°1	Variante N°2
Nombre de bâtiments	3	2
Diamètre économique (mm)	800	800
Longueur(m)	27200	27200
Diamètre avantageux (mm)	500	500
Longueur(m)	4700	4700
Nombre de réservoir de relais	2	1

C'est clair qu'à première vue, on remarque que la variante N°2 est la plus économique parce que la réalisation d'un seul bâtiment est très coûteuse donc on prendra celle où le nombre de bâtiments est min ainsi du point de vue nombre de réservoir, la variante N°2 est plus économique donc on prendra la variante N°2 comme variante finale et on va la redimensionner de telle manière qu'on prend tous les points technico-économiques en considération.

Conclusion :

Cette analyse nous a permis de faire le bon choix de la variante avec laquelle on va terminer notre dimensionnement tel que on a éliminé la variante N°1 parce que économiquement elle est très coûteuse et d'un point de vue travaux elle est trop volumineuse à cause du bâtiment de pompage en plus, la variante N°3 a été éliminée suite au problème technique qui peut se manifester dans le problème d'écrêtement vu la nature du terrain et la hauteur de la dénivellation. Donc notre choix est bien la variante N°2 vu son économie ainsi son fonctionnement qui sera avec moins de problèmes que les deux autres variantes.

II.10. Dimensionnement de l'adduction

II.10.1. Dimensionnement de l'adduction du refoulement

A. Conduite d'aspiration :

Notre station de pompage fonctionne en surpresseur c'est-à-dire que les pompes sont placées en charge, en effet à partir de la station de traitement d'eau l'eau est acheminée dans une conduite de diamètre 800 mm et de longueur 246m.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcul le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via la l'équation de continuité $Q=V.S$.

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4.0,62}{\pi \cdot 1,5}} = 0,725 \text{ m}$$

Donc pou avoir une vitesse inférieure à 1.5m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre D aspiration = 800mm.

Vérification de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité:

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4.0,62}{\pi 0,8^2} = 1,23 \text{ m/s}$$

$V_{asp} < 1,5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction.

Donc la conduite d'aspiration est d'un diamètre $D=800 \text{ mm}$ et s'étale sur une longueur de 246m a partir de la station de traitement jusqu'à la SP1.

A. Tronçon de refoulement (SP1-Réservoir de relais) :

Ce tronçon relie la station de pompage N°1 et le réservoir de relai, il s'étale sur une longueur de 11815m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Notre station de pompage est installée en charge (en sur presseur) c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction, en effet grâce à cette idée les dimensions du réservoir d'air (anti-bélier) vont être considérablement réduites et ainsi l'adduction va être bien plus protégée.

Donc $H_g = \text{côte réservoir tampon} - \text{Côte station de pompage N}^\circ 1$

$$H_g = 790 - 615 = 175 \text{ m}$$

Le calcul des coefficients de frottements λ sera moyennant le diagramme de Moody, avec une rugosité nominale $\varepsilon=0,4 \text{ mm}$

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenues. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

Tableau II.7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε/D	λ	L(m)	$\Delta H_t(m)$	Hg(m)	Hmt(m)
300	0,62	8,775654636	0,001333333	0,021416	11815	5220,742832	175	5395,742832
700	0,62	1,611854933	0,000571429	0,017488	11815	47,80191035	175	222,8019103
800	0,62	1,234076433	0,0005	0,016968	11815	22,85580577	175	197,8558058
900	0,62	0,975072737	0,000444444	0,016529	11815	11,92620517	175	186,9262052
1000	0,62	0,789808917	0,0004	0,016151	11815	6,666954598	175	181,6669546
1100	0,62	0,652734642	0,000363636	0,01582	11815	3,940443612	175	178,9404436
1500	0,62	0,351026185	0,000266667	0,014809	11815	0,712821598	175	175,7128216

tableau II.8 : Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres

D (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DZD)	Consommation annuelle(Kwh)	Dépenses annuelles(DZD)
300	0,62	5395,742832	46882,83865	1,01	308020250	311100452,4
700	0,62	222,8019103	1935,89397	1,01	12718823,4	12846011,62
800	0,62	197,8558058	1719,140831	1,01	11294755,3	11407702,81
900	0,62	186,9262052	1624,175093	1,01	10670830,4	10777538,66
1000	0,62	181,6669546	1578,478216	1,01	10370601,9	10474307,9
1100	0,62	178,9404436	1554,787952	1,01	10214956,8	10317106,41
1500	0,62	175,7128216	1526,743605	1,01	10030705,5	10131012,54

- **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau II.9 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix MI(DZD)	L(m)	Prix(DZD)	ANNUITE	Investissements (DZD)
300	4455,52	11815	52641968,8	0,0888	4674606,829
700	12769,28	11815	150869043,2	0,0888	13397171,04
800	15367,72	11815	181569611,8	0,0888	16123381,53
900	18078,16	11815	213593460,4	0,0888	18967099,28
1000	20852,6	11815	246373469	0,0888	21877964,05
1100	23643,04	11815	279342517,6	0,0888	24805615,56
1500	34004,8	11815	401766712	0,0888	35676884,03

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau II.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	Investissements (million DZD)	Exploitation (million DZD)	Total (million DZD)
300	4,674606829	311,1004524	315,7750592
700	13,39717104	12,84601162	26,24318265
800	16,12338153	11,40770281	27,53108434
900	18,96709928	10,77753866	29,74463795
1000	21,87796405	10,4743079	32,35227195
1100	24,80561556	10,31710641	35,12272197
1500	35,67688403	10,13101254	45,80789657

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

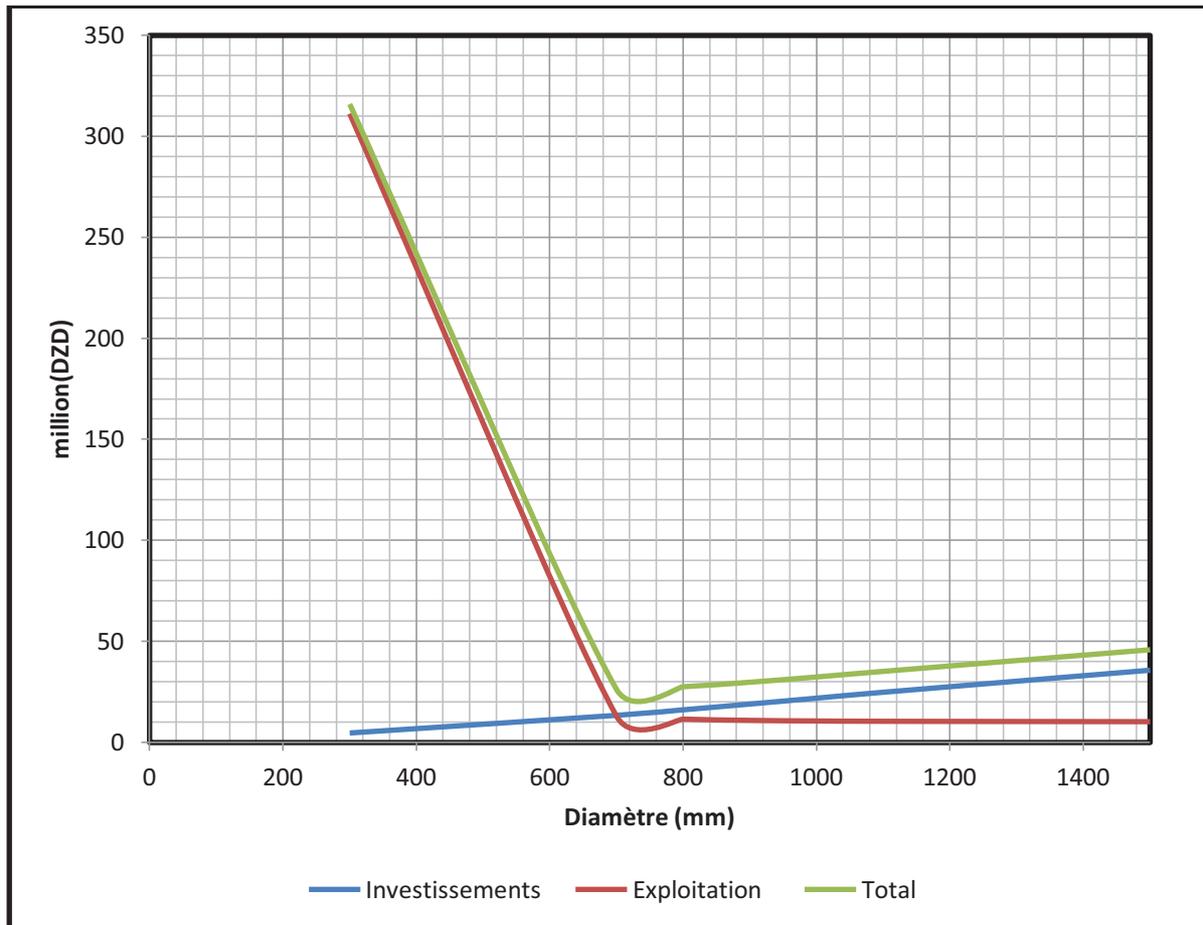


Figure II.3 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Interprétation de la figure II.3:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 700 mm.

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,62}{\pi \times 0,7^2} = 1,61 \text{ m/s}$$

$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 700mm.

D'où :

$$\text{Dec} = 700\text{mm}$$

II.10.2. Dimensionnement du tronçon gravitaire (Réservoir de relais-SP2) :

Ce tronçon relie le réservoir de relais avec la station de pompage N°2, le réservoir situé a une cote de terrain de 790NGA, le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écèlement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

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

Telle que $H_d = 790 - 708 = 82\text{m}$

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

D'où $\Delta H = H_d$

Mais la conduite va devoir devra assurer deux débits

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach

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

Et sachant que cette adduction va assurer un débit de $0,62\text{m}^3/\text{s}$ vers le point le plus bas d'une cote de 708 NGA notre diamètre avantageux sera comme suit :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \times 1,1 \times 3300 \times 0,62^2}{82}} = 0,517 \text{ m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé est de 517mm 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 écèlement le terrain naturel.

On remarque que le risque d'écèlement du terrain est bien réel donc on préconise une augmentation du diamètre et vue que le diamètre d'aspiration est de 800mm on va vérifier s'il ya risque d'écèlement et sur le point le plus bas pour cela on calculera les pertes de charge engendré par ce diamètre :

$$\Delta H = \frac{0,00179 \times 1,1 \times 3300 \times 0,62^2}{0,8^{5,3}} = 8,15 \text{ m}$$

Après ce calcul on remarque que le risque d'écèlement est nul ainsi que le pression sur le point le plus bas est inférieur a 8 bars.

Donc on opte pour un diamètre avantageux de **800mm**

II.10.3. Dimensionnement du tronçon (SP2 – Réservoirs d'AEP de la ville) :

a-Détermination de la cote de la SP2 :

Vue la contre pente qu'on a après le réservoir de relais, il impérativement de placée la SP2 quelle soit toujours en charge et profité de la contre pente pour gagnée sur la HMT et se sera un bénéfice économique.

La cote du réservoir est de 790m NGA donc on calculera les pertes de charges cumulé jusqu'au point de cote 790m NGA sur la contre pente ce qui implique une distance de 6100m avec un diamètre avantageux de 800mm ce qui nous donne :

$$\Delta H = \frac{0,00179 \times 1,1 \times 6100 \times 0,62^2}{0,8^{5,3}} = 15m$$

Et delà on trace la ligne de charge qui va couper le terrain naturel dans le point de cote= 790-15=775m NGA qui est à 5600m du réservoir de relais.

Remarque : on diminue de 10m de la cote calculée pour des raisons de sécurité donc notre SP sera placé a une cote de 765m donc a 5200m du réservoir de relais sur le long du tracé de notre adduction.

$$\begin{aligned} \text{Donc } H_g &= \text{Côte Réservoir ZMALA} - \text{côte SP2} \\ H_g &= 1123 - 775 = 348 \text{ m} \end{aligned}$$

Le calcul des coefficients de frottements λ sera moyennant le diagramme de Moody, avec une rugosité nominale $\varepsilon=0,4$ mm

Calcul des frais d'exploitations

Tableau II.11 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) tronçon2.

D(mm)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	ε/D	λ	L(m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	Hmt(m)
300	0,62	8,775654636	0,001333333	0,021416	16221	7167,640243	348	7515,640243
700	0,62	1,611854933	0,000571429	0,017488	16221	65,62799727	348	413,6279973
800	0,62	1,234076433	0,0005	0,016968	16221	31,37909653	348	379,3790965
900	0,62	0,975072737	0,000444444	0,016529	16221	16,37367533	348	364,3736753
1000	0,62	0,789808917	0,0004	0,016151	16221	9,153167206	348	357,1531672
1100	0,62	0,652734642	0,000363636	0,01582	16221	5,409897235	348	353,4098972
1500	0,62	0,351026185	0,000266667	0,014809	16221	0,978644023	348	348,978644

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau II.12

Tableau II.12 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre tronçon2.

D (mm)	Q (m ³ /s)	Hmt(m)	Puissance(KW)	Prix unitaire(DZD)	Consommation annuelle(KWh)	Dépenses annuelles(DZD)
300	0,62	7515,640243	65302,32441	1,01	429036271,4	433326634,1
700	0,62	413,6279973	3593,954579	1,01	23612281,58	23848404,4
800	0,62	379,3790965	3296,370773	1,01	21657155,98	21873727,54
900	0,62	364,3736753	3165,990812	1,01	20800559,63	21008565,23
1000	0,62	357,1531672	3103,252848	1,01	20388371,21	20592254,92
1100	0,62	353,4098972	3070,72811	1,01	20174683,68	20376430,52
1500	0,62	348,978644	3032,225584	1,01	19921722,09	20120939,31

- **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau II.13 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre tronçon2.

D(mm)	Prix MI(DZD)	L(m)	Prix(DZD)	ANNUITE	Investissements (DZD)
300	4455,52	16221	72272989,92	0,0888	6417841,505
700	12769,28	16221	207130490,9	0,0888	18393187,59
800	15367,72	16221	249279786,1	0,0888	22136045,01
900	18078,16	16221	293245833,4	0,0888	26040230
1000	20852,6	16221	338250024,6	0,0888	30036602,18
1100	23643,04	16221	383513751,8	0,0888	34056021,16
1500	34004,8	16221	551591860,8	0,0888	48981357,24

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Tableau II.14 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation tronçon2

D(mm)	Investissements	Exploitation	Total
300	6,417841505	433,3266341	439,7444756
700	18,39318759	23,8484044	42,24159199
800	22,13604501	21,87372754	44,00977254
900	26,04023	21,00856523	47,04879523
1000	30,03660218	20,59225492	50,62885711
1100	34,05602116	20,37643052	54,43245168
1500	48,98135724	20,12093931	69,10229655

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

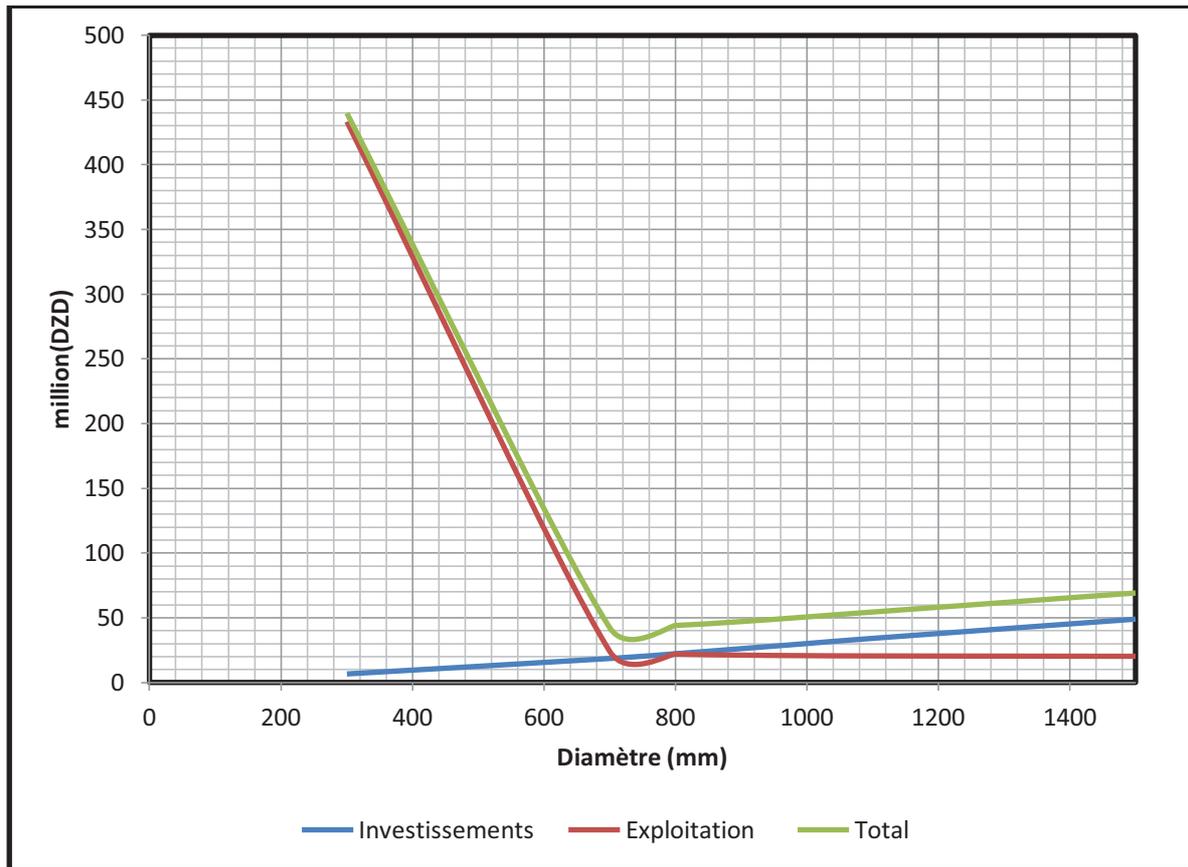


Figure II.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation tronçon2

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 700 mm.

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,62}{\pi \times 0,7^2} = 1,61 \text{ m/s}$$

$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 700mm.

D'où :

Dec = 700mm

II.10.4. Dimensionnement des tronçons Adduction-réservoir :

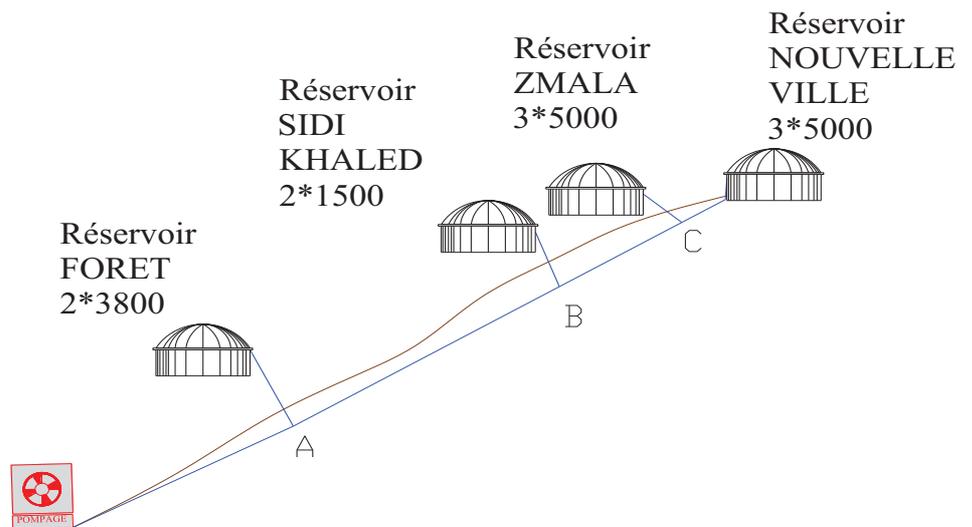


Figure II.5 : Schéma de l'AEP de la ville de TIARET

- **Adduction-Réservoir FORET : (A)**

Le réservoir FORET est d'une capacité de $3800 \times 2 \text{ m}^3$ situé à une cote de 1085m et doté d'un débit de $0,12 \text{ m}^3/\text{s}$ à une distance de 500m de l'adduction en refoulement donc on utilise la formule de suivante : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)

qui va nous donner un diamètre économique de 346,6mm

Vérification de la vitesse:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,12}{\pi \times 0,35^2} = 0,15 \text{ m/s}$$

$V < 2,5 \text{ m/s}$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 350mm.

- **Adduction Pt(A)-Pt(B)**

Du point A au point B on a un débit de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ sur une longueur de 1200m donc on utilise la formule de suivante : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)

qui va nous donner un diamètre économique de 707,1mm

Vérification de la vitesse:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,5}{\pi \times 0,7^2} = 1,29 \text{ m/s}$$

$V < 2,5 \text{ m/s}$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 700mm.

- **Adduction Pt(B)-Réservoir SIDI KHALED**

Le réservoir SIDI KHALED est d'une capacité de $1500 \times 2 \text{m}^3$ situé à une cote de 1114m et doté d'un débit de $0,04 \text{m}^3/\text{s}$ à une distance de 250m de l'adduction en refoulement donc on utilise la formule de suivante : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)

qui va nous donner un diamètre économique de 200mm

Vérification de la vitesse:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,04}{\pi \times 0,2^2} = 1,27 \text{ m/s}$$

$V < 2,5 \text{ m/s}$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 200mm.

- **Adduction Pt(B)-Pt(C)**

Du point B au point C on a un débit de $0,46 \text{m}^3/\text{s}$ sur une longueur de 1340m donc on utilise la formule de suivante : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)

qui va nous donner un diamètre économique de 678mm

Vérification de la vitesse:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,46}{\pi \times 0,7^2} = 1,19 \text{ m/s}$$

$V < 2,5 \text{ m/s}$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 700mm.

- **Adduction Pt(C)-Réservoir ZMALA**

Le réservoir ZMALA est d'une capacité de $5000 \times 3 \text{m}^3$ situé à une cote de 1123m et doté d'un débit de $0,23 \text{m}^3/\text{s}$ à une distance de 250m de l'adduction en refoulement donc on utilise la formule de suivante : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)

qui va nous donner un diamètre économique de 479mm

Vérification de la vitesse:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,23}{\pi \times 0,5^2} = 1,17 \text{ m/s}$$

$$V < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 500mm.

- **Adduction Pt(C)-Réservoir Nouvelle ville**

Le réservoir NOUVELLE VILLE est d'une capacité de $5000 \times 3 \text{ m}^3$ situé à une cote de 1092m et doté d'un débit de $0,23 \text{ m}^3/\text{s}$ à une distance de 943m de l'adduction en refoulement donc on utilise la formule de suivante : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de Bonin)

qui va nous donner un diamètre économique de 479mm

Vérification de la vitesse:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,23}{\pi \times 0,5^2} = 1,17 \text{ m/s}$$

$$V < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 500mm.

Tableau II.15 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction.

	Station de traitement-SP1	SP1-réservoir de relais	Réservoir de relais-SP2	SP2-AEP TIARET
Débit (m3/s)	0,62	0,62	0,62	0,62
Type d'écoulement	en charge	en charge	en charge	
Longueur (m)	260	11815	5600	16221
Diamètre (mm)	800	700	800	700
Vitesses (m/S)	1,23	1,61	1,23	1,61

Conclusion :

Le calcul de l'adduction été de la façon la plus économique et techniques possibles afin d'avoir le coup minimale tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet on a décomposé notre adduction en trois tronçons, deux entre eux se compose d'une conduite d'aspiration et refoulement et un tronçon gravitaire afin d'évité les sur pression et minimiser le coup de bélier.

CHAPITRE

III

Présentation générale des ouvrages

Introduction

Afin de réussir le transfert d'eau, notre adduction est équipée de plusieurs ouvrages qui permettront le bon écoulement du liquide d'une part et d'autre part la qualité d'eau exigée par le consommateur.

III.1.Station de relevage :

Suivant le relief du terrain, nous proposons des stations de relevage pour des eaux claires ou des eaux brutes du barrage BAKHADA jusqu'à la station de traitement. Les caractéristiques techniques de cette station sont représentées dans le tableau ci dessous :

Tableau III.1 : Caractéristiques de la station de relevage ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivée	800 mm
Longueur de la conduite d'arrivé	368 ML
Débit relevé	645 l/s
Nombre de pompe	2
Nombre de pompes de secours	1
Débit pompé par chaque pompe	320 l/s
HMT	74 m

III.2.Réservoir 1000m³ :

Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique ainsi l'emmagasinement de l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière, les caractéristiques de ce réservoir sont des le tableau suivant :

Tableau III.2 : Caractéristique du réservoir ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivée	700 mm
Longueur de la conduite d'arrivée	1539 ML
Volume du réservoir	1000m ³

III.3.Station de traitement :

Une eau potable est définie au regard de toute une série de paramètres :

- des paramètres microbiologiques : bactéries, qui témoignent d'une contamination fécale (coliformes et streptocoques fécaux...)
- des paramètres chimiques : plomb, mercure, chlore, nitrates, pesticides...
- des indicateurs de radioactivité
- des paramètres organoleptiques : odeur, couleur, saveur.

Selon la qualité de l'eau prélevée, la production d'eau potable nécessite des étapes différentes faisant appel à quatre types de procédés : physiques, chimiques, physico-chimiques et biologiques.

Une station de production d'eau potable traite généralement les eaux de surface par des filières du type suivant :

Les eaux de surface sont généralement rendues potables en suivant une filière plus complète que les eaux souterraines, en utilisant, par exemple, les procédés suivants :

- Dégrillage ;
- Tamisage ;
- Floculation, décantation ;
- Filtration sur sable ;
- Ozonation ;
- Filtration sur charbon actif ;
- Chloration.

Les caractéristiques de notre station de traitement son présentées dans le tableau :

Tableau.III.3 : Caractéristiques de la station de traitement ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivée	800 mm
Longueur de la conduite d'arrivée	150 Ml
Procédé de fabrication de chlore	Fabrication du chlore par électrolyse
Débit entrant	645 l/s
Débit sortant	620 l/s

III.4.Réservoir N°1 « 2500m³ » :

Situé juste avant la SP1 il joue le rôle de relai ainsi de protection de la SP1 contre la cavitation et le coup de bélier a cause du relief de la région les caractéristiques de ce dernier sont comme suit dans le tableau :

Tableau III .4 : Caractéristiques du réservoir N°1 ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivée	700 mm
Longueur de la conduite d'arrivée	172 Ml
Volume du réservoir	2500m ³

III.5.Station de pompage N°1 :**Tableau III.5 :** Caractéristique de la station de pompage N°1 ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivé	800 mm
Longueur de la conduite d'aspiration	72 ML
Débit refoulé	620l/s
Nombre de pompe	3
Nombre de pompe de secours	1
Débit pompé par chaque pompe	207 l/s
HMT	175 m

III.6.Réservoir N°2 « 2500m³ » :**Tableau III .6 :** Caractéristique du réservoir N°2 ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivé	700 mm
Longueur de la conduite d'arrivé	11900 ML
Volume du réservoir	2500m ³

III.7.Station de pompage N°2 :

C'est la pièce maitresse dans tout le projet vue son importance et sa grandeur c'est caractéristique technique sont représenté dans le tableau qui suit :

Tableau III.7 : Caractéristique de la station de pompage N°2 ;

Type de conduite	Fonte
Diamètre d'arrivé	800 mm
Longueur de la conduite d'aspiration	5800 ML
Débit refoulé	620l/s
Nombre de pompe	6
Nombre de pompe de secours	3
Débit pompé par chaque pompe	103 l/s
HMT	420 m

Conclusion

Dans ce chapitre on a réussi a décrire brièvement l'ensemble des ouvrage qui entre en jeu pour pouvoir refouler de l'eau à partir du barrage BAKHADDA jusqu'à la ville de TIARET, Ce projet qui se compose d'une station de relevage ainsi qu'une station de traitement d'eau potable, deux réservoirs et deux stations de pompage.

CHAPITRE

IV

Etude de la station de pompage

Introduction :

Celui qui doit concevoir et réaliser une station de pompage se trouve confronté à une tâche complexe car il doit intégrer une multiplicité de perspectives et de contraintes, telles celles de résultant de l'hydraulique, de la bonne adéquation avec la structure de tarification de la fourniture d'énergie électrique, de l'insertion dans le site et du respect de l'environnement, du niveau de sécurité et d'automatisme à envisager, du bon équilibre entre investissement et coût de fonctionnement, de la réduction des dépenses de maintenance par l'adoption de bons choix dès la conception. Il lui faut également veiller à anticiper sur l'évolution prévisible de la demande, tout en mettant en place une solution bien évolutive des prochaines années. Enfin ; il devra justifier la conception retenue vis-à-vis d'une logique d'optimisation économique dans le cadre non seulement de la station proprement dite mais le plus souvent dans un ensemble plus vaste station-réseau-réservoir.

IV.1.Données économiques générales :

Lors de la conception d'une station de pompage, il peut être utile de se référer aux données de la figure IV.1 qui donne des ordres de grandeur pour les divers postes de dépenses de construction entrant dans la construction d'une station de pompage.

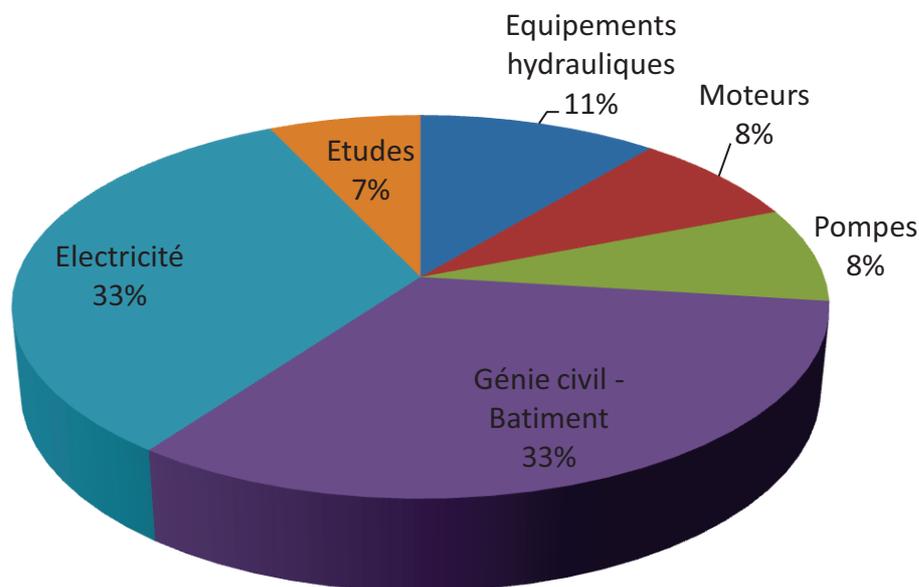


Figure IV.1 : Répartition des divers postes de dépenses de construction

Ces ordres de grandeur permettent éventuellement d'arbitrer certains choix de conception au vu du cout respectif des diverses dépenses, de l'importance de tel ou tel équipement pour la fiabilité de l'ouvrage à réaliser.

IV.2 .Facteur intervenant dans la conception :

Le tableau IV.1 montre que la conception d'une station de pompage fait intervenir de multiples éléments dans de nombreux domaines

Tableau IV.1 : Elément de conception

Domaines	Eléments de conception
Nature, Qualité et prétraitement de l'eau	-nature et utilisation de l'eau ; -qualité physicochimique de l'eau ;
Hydraulique	-condition d'aspiration ; Présence de corps solides et sédiments dans l'eau ; -réseau aspiration/refoulement ; -débit et hauteur de refoulement « plage de fonctionnement » -coup de bélier aux régimes transitoires.
Mécanique	-types de pompes. Types d'installation ; -choix des types de vannes, clapets, etc ; -choix des matériaux.
Electricité	-puissance nécessaire et puissance instantanée appelée. Tension d'alimentation et tension secondaire ; -équipement d'alimentation de secours « groupes électrogènes » ; -système de contrôle-commande. -câbles d'alimentation, distribution, protection, mesure « puissance, heures de fonctionnement, débits ».
Génie civil et bâtiment	-implantation, accès, facilité de construction ; -résistance des sols, type de fondation, niveau de la nappe phréatique ; -architecture extérieure du bâtiment, superstructures ; -montage et démontage des matériels, moyens de levage ; -locaux annexes, atelier de maintenance, stockage.
Environnement	-impact sur les zones adjacentes, cours d'eau et écologie ; Esthétique, odeur, bruit, etc.

Toute cette liste met bien en évidence que la conception d'une station de pompage d'eau fait appel à des compétences très variées. Il convient donc d'apporter le même soin à tous les aspects et ne pas se concentrer sur quelques points au détriment des autres.

IV.3.Constitution d'une pompe centrifuge :

Une pompe centrifuge se compose :

1. d'un distributeur, sorte de tubulure profilée qui, comme son nom l'indique, sert à conduire l'eau avec une vitesse et une direction convenable dans l'axe de la pompe ou « ouïe », ou « œillard » de la roue.

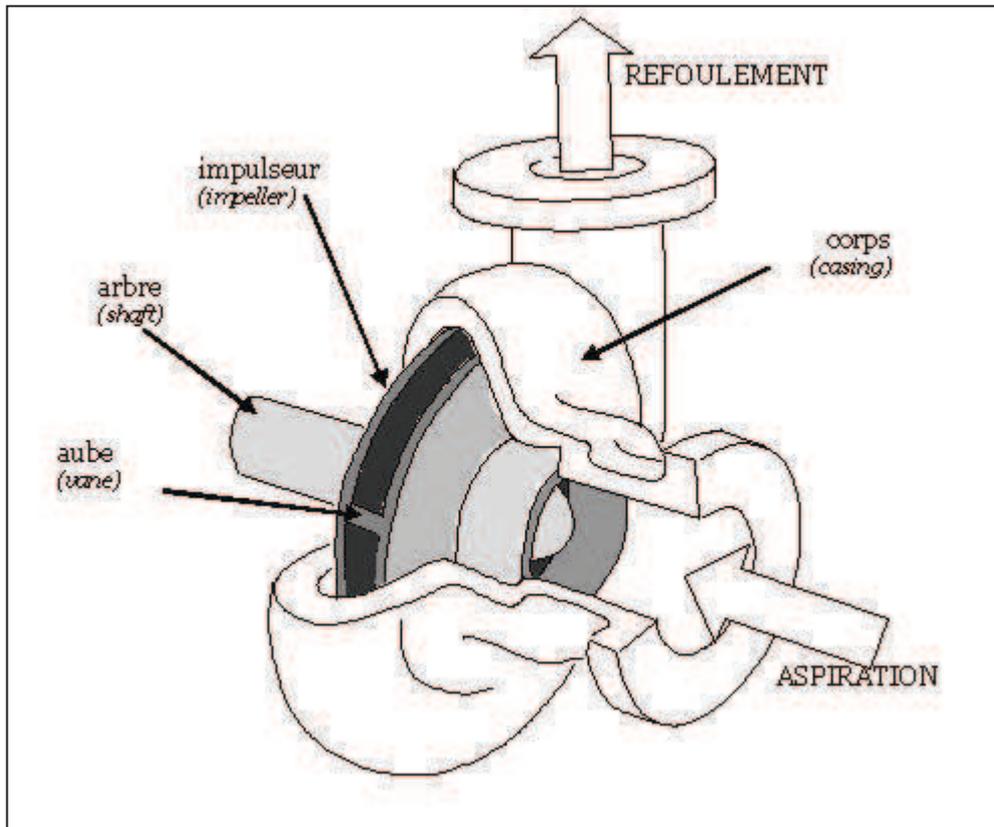


Figure IV.2 : Constitution d'une pompe centrifuge

Le distributeur est généralement constitué par un cône convergent qui permet de réaliser une meilleure disposition des filets liquides en améliorant le parallélisme et l'égalité des vitesses.

Il est précédé, à l'amont, par la canalisation d'aspiration ;

2. d'une roue, constituée par un moyeu porté par un arbre et muni d'aubes tournant à l'intérieure de deux coquilles formant le corps de pompe. Les aubes peuvent être fixées sur un ou deux cotés à des disques ; on distingue ainsi des rotors ouverts, semi-ouverts ou fermé.

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

- d'une part d'un accroissement de l'énergie pression « ou énergie potentielle »,
- d'autre part d'un accroissement de l'énergie cinétique

L'énergie cinétique est transformée en énergie pression par un ralentissement progressif qui est obtenu dans une pièce placée à l'extérieur de la roue et qui, suivant le cas peut être :

- a) Un diffuseur lisse ;
- b) Un diffuseur à ailettes ;
- c) Un colimaçon ou volute.

Dans tous les cas, cette pièce se termine par un cône divergent qui contribue encore à ralentir la vitesse du fluide et, partant, à récupérer sous forme de pression l'énergie cinétique correspondante.

IV.4. Choix du type de Pompe:

La solution de ce problème qui se pose fréquemment à l'ingénieur-projecteur résulte dans les points qui suivent :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée ;
- Elle doit avoir le meilleur rendement ;
- La puissance absorbée minimale ;
- La vitesse de rotation de roue la plus élevée ;
- Vérifier la condition de non cavitation;
- Répondre à la construction du bâtiment la plus économique ;
- Etre fabriquée en série.
- Encombrement et poids les plus faibles

IV.5. 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.

IV.6. 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.

IV.6.1. Variantes de pompes :

D'après ce qui a été étudié dans les chapitres précédent on a pu déterminer le diamètre économique ce qui nous a permis de calculer la Hmt de notre pompe qui est de **413,62m** et le débit appelé est de **0,62m³/s**.

Pour le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes fabriqués en séries n'est pas aisé, car il en existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus.

C'est pour cela que l'entreprise chargée de l'étude a fait appel à un constructeur pour lui concevoir une pompe ou des pompes pouvant satisfaire le débit appelé et la Hmt requise.

Le constructeur CAPRARI nous a conçu ce model de pompe dont voici les courbes caractéristiques.

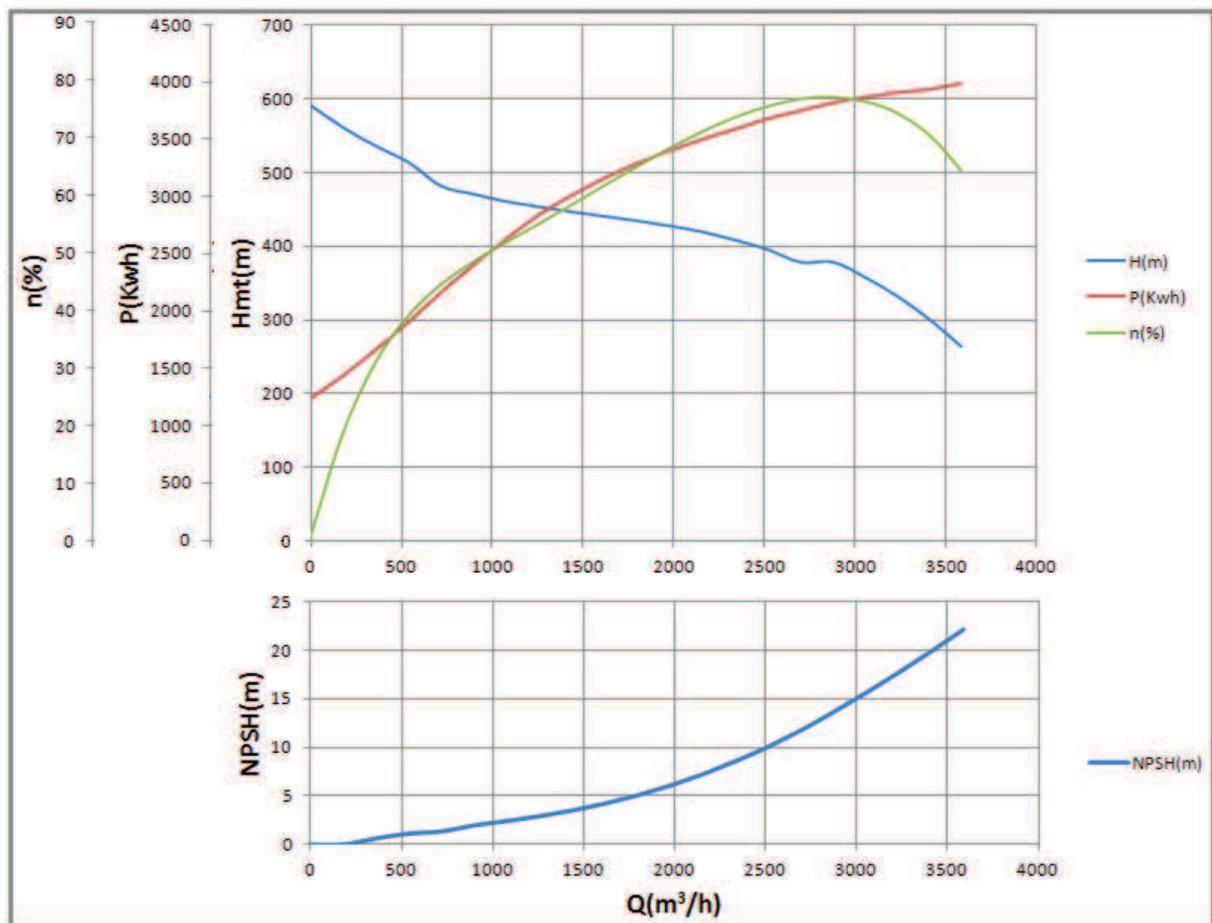


Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe choisit

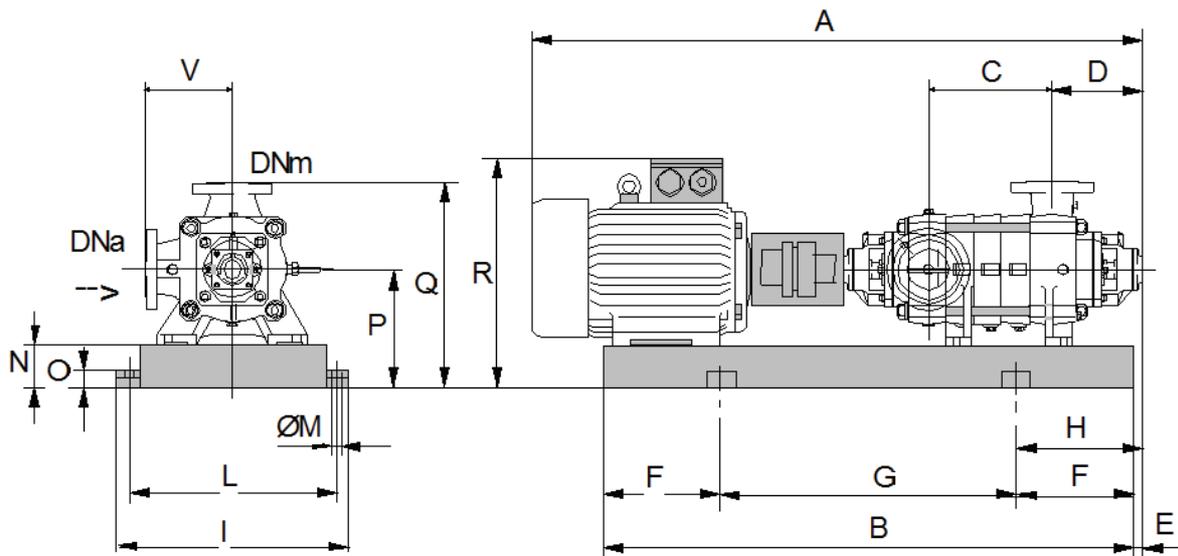


Figure IV.4 : Schéma représentatif de la pompe choisie « PMLS 150H/ 4 A »

Les caractéristiques de cette pompe sont :

- Diamètre d’aspiration $D_a = 200$ mm
- Diamètre de refoulement $D_r = 150$ mm
- Diamètre de la roue $d_a = 360$ mm
- La vitesse de rotation $n = 2950$ tr/min
- Note pompe choisit assure bien la HMT mais le débit n’est pas assurer donc on a opté pour un pompage en parallèle afin de satisfaire le débit et pour cela va illustrer graphiquement les courbes des pompes accouplées parallèlement.

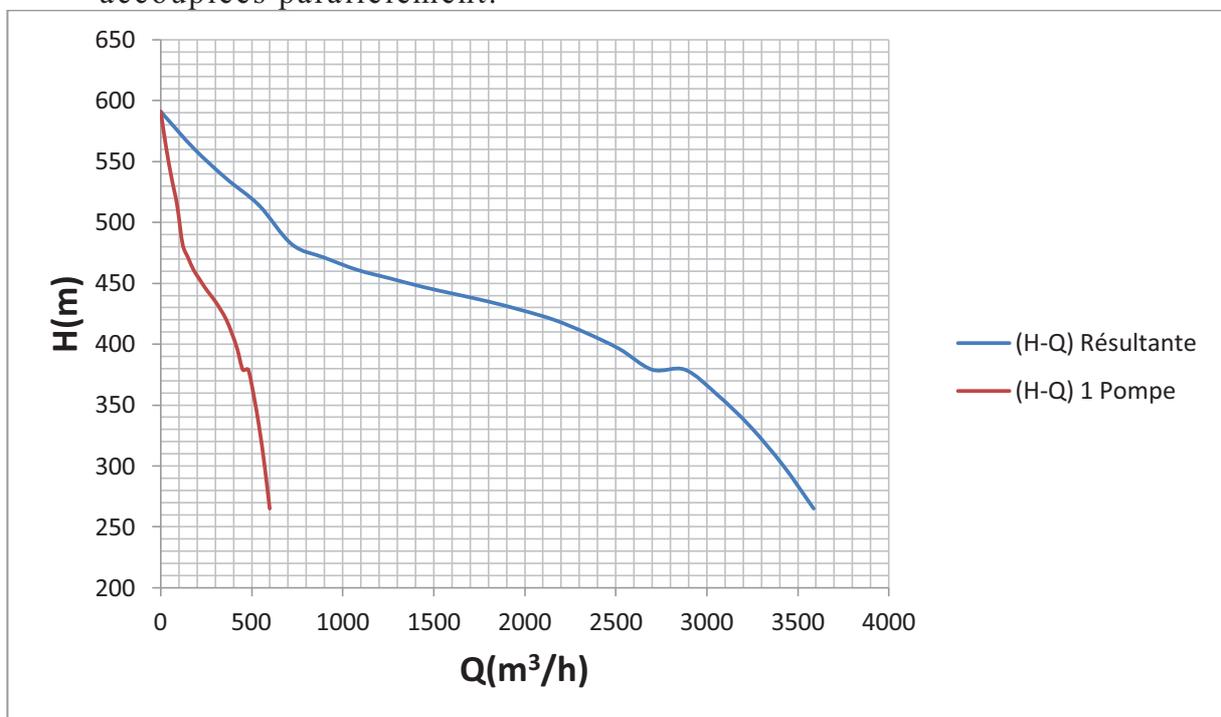


Figure IV.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée et de l’accouplement en parallèle 6 pompes identiques.

IV.7. Point de fonctionnement des pompes :

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

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans une plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$\text{Avec : } \sum \Delta H = 1,1 \times \sum h_p^{\text{Linéaire}} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$$\text{Et : } h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^{5,3}} \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$\text{Ou bien : } h_p^{\text{Linéaire}} = \frac{k' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Tableau IV.2 : Calcul de H_c

Q(m3/h)	ΔH(m)	ΔH(m)+H _g
1	1,3187E-05	348,000013
144	0,27344659	348,273447
288	1,09378635	349,093786
432	2,46101929	350,461019
576	4,3751454	352,375145
720	6,83616469	354,836165
864	9,84407715	357,844077
1008	13,3988828	361,398883
1152	17,5005816	365,500582
1296	22,1491736	370,149174
1440	27,3446588	375,344659
1584	33,0870371	381,087037
1728	39,3763086	387,376309
1872	46,2124733	394,212473
2016	53,5955312	401,595531
2160	61,5254822	409,525482
2304	70,0023264	418,002326
2448	79,0260638	427,026064
2592	88,5966944	436,596694
2736	98,7142181	446,714218
2880	109,378635	457,378635
3024	120,589945	468,589945

Résultats obtenus sont mis sous forme de graphe voir figure. IV.6.

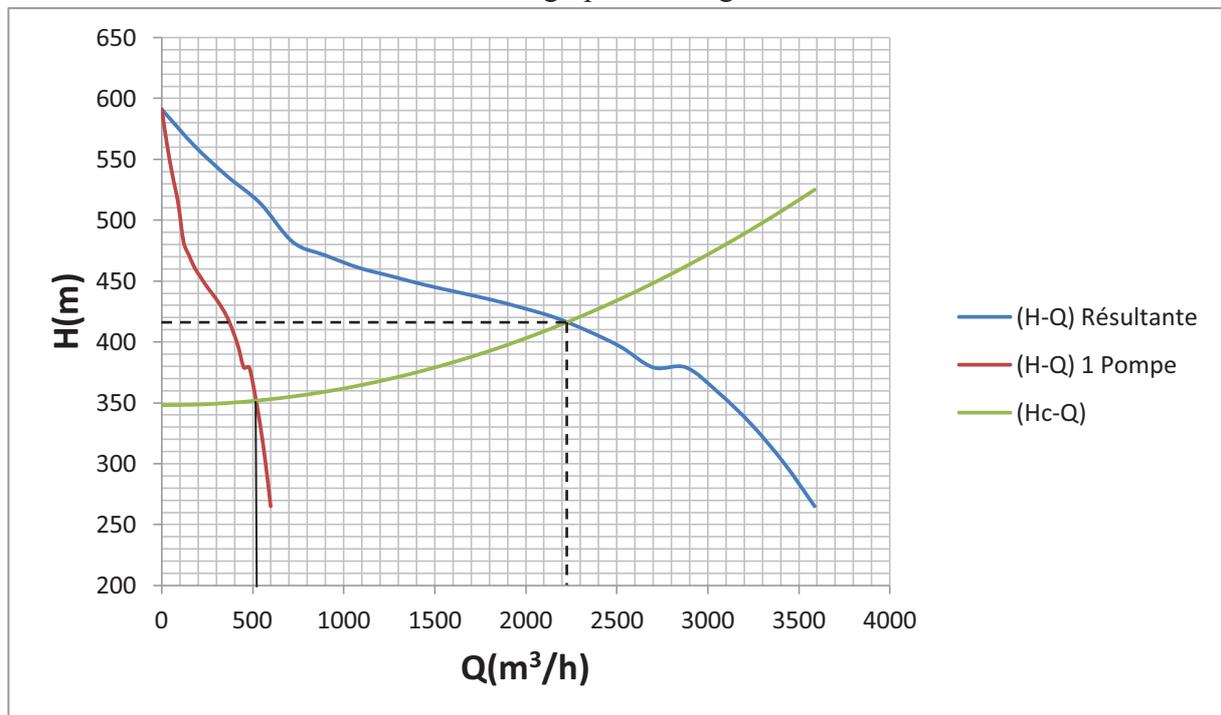


Figure IV.6 : Le point de fonctionnement de l'accouplement en parallèle

On obtient le point de fonctionnement suivant :

- $Q_{c1pompe} = 0,144 m^3/s = 520 m^3/h$
- $Q_{c6pompes} = 0,617 m^3/s = 2220 m^3/h$.
- $H_c = 419 m$.

Donc notre station de pompage va comporter 6 pompes identiques et trois de secours.

IV.8. 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 :

Débit pompé > Débit demandé :

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

1. Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.
2. Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peut le robinet vanne de refoulement.
3. Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.
5. Diminution des heures de pompage.

6. Changement complètement du type de la pompe.

7. **Débit pompé < Débit demandé :**

Dans ce cas la, il faut faire soit :

1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Changement de type de pompe.
3. Accouplement des pompes.

NB : si on tombe dans un cas où $Q_p \approx Q_d$ ce n'est pas la peine de faire un réglage, à condition en restant dans la plage de bon fonctionnement.

Dans notre cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

D'où :

- $Q_c = 0.617 \text{ m}^3/\text{s} = 2220 \text{ m}^3/\text{h}$. (6pompes)
- $H_c = 419 \text{ m}$.
- $\eta = 72.7 \%$.
- $P_{\text{abs}} = 3558 \text{ KW}$.
- $N = 2950 \text{ tr/min}$.
- $(\text{NPSH})_r = 7,67 \text{ m}$

IV.9. Équipements hydrauliques des stations de pompage:

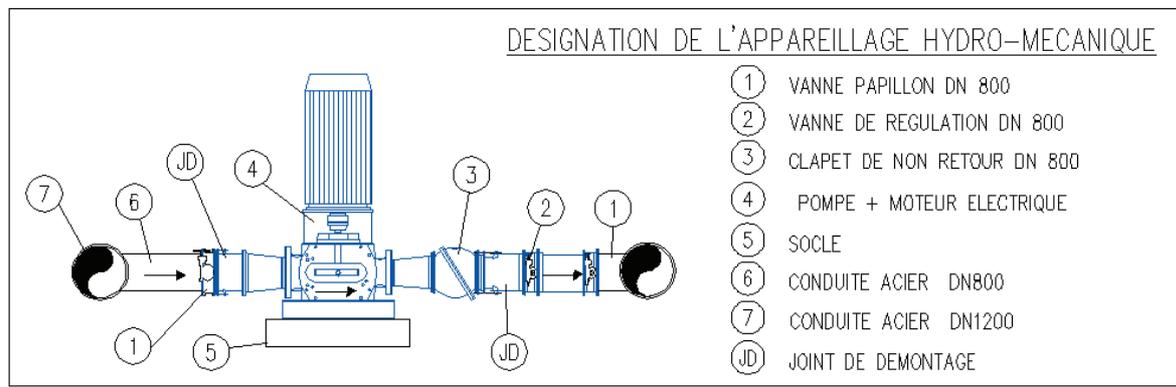


Figure IV.7: Schéma explicatif des équipements en amont et en aval d'une pompe

IV.9.1. Sur le refoulement :

a-Un (des) joint (s) de montage : il permet de réaliser les ajustements angulaires et de parallélisme nécessaire au montage entre la pompe et les divers équipements au refoulement.

b-Divergent : il est destiné à réduire la vitesse de l'eau (en sortie de pompe, la vitesse dépasse souvent 5 à 6 m/s) pour la ramener entre 1,5-3,0 m/s (suivant le diamètre).

c-Dispositif anti-retour : Dans la plupart des cas, il est nécessaire d'installer un dispositif anti-retour d'eau (le plus souvent un clapet) à la sortie de la pompe. Ce clapet doit être installé

obligatoirement dans le cas où plusieurs pompes fonctionnent en parallèle sur le même collecteur. Ce clapet a pour rôle d'empêcher le retour d'eau dans la pompe en cas d'arrêt

d-Vanne d'isolement du groupe : la vanne est disposée en aval du dispositif anti-retour. Elle est destinée en particulier à permettre le démontage des équipements situés en amont.

Pour le cas usuel avec des pompes de tailles moyennes, les opérations de démarrage/arrêt des pompes sont réalisées sur vanne ouverte, le clapet réalisant la fonction de non-retour du débit à l'arrêt de la pompe. Pour les grosses pompes, à titre de sécurité, ces opérations se déroulent normalement avec fermeture/ouvertures lentes des vannes sur le refoulement (de l'ordre d'une ou quelques dizaines de secondes).

e-Equipement de comptage : les compteurs sont des appareils « mesureurs intégrateurs » déterminant de façon continue le débit et le volume de l'eau qui les traverse ainsi que les pressions dans la conduite de refoulement.

f-Equipement de protection anti-bélier : il peut être :

- Les réservoirs d'air (réservoirs anti-bélier)
- La cheminée d'équilibre (faibles hauteurs de refoulement)
- Le clapet à rentrée d'air avec un purgeur d'air associé (faibles hauteurs de refoulement).

g-Le by-pass : Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

h-Soupape de décharge : Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

IV.9.2.Sur l'aspiration :

a-conduite d'aspiration : Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

b-joints : La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée d'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

c- Joint de démontage : Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

d-Convergent d'aspiration : La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieure de notre convergent.

e-Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

f-Les ventouses : Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et luté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

IV.10. Dimensionnement des équipements des pompes :

- **Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :**

Généralement le nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe

d : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol.

$$d = 0.3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

L_c : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (D_a - d_a)$

Donc : les valeurs primaires seront $D_{aspiration} = 450 \text{ mm}$ $d = 0,3 \text{ m}$ $L_c = 0,306 \text{ m}$

Vérification de la vitesse :

Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1)\text{m/s}$ pour $D_a \leq 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5)\text{m/s}$ pour $250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8)\text{m/s}$ pour $D_a > 800 \text{ mm}$

On trouve que $V = 3,9\text{m/s}$ donc le diamètre 450mm pour le collecteur d'aspiration n'est pas adopté, ce qui nous amène à procéder à trois conduites d'aspiration, ce qui implique que le débit sera divisé par trois en recalculant la vitesse :

$$Q_{\text{seul conduite d'aspiration}} = 0,62/3 = 0,206 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc on trouve la vitesse $V = 1,3\text{m/s}$ donc **trois** collecteurs de **450 mm** sont adoptés.

- **Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement :**

Nombre des collecteurs de refoulement = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur de refoulement $> 5\%$

La conduite de refoulement doit être placée sur une butée

La pente de la conduite de refoulement $< 1/1000$ allons de la station de pompage

La distance entre les collecteurs est :

$d_c = 0,7\text{m}$ pour $D < 400\text{mm}$

$d_c = 1\text{m}$ pour $D = (400 - 1000)\text{mm}$

$d_c = 1,5\text{m}$ pour $D > 1000\text{mm}$

l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{\text{tr}} \geq 2.D_r$ (D_r : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;

l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(D_r - d_r)$;

D_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

On aura les résultats suivants :

$D_r = 300 \text{ mm}$ $d = 0,7 \text{ m}$ $L_d = 0,6 \text{ m}$

IV.11. Calage de la pompe:

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

Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au $NPSH_d$ disponible. ($NPSH_d > NPSH_r$)

Dans notre cas de figure la station de pompage N°2 joue le rôle d'une station de reprise et vue la topographie de la région on a pu installer nos pompe de tel manière quelles soient toujours en charge « voir chapitre II » donc la station de pompage possède une pression positive de part et d'autre c'est-à-dire que ce soit du coté refoulement ou du coté aspiration, cette pression positive du coté d'aspiration va jouer un rôle crucial dans la protection de la conduite et de la station contre le coup de bélier et la sous pression.

IV.12.Moteur d'entraînement :

Dans la généralité des cas, l'entraînement des pompes centrifuges est assuré au moyen d'éolienne, de moteurs thermiques à combustion interne, ou de moteurs électriques.

Si le premier de ces trois moyens ne s'applique qu'à des installations d'ordre très particulier, les deux autres constituent la généralité des cas rencontrés dans la pratique courante.

La pompe centrifuge fonctionne en effet, nous le savons, à une vitesse de rotation correspondant sensiblement à celle de la plus part des moteurs du type thermique ou électrique. Il est donc possible de réaliser ainsi, entre moteur et pompe, l'accouplement direct en bout d'arbre, ou indirecte avec des transformations ou organes démultiplicateurs d'accouplement.

IV.12.1.Théorie des moteurs :

1- Moteurs thermiques.

Les moteurs thermiques ne sont généralement employés qu'en cas d'impossibilité d'utiliser l'énergie électrique ou parfois encore, lorsque le groupe motopompe est appelé durant le service à subir de fréquents déplacements.

A noter que la plus part des installations de pompage à service continu sont équipé d'un ou plusieurs moteurs thermiques de secours destinés à parer à une éventuelle défaillance du réseau de distribution alimentant les groupes motopompes.

2- Moteur électrique.

A notre époque, il ne viendrait à personne la tentation de discuter les multiples avantages liés à l'utilisation du moteur électrique par rapport au moteur à combustion interne, et de ce faite l'utilisation de l'énergie électrique dans le cas particulier posé par l'entraînement des pompes centrifuges.

Nul, en effet, ne peut nier l'immense facilité avec laquelle s'opère le démarrage d'un groupe électropompe. Nul ne peut d'avantage constater la réalité de l'économie qui, (s'ajoutée l'élément sécurité), milite en faveur de la commande automatique que permet de réaliser l'utilisation des moteurs électriques.

3- Genre et type des moteurs électriques.

Qu'elle provienne du secteur de distribution publics ou privés, l'énergie électrique nécessaire au moteur se trouve généralement disponible sous forme de courant alternatif. Corrélativement, les moteurs utilisables sur ce genre de distribution sont donc des moteurs synchrones ou asynchrones.

Les moteurs synchrones ne sont généralement utilisés que dans la gamme des fortes puissances.

Dans la gamme des moyennes puissances, on utilise pratiquement le moteur asynchrone, de construction très simple donc particulièrement robuste. C'est le moteur le plus adapté à l'entraînement des pompes centrifuges.

Le type de moteur à adopter doit répondre à un certain nombre d'exigences, elles-mêmes fonction du milieu dans lequel on utilise le groupe. On cite parmi ces exigences :

- la puissance absorbée par la pompe
- la puissance de la pompe (sur l'arbre du moteur)
- disposition de l'arbre de transmission
- vitesse de rotation de la pompe
- type du moteur
- tension d'alimentation du moteur

Les différents types de moteurs spéciaux d'utilisation courante sont :

- Le moteur cuirassé étanche : conçu pour garantir celui-ci des projections d'eau en tous sens;
- Le moteur cuirassé-ventilé-antipluie : utilisé au cas où la machine doit être protégée contre les chutes verticales d'eau ou de corps divers.
- Le moteur étanche construit pour fonctionner totalement en immergé.

4- Tension nominale.

Exprimées en volts, les tensions alternatives sont, sauf indication contraires, indiquées en valeur efficace et mesurées au voltmètre. Tous les moteurs doivent fournir, leurs puissances nominales étant alimentées sous une tension différente, au maximum de $\pm 5\%$ de leurs tensions nominales.

5- Courant ou intensité.

S'exprime en ampère et se mesure à l'ampèremètre. Pour un moteur synchrone, l'indication figurant sur la plaque signalétique représente une valeur correspondant au régime nominal de marche du moteur.

6- Facteur de puissance.

Le facteur de puissance d'un moteur électrique ($\cos\varphi$) est exprimé dans le rapport de la puissance réelle absorbée (ou puissance active) P , mesurée au wattmètre aux bornes de celui-ci, à la puissance apparente UI , produit de la tension de service U et de l'intensité absorbée I (ou intensité apparente), respectivement mesurées en volts et en ampères.

La puissance active P , mesurée au wattmètre, résulte de l'expression classique :

$$P = UI\sqrt{3} \cos\varphi \quad \text{Pour le courant triphasé, d'où} \quad \cos\varphi = \frac{P}{UI\sqrt{3}}$$

Cette expression devient $P = UI\sqrt{2} \cos\varphi$ pour le courant diphasé, et $P = UI \cos\varphi$ pour le courant monophasé.

Pour les moteurs synchrones, la valeur de $\cos\varphi$ doit être normalement égale à 1. Mais pour les moteurs asynchrones, cette valeur croît avec la puissance mais décroît avec le nombre de pôles de la machine.

D'une manière générale, la valeur du $\cos\varphi$ varie avec le régime de fonctionnement du moteur. En régime nominal de marche, la valeur du $\cos\varphi$ ne doit varier que dans les limites admises par la tolérance, soit : $\pm 1/6 (1 - \cos\varphi)$ avec un minimum de 0.02, et un maximum de 0,06.

7- Puissance nominale.

C'est la puissance fournie sur l'arbre, exprimé en kilowatts (kW).

Toute notion de puissance électrique implique, par définition, une étroite relation entre la tension et l'intensité du courant alimentant le moteur.

-Puissance absorbée au démarrage

On définit ainsi le produit de la tension d'alimentation par la valeur la plus élevée du courant durant la période de démarrage. Ainsi que par le facteur tenant compte du nombre de phases en courant alternatif

-Puissance absorbée en régime normal

C'est la puissance active exprimée par la relation : $P = UI\sqrt{3} \cos\varphi$

A puissance donnée P , et pour une tension d'alimentation V constante, l'intensité I absorbée

$$I = \frac{P}{U\sqrt{3} \cos\varphi}$$

sera donc :

La valeur de I sera donc d'autant plus élevée que le facteur de puissance s'éloignera de l'unité (cas d'un moteur travaillant à charge trop réduite) d'où consommation accrue d'énergie.

8- Choix de la puissance du moteur.

La puissance que doit développer le moteur d'entraînement doit, en principe, être égale à celle absorbée par la pompe fonctionnant à un régime bien déterminé, puissance qui, à vitesse constante, varie avec le débit et la hauteur d'élévation ainsi qu'avec l'état d'usure de la machine.

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_c \cdot H_c \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

Q_c : Débit calculé en (m³/s)

H_c : Hauteur manométrique totale (m)

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,80)

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau.IV.3:

Tableau. IV.3 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour P >200 Kw ; K=1,05;

$$P_{abs} = \frac{9810 \cdot 0,62 \cdot 413 \cdot 1,05}{0,95 \cdot 1 \cdot 0,72} = 3856,06 \text{ KW}$$

Donc **P_{abs} moteur = 3856.06 KW**

Cette puissance est celle de l'ensemble des moteurs donc il faut choisir autant de moteur qu'il y a de pompes c'est-à-dire 6 et donc la puissance de chacun sera $P_{abs} / 6$

9- Vitesse de rotation.

Exprimée en tours/minute, les vitesses de rotation les plus généralement utilisées à l'entraînement des pompes centrifuges des moteurs synchrones et les vitesses de synchronisme des moteurs asynchrone sont, en principe, les suivantes :

500 - 600 - 740 - 1 000 - 1 500 et 3 000 tr/min.

Etant supposé un moteur à courant alternatif dont le stator compte n paires de pôles, alimenté sous une tension de fréquence f , Sa vitesse de rotation v exprime par la relation :

$$v(t / \text{min}) = \frac{f \times 60}{\eta} \times 0.95$$

Application :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

Donc on prend $N_m = 3150 - 200 = 2950 \text{ tr/mn}$

IV.12.2. Choix du moteur électrique :

D'après les calculs on a trouvé que la puissance absorbée par le groupe est de **3856.06 KW** et que la vitesse de rotation $N = 2950 \text{ tr/min}$, et puisqu'on a 6 pompes accouplées en parallèle, automatiquement on aura besoin de six moteurs dont les caractéristiques sont :

Nombres pôles: 2

Fréquence: 50 Hz

Monophasé / Triphasé: 3~

Puissance moteur P2: 355 kW

Tension: 400 V



Figure. IV.8 : Photo représentative du moteur triphasé asynchrone.

IV.13. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;
3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

IV.13.1. choix du bâtiment :

Tableau. IV.3 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a donc un bâtiment de type Bloc

IV.13.2. Partie souterraine :

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

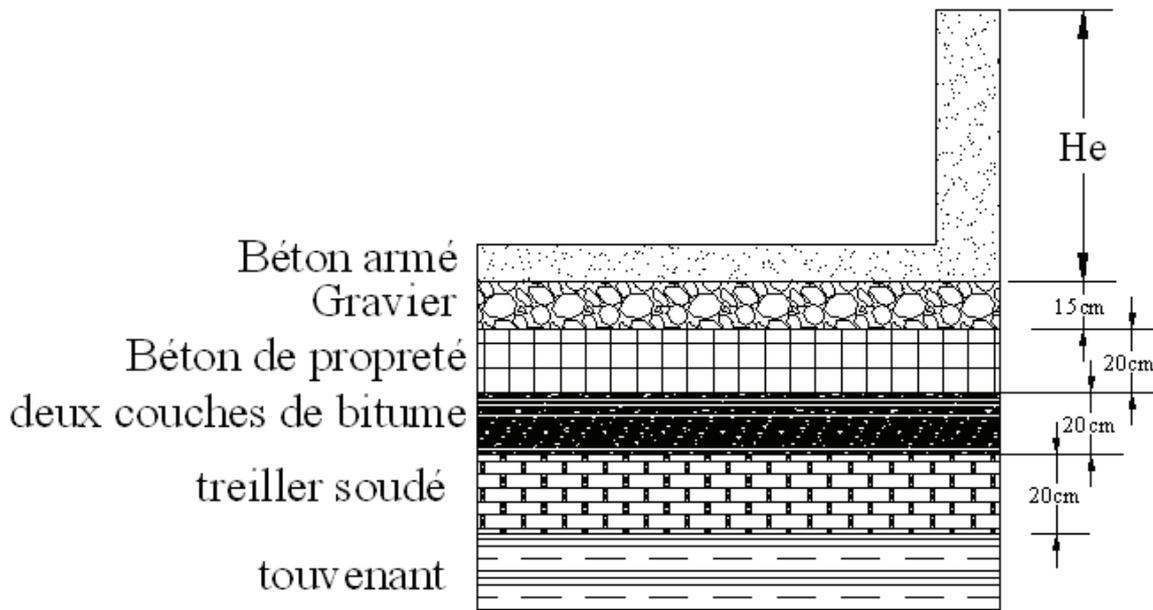


Figure. IV.9 : Schéma représentatif de la partie souterraine

IV.13.3 Partie supérieure du bâtiment :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;

- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans la conception de notre station de pompage on va préconiser une station en deux étages, en effet la surface disponible pour la réalisation de la station de pompage étant assez restreinte, donc c'est la solution la plus évidente.

IV.13.4. Dimensionnement du bâtiment :

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Remarque

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

1- La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m
8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$\mathbf{H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9}$$

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$$

h_p : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à $h_p = 1,09 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

h_7 : Hauteur de chariot

h_8 : Hauteur profilée

h_9 : Hauteur de sécurité

Donc :

$$H_b = 2,19 + 2,75 + 0,5 + 0,5 + 0,5 = 6,44 \text{ m}$$

Vu la grande profondeur des accessoires et la grandeur de ces dernier on prend

$$\mathbf{H_b = 8,4 \text{ m}}$$

2- Dimensions du bâtiment :

Puisque notre bâtiment n'as pas une forme rectangulaire classique la méthode du calcul de ces dimensions diffère.

a) Salle des Pompes :**Largeur :**

$$L_{\text{salle des pompes}} = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s$$

s=épaisseur du mur s =50cm

l_1 : Distance entre les deux murs et les premiers organes

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 > (15-20)$ cm.

l_3 : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement

l_4 : Largeur total des pompes installées

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$L_c = 0,6$ m, $l_{tr} = 0,6$ m, $D_e = 0,45$ m.

⇒ $l_3 = 0,6 + 0,6 + 0,45$ et vue qu'on a trois collecteur d'aspiration donc la longueur des accessoires d'aspiration sera **$L_3 = 1 \times 3 = 4,95$ m**

$l_4 = 0,87 \times 3 = 2,61$ m

$L_{\text{salle des pompes}} = 0,6 + 0,6 + 4,95 + 2,61 = 8,76$ m

On prend **$l_b \text{ salle des pompes} = 9$ m**

Longueur :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}}$$

n: nombre de pompes, n = 6 (tenant compte des pompes de secours)

vue l'installation adopté des pompes

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

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

Distance entre 2 groupe électropompes est $L < 1$ m si $U < 1000$ volts et $L > 1,2$ m si $U > 1000$

volts on prend $L_{\text{pf}} = 1$ m

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3$ m.

On prend : $L_r = 3$ m.

A.N : $L_b = 3 \times 3,44 + 3 \times 1 + 3$ **$L_b = 16,32$ m.**

On prend **$L_b \text{ salle des pompes} = 16,32$ m**

b) Les locaux techniques et d'exploitation :• **Largeur :**

Il est de forme L et sa surface sera répartie ainsi :

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans des pièces avoisinantes :

La largeur sera de : $l = l_{\text{armoire}} + l_{\text{groupe}} + 2s$

$$l = 2.98 + 2.47 + 2 \cdot 0.5$$

On prend

$$l_1 = 6.45 \text{ m}$$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier seront assemblés dans des pièces avoisinantes on préconise une largeur de 15.50 m afin d'espacer les pièces.

On prend

$$l_2 = 15.50 \text{ m}$$

• **Longueur :**

La réparation des longueurs s'effectuera selon les gabarits des pièces.

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène on préconise une longueur de 23,3m.

On prend

$$L_1 = 23.3 \text{ m}$$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier. On préconise une longueur de 11,86 m.

On prend

$$L_2 = 11.86 \text{ m}$$

• **Le nombre de fenêtres :**

$nf = \sum \text{surfaces} / \text{surface fen\^etres} = (10-15)\% \text{ surface de la salle des machines.}$

$nf = \sum Sf / S_f \text{ avec surface d'une fen\^etre normalis\^e} = (1,4 \cdot 2,2) \text{ m}$

D'où $nf = \sum 146,88 \cdot 15\% / (1,4 \cdot 2,2)$

Donc $nf = 8$ fenêtres.

• **Dispositif de levage**

Le choix du dispositif de levage dépend du poids max, pour notre cas on prend un pont roulant a commande électrique, car il est moins encombrant, les caractéristiques du pont choisi sont dans le tableau suivant (tirés à partir du catalogue)

Tableau. IV.4 : caractéristiques du pont roulant

Capacité jusqu'à	5 t
Portée jusqu'à	14 m
Vitesse de translation jusqu'à	40 m/min
Vitesse de direction jusqu'à	30 m/min
Vitesse de levage	12,5 m/min
Vitesse variable	3 axes

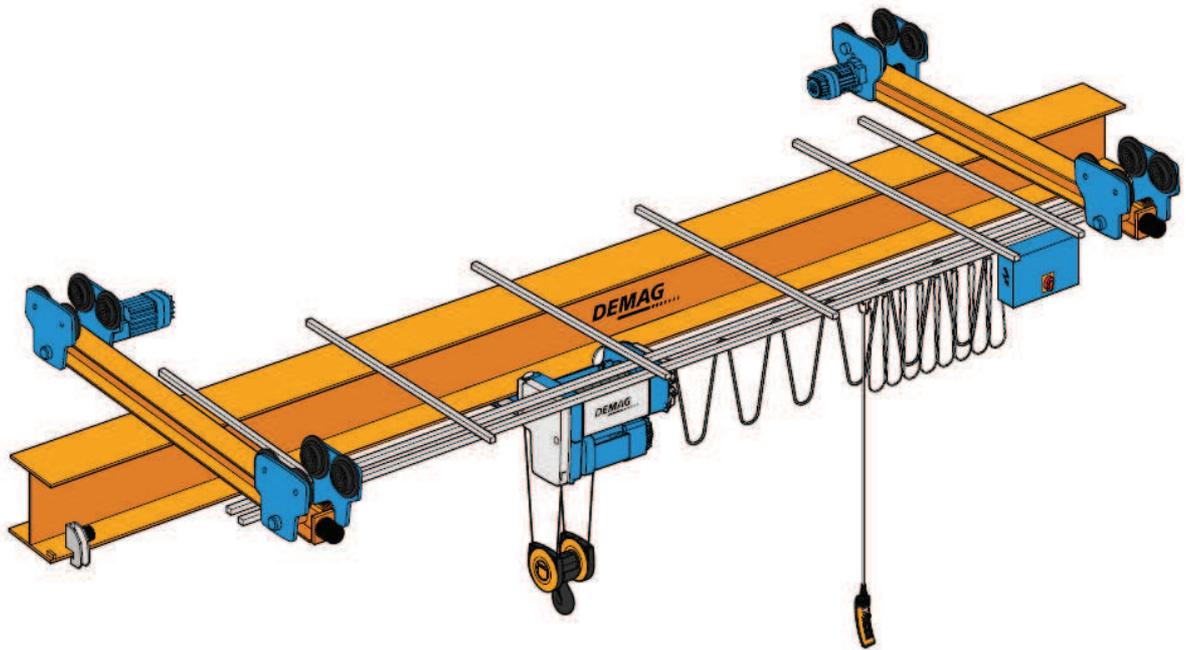


Figure. IV.10 : pont roulant a commande électrique

- **Schéma du bâtiment de la station de pompage :**

Le schéma est représenté sur la planche avec :

- | | |
|------------------------|---------------------------------|
| 1-armoire électrique | 2-bureau du chef d'exploitation |
| 3-bureau du personnel. | 4-salle des pompes |
| 5-porte de secours. | |

Dimension des portes : (3x3)

Dimension des marches d'escaliers : hauteur 16,5cm ; largeur 30cm ;
longueur 90cm ; pente des marches en escaliers 1/1,75

Bureau du chef d'exploitation : H=3m et S=m²=(4x3)

Bureau du chef personnel : H=3m et S=m²=(3x5)

IV.14. Bruits dans une station de pompage :

IV.14.1. Origine des bruits :

Il existe divers source de bruit dans un bâtiment de pompage qui sont cité ci-après :

- **Groupe électropompe :** Dans un groupe électropompe fonctionnant normalement la pompe fait un peu de bruite, le moteur est à l'origine du problème. Ces bruits sont :
 - mécaniques (roulements, accouplements) ;
 - magnétique ;
 - aérodynamique (ventilation).

C'est toujours la ventilation qui est responsable des bruits les plus puissants.

- **Groupe électrogène :** les groupes électrogènes, utilisés comme alimentation de secours des stations de pompage sont des machines très bruyantes. Le bruit se transmet à l'extérieur essentiellement par les entrées et sorties d'air, mais aussi par l'échappement.
- **Canalisation et appareils hydrauliques :** Aux vitesses élevées, on peut observer des bruits de turbulence dans les canalisations, la cavitation dans les vannes et autres appareils hydrauliques constitue généralement la plus importante source de bruit permanent dans les canalisations.

IV.14.2. Lutte contre bruits :

Les bruits hydrauliques qu'on peut observer dans les pompes et canalisations peuvent être supprimés ou considérablement réduits, moyennant quelques précautions, dont nous citerons :

- l'élimination des risque de cavitation ;
- la réduction des turbulences (vitesse suffisamment faibles, changement progressifs de section, rayons de courbure assez grand...)
- la disposition de zones de tranquillisation à l'aspiration des pompes ;
- l'élimination des coups de clapet.

IV.15. Système de drainage :

Il peut être sous forme de puisard si notre station est loin d'un oued mais dans notre cas on va procéder à un caniveau d'une longueur de 350m jusqu'à l'oued.

Les dimensions de se dernier sera comme suit : un caniveau rectangulaire d'une hauteur de 0,3m et d'une largeur de 0,4m on forme d'escalier dans le fond pour réduire la vitesse d'écoulement.

IV.16.Système de protection contre incendie :

Le système d'incendie peut être sous plusieurs formes :

- Extincteur ;
- bouches d'incendie ;
- sacs de sable ;
- pompe d'incendie.

Dans notre cas on va opter pour un pompe d'incendie qui est caractérisé par un $Q=120\text{m}^3/\text{h}$ et un $H=9\text{m}$, le débit est assuré par le réservoir tampon.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquate a cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de $0,62\text{m}^3/\text{s}$ sur une hauteur de 413 m.

Les pompes étant commandées spécialement pour cette adduction il faudra prévoir avec le constructeur des solutions en cas ou il y'aura une ou des pannes des pompes.

CHAPITRE

V

Etude des réservoirs

Introduction

L'un des ouvrages les plus coûteux et les plus délicats à réaliser sont les réservoirs c'est pour cela qu'il nécessite une étude approfondie afin d'assurer une stabilité lors de remplissage et d'autre rôle qui se sont introduit ces derniers temps.

V.1. Fonctions des réservoirs :

✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

V.2. Prescriptions sanitaires :

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

V.3. Classification des réservoirs :

✓ Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés;
- Semi-enterrés;
- Sur sol;
- Sur tour (château d'eau).

✓ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

➤ **Rectangulaire ou carrée:**

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ **Circulaire:**

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

- ❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont des réservoirs sur sol, le premier réservoir étant un réservoir de Relais donc de forme circulaire, et le deuxième un réservoir de stockage d'eau traité.

V.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

- Le réservoir tampon doit être implanté de manière à assurer la continuité de l'écoulement vers la station de pompage N°2 sans provoquer pour autant un écrêtement de la conduite par la ligne de charge.
- Le réservoir de stockage doit être implanté à une côte inférieure à celle de la station de traitement pour permettre l'écoulement en charge gravitaire, et pour ne pas provoquer la mise en charge de la conduite juste à l'aval du réservoir stockage.

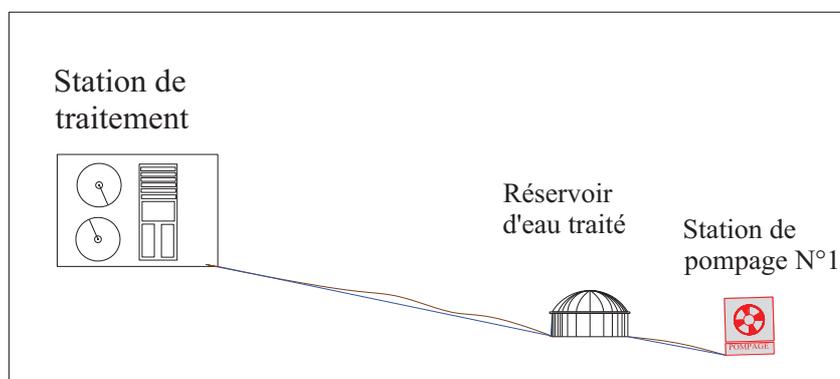
V.5. Calcul des capacités des réservoirs :

Il existe une multiplicité de méthode pour l'estimation du volume d'un réservoir, et pour cela on a fait recourt à la méthode analytique pour la détermination de la capacité de stockage d'eau traité.

Le réservoir de stockage d'eau traité est le réservoir qui reçoit l'eau venant de la station de traitement soit par refoulement soit gravitairement avant d'être refoulé vers le réservoir de relais et après vers le réservoir d'alimentation.

V.5.1. Réservoir d'eau traitée :

Le réservoir d'eau traité a pour rôle le stockage de l'eau traité venu de la station de traitement afin d'être pompé par la suite par la station de pompage N°1, il assure le volume d'eau nécessaire a pompé même en cas d'arrêt sur l a station de pompage ou bien un



entretien.

Figure. V. 1 : Schéma de la disposition du réservoir de stockage

La méthode analytique tient compte de la variation du débit de pompage total calculé à partir des heures de pompage ainsi que le régime de travail de la station de traitement tel que on aura le volume du réservoir comme dans la relation qui suit :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots \dots \dots V.1$$

Avec :

$$V_r = \frac{a(\%).Q_{max j}}{100} \dots \dots \dots V.2$$

V_{inc} : Volume d'incendie estimé pendant deux heures avec un débit de 60m³/h (c'est un volume minimum).

Tableau V.1 : détermination du volume du réservoir de stockage d'eau traité

Heurs	Station de traitement d'eau	Station de pompage1	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir	
0_1	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
1_2	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
2_3	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
3_4	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
4_5	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
5_6	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
6_7	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
7_8	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
8_9	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
9_10	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
10_11	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
11_12	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
12_13	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
13-14	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
14-15	5,6	5,6	-	-	0,00	0,00
15-16	5,6	0,0	5,6	-	5,56	5,56
16-17	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
17-18	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
18-19	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
19-20	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
20-21	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
21-22	0,0	5,6	-	-5,6	0,01	0,01
22-23	5,6	5,6	-	-	0,01	0,01
23-24	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
	100	100,0				

Donc :

$$V_r = 0,056 * 0,62 * 3600 * 18 = 2250 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_t = 2250 + 120 = 2370 \text{ m}^3$$

- **Dimensions du réservoir :**

1. Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 6 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h \dots \dots \dots V.3$$

On tire $D = 22,43$ m

On le normalise, on pose $D = 24$ m

2. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \sqrt[3]{\frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}}$$

On trouve $h = 5,6$ m

3. La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.34$ m

Donc $H = 5,6 + 0.34 = 6$ m

V.5.2. Réservoir tampon :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction de la station de pompage N°2

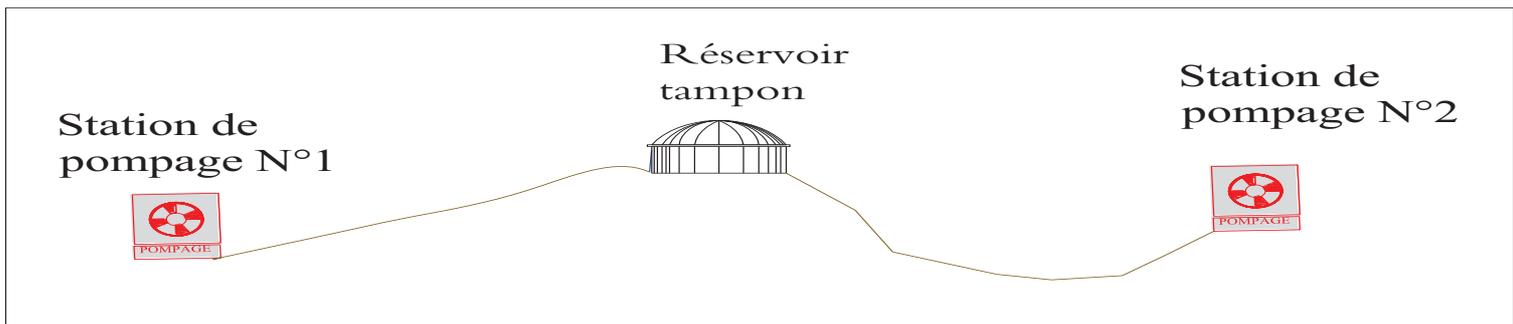


Figure. V.2 : Schéma de la disposition du réservoir de tampon

Tableau V.2 : détermination du volume du réservoir de stockage d'eau traité

Heurs	Station de traitement d'eau	Station de pompage1	Arrivé d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir	
0_1	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
1_2	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
2_3	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
3_4	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
4_5	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
5_6	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
6_7	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
7_8	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
8_9	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
9_10	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
10_11	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
11_12	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
12_13	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
13-14	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
14-15	5,6	5,6	-	-	0,00	0,00
15-16	5,6	0,0	5,6	-	5,56	5,56
16-17	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
17-18	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
18-19	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
19-20	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
20-21	0,0	0,0	-	-	5,56	5,56
21-22	0,0	5,6	-	-5,6	0,01	0,01
22-23	5,6	5,6	-	-	0,01	0,01
23-24	5,6	5,6	-	-	0,00	0,02
	100	100,0				

Donc :

$$V_r = 0,056 * 0,62 * 3600 * 18 = 2250 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_t = 2250 + 120 = 2370 \text{ m}^3$$

- **Dimensions du réservoir :**

4. Diamètre de la cuve :

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 6 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 22,43 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 24 \text{ m}$

5. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi} \times D^2}$$

On trouve $h = 5,6$ m

6. La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.34$ m

Donc $H = 5,6 + 0.34 = 6$ m

V.6. Récapitulation des résultats :

Tableau V.3 : Récapitulation des résultats

	Forme	Volume (m ³)	Surface (m ²)	Diamètre (m)	Hauteur (m)	V incendie (m ³)
Réservoir de stockage d'eau traité	Circulaire	2250	415,265	24	6	120
Réservoir Tampon	Circulaire	2250	415,265	24	6	120

V.7. Équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- une conduite de départ ou de distribution.
- une conduite de vidange.
- une conduite de trop-plein.
- système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- Conduit by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

V.7.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de

provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

V.7.2. Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

V.7.3. Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêté L'extrémité supérieure de cette conduite est muni d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

V.7.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

V.7.5. Conduit by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé

By-pass.

V.7.6. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

V.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

V.9. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;

doivent être aérés par des ouvertures grillées

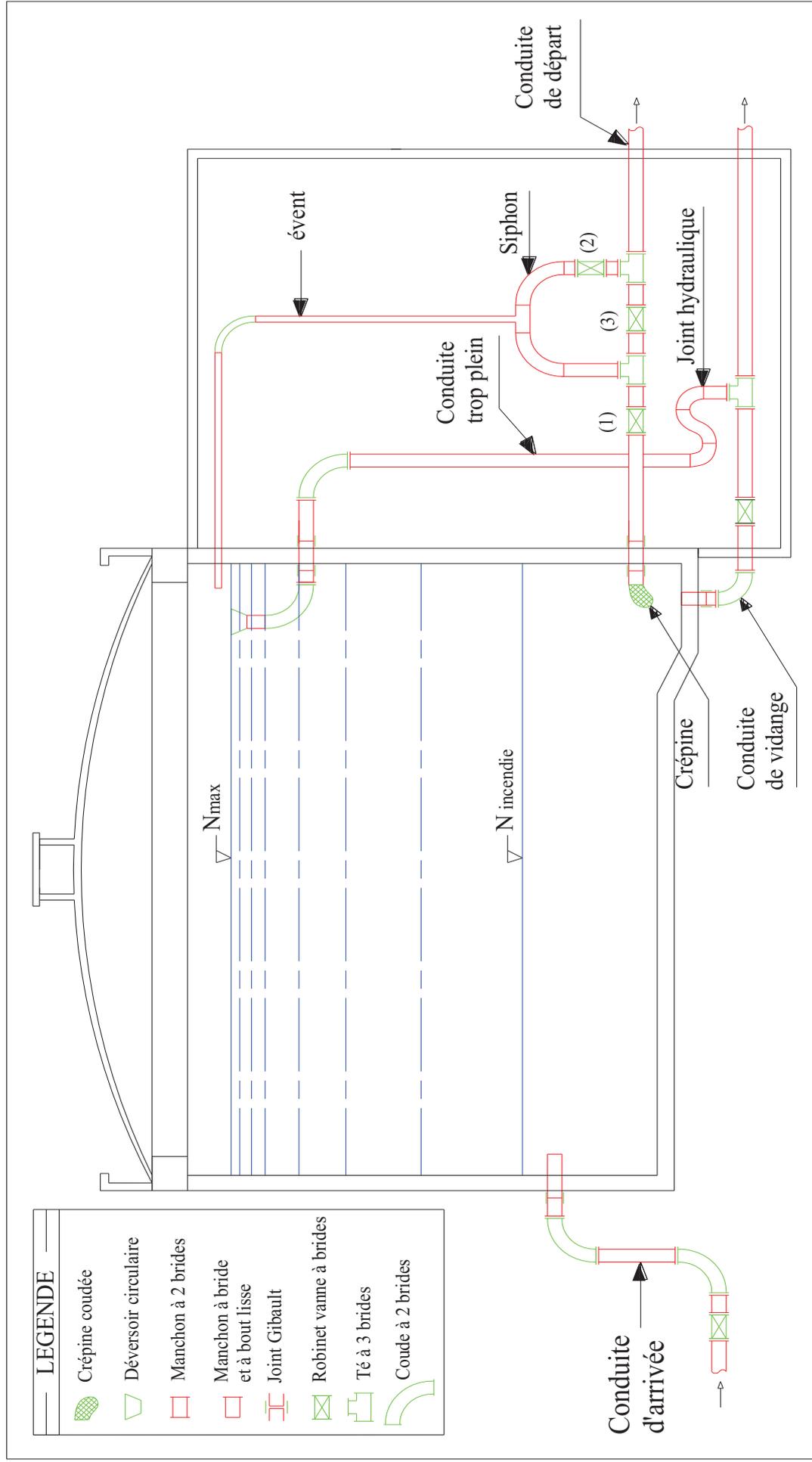


Figure IV.3 : Equipements du réservoir

V.10. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure V. 4).

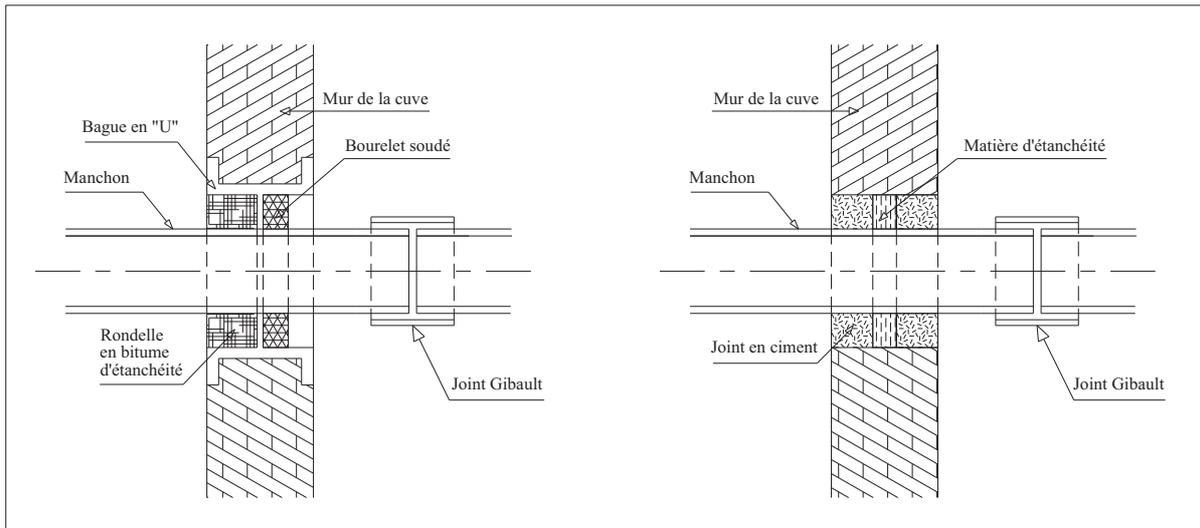


Figure IV.4 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{eme} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure V.5).

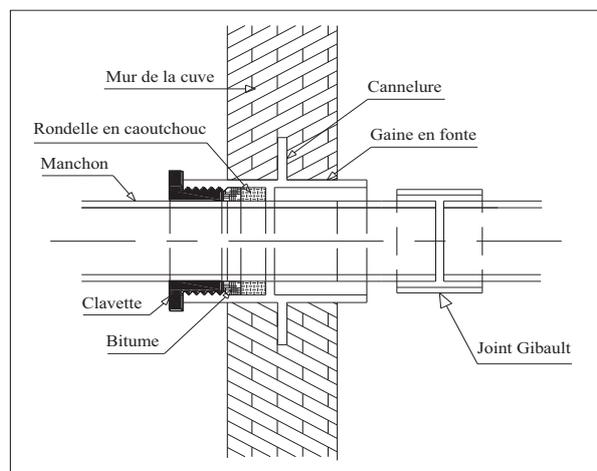


Figure IV.5 : Traversée des conduites
(Gaine en fonte)

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs sur notre chaîne de refoulement, surtout le réservoir tampon qui a pu jouer le rôle de reliant entre les deux régimes d'écoulement « en charge vers le gravitaire », ainsi que son rôle amorceur pour la station de pompage N°2.

Le choix de temps de démarrage décaler entre les deux stations de pompage est fait pour une raison d'entretien, en effet le décalage de 2h permet au agent d'intervenir sur site en cas de panne ou d'entretien que pour le réservoir ou bien les stations de pompage et tout cela pour éviter le dysfonctionnement de notre chaîne de refoulement.

CHAPITRE

VI

Protection de l'adduction

Introduction:

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1. Protection de l'adduction contre la corrosion :**1. Définition de la corrosion :**

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

2. Application de la protection cathodique :

En complément de la protection par le revêtement extérieur de la canalisation, sera mise en place une protection cathodique protégeant l'ensemble de la canalisation. Cette protection est nécessaire afin de détecter dans le temps, une blessure éventuelle et accidentelle du revêtement extérieur et d'y remédier.

La protection sera de type par soutirage de courant (courant imposé). Pour ce faire, un générateur sera mis en place dans chaque tronçon ; la continuité électrique devra être assurée sur l'ensemble de la canalisation.

Des mesures devront être réalisées périodiquement à partir des regards des ventouses vidange, ainsi que le raccord isolant d'extrémité. Lorsque la canalisation n'est pas accessible sur une distance de plus de 500 m ou en extrémité de conduites, une prise de potentiel sera prévue.

Les mesures réalisées sur la conductivité des sols nous permettront de définir les caractéristiques précises de la protection.

L'efficacité de la protection nécessitera la mise en place de joints diélectriques à chaque discontinuité : station de pompage, barrage, piquages, pour AEP et vidanges.

En effet dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en acier, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Le critère de la corrosion par effet de pile réside dans la mesure de la résistivité du sol dans lequel sera posée la canalisation. En principe, cette résistivité, basse dans les terrains humides, argileux, varie de 500 Ω m dans le sable à 10 000 Ω m dans la roche.

Or, l'expérience montre que, pratiquement, on doit protéger cathodiquement quand la résistivité moyenne descend au-dessous de 50 Ω m. Si la présence de courant vagabonds est redoutée, il faut se livrer, une fois la conduite posée, à des mesures de longue durée permettant de déceler les zones d'entrée et de sortie du courant.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

VI.2. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :

1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

2. Causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

3. Risques dus aux coups de bélier :

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

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

a. Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une

vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce , il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c. Fatigue de la canalisation :

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.

4. Calcul des réservoirs d'air :

-Partie SP2-AEP TIARET

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit.

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 :

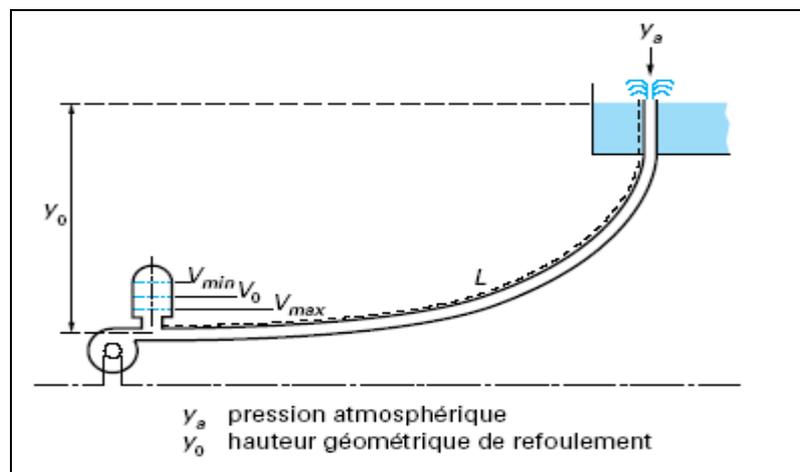


Figure VI.1 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier

Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

✓ **Méthode de Vuibert :**

La méthode de Vuibert 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.

Ainsi c'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.

Inconvénient de la méthode :

- Abstraction des pertes de charges dans les conduites ;
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

✓ **Méthode de Bergeron :**

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

Remarque : Nous optons pour la méthode de Vuibert

Application de la méthode de Vuibert :

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g} \dots \dots \dots \text{VI.1}$$

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + \Delta H \dots \dots \dots \text{VI.2}$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - \Delta H \dots \dots \dots \text{VI.3}$$

Avec :

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) = 1,61 m/s.

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

C : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

Pour tenir compte de l'effet du sol sur la conduite, **Mr. SALAH. B** trouve et publie la formule de la célérité de l'onde C sera calculée par la formule améliorée par **Mr. SALAH. B** donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}} \dots\dots\dots VI.4$$

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1,7*10¹¹ Pa pour la fonte.

E_m = 3*10⁹ Pa pour le PVC.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,26 (fonte), ν_m=0,46 (PVC)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Application numérique : on trouve pour des conduites en fontes une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de C = 1087,08 m/s.

$$D'où : \Delta H = \pm \frac{1087,08 \times 1,61}{9,81} = 178,41 \text{ m}$$

Donc on aura :

- H_s = 413 + 178,41 = 591,41 m
- H_d = 413 - 178,41 = 234,6 m

Principe de la méthode de Vuibert :

- Z₀ : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à : Z₀= Hg + 10

Hg : étant la hauteur géométrique [m].

- U₀ : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots VI.6$$

L : longueur de la canalisation (m)

S : section de la conduite (m²)

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right) \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots \text{VI.8}$$

On pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

V₀ : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots \text{VI.9}$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g} = 413 + 178,41 = 591,41 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 423 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 591,41 + 10 = 601,41 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,42$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,132 \text{ d'où : } \frac{h_0}{Z_0} = 3,123 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert on obtient :

- $\frac{U_0}{LS} = 5,9 \cdot 10^{-3}$
- $\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,73$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS \times 0,0055 = \frac{\pi 0,7^2}{4} \times 16221 \times 0,0055 = 34,32 \text{ m}^3$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \text{ D'où } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$\text{Donc : } U_{\max} = \frac{34,32}{0,73} = 47 \text{ m}^3$$

Et U_{\max} : volume du réservoir d'air.

La valeur retrouvée représente un grand volume d'air d'où une capacité importante du réservoir d'air, ces résultats sont logique car les pompes utilisées fournissent une Hmt considérable et une protection adéquate est indispensable.

Les réservoirs sont de type horizontal cylindrique, munis de fond bombé et montés sur pied support. Ils seront réalisés en acier soudé, dont l'épaisseur sera déterminée en fonction de la pression maximale de fonctionnement.

Partie SP1-Réservoir tampon

Application numérique : on trouve pour des conduites en fontes une valeur de la célérité d'onde en cas enterré de $C = 1087,08 \text{ m/s}$.

$$\text{D'où : } \Delta H = \pm \frac{1087,08 \times 1,61}{9,81} = 178,41 \text{ m}$$

Donc on aura :

- $H_s = 175 + 178,41 = 535,41,41 \text{ m}$
- $H_d = 175 - 178,41 = 3,41 \text{ m}$

Principe de la méthode de Vuibert :

- Z_0 : la pression absolue en m.c.e pratiquement égale à : $Z_0 = H_g + 10$

H_g : étant la hauteur géométrique [m].

- U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

L : longueur de la canalisation (m)

S : section de la conduite (m²)

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{min}} - 1 - \log\left(\frac{Z_0}{Z_{min}}\right)$$

Utilisation de l'abaque de Vuibert :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

On pose : $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

V_0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Et par conséquent :

$$U_0 = LS \frac{h_0}{Z_0} \frac{1}{f(Z/Z_0)}$$

Application :

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g} = 175 + 178,41 = 353,41 \text{ m}$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 185 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = 353,41 + 10 = 363,41 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,9$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,132 \text{ d'où : } \frac{h_0}{Z_0} = 7,14 \times 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vuibert on obtient :

- $\frac{U_0}{LS} = 4 \times 10^{-2}$
- $\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,85$

Sachant que : L étant la longueur de la conduite de refoulement et S sa section

Alors :

$$U_0 = LS \times 0,0055 = \frac{\pi 0,7^2}{4} \times 11815 \times 0,0055 = 25 \text{ m}^3$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \text{ D'où } U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}}$$

$$\text{Donc : } U_{\max} = \frac{25}{0,85} = 29,41 \text{ m}^3$$

Conclusion :

On a pu déterminer le volume des réservoir ainsi ;

ainsi que le nombre des réservoirs ;

notre réservoir sera de type vertical.

Recommandations :

En plus des réservoirs anti-bélier, la station de pompage sera équipée de soupapes anti bélier capables d'évacuer le débit de retour en cas de défaillance de l'anti-bélier. Le nombre de soupapes sera déterminé au stade des études d'exécution en fonction du débit évacué par soupape et du débit de l'onde de retour. En première approche, le débit à évacuer est de l'ordre du débit nominal de l'installation.

A l'amont de chaque soupape sera mise en place une vanne de sectionnement avec possibilité de verrouillage mécanique en position 100 % ouverte ou 100 % fermée. Ces vannes seront équipées de deux contacts fins de course. Ces contacts seront raccordés à l'automatisme de la station qui bloquera le fonctionnement si plus d'une vanne n'est pas ouverte à 100%.

7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

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

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

Dans le chapitre V intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 2h, ce qui nous emmène à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée au part avant via la formule améliorée de **Mr. SALAH. B** on a obtenu Que $C = 1087,08$ m/s.

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = Hg + \frac{CV_0}{g}$$

On a $V = 1,23$ m/s

Et donc :

$$b = \frac{CV_0}{g} = 136,57 \text{ m}$$

Alors la charge maximale sera de :

$$H_s = Hg + b = 27 + 136,57 = 163,57 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régit par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C}$$

Avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

$$\text{AN : } t_r = \frac{2 \times 5600}{1087,08} = 10,3 \text{ s}$$

On remarque que l'onde prend un temps important pour faire le trajet de l'aval vers l'amont et de revenir à sa position initiale.

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

$$b = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

Avec :

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire. $L= 5600$ m.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

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

On trouve : $b= 0,78$ m

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

VI.3. Dimensionnement mécanique de l'adduction:

Le dimensionnement mécanique de l'adduction est la détermination des épaisseurs des conduites le long de l'adduction, ces épaisseurs ont une importance primordiale dans la protection de l'adduction et dans sa longévité.

En effet pour la détermination des épaisseurs requises on se base sur la loi de tube.

$$\sigma_{admi} = \frac{PMF \times r}{e}$$

e : épaisseur de la conduite.

r : Le rayon intérieur de la conduite.

σ_{admi} : Contrainte admissible supportée par le matériau de canalisation.

PMF : C'est une pression qui correspond à la PMS augmentée du coup de bélier : il s'agit la plus part du temps d'une marge de pression que le concepteur se donne pour dimensionner la protection anti-bélier de l'installation.

PMS : étant la pression maximale de service.

Pour notre cas on a deux tronçons distincts avec chacun une épaisseur à avoir pour résister à l'effet du phénomène transitoire, on a un tronçon gravitaire et l'autre en refoulement, et afin de choisir la PMS on se refait à la ligne de charge établies sur les profils en long.

Mais pour la suite de l'étude on prendra les valeurs de la PMF de chacun des tronçons appart :

- **Conduite refoulement :**

Le point qui est soumis à la plus grande pression est le plus proche à l'aval de la station de pompage, en effet si on formation du phénomène transitoire

$$H_s = H_g + \frac{CV_0}{g} = 413 + 178,41 = 591,41\text{m}$$

Donc on va appliquer la loi de tube pour cette valeur de pression et on calcul l'épaisseur pour une contrainte admissible de 600 MPa (fonte à moyenne résistance).

$$e = \frac{PMF \times r}{\sigma_{admi}} = \frac{4,6219 \times 0,7}{600} = 5,39 \times 10^{-3}\text{m}$$

D'où on trouve une épaisseur minimale de 5,5 mm pour la conduite de refoulement.

- **Conduite Gravitaire :**

Si on se base sur l'épure de pression que nous donne un système gravitaire en cas de coup de Bélier ; alors automatiquement la pression maximal devrais se trouver à l'aval de l'adduction, mais dans notre cas en observant le profil en long de l'adduction gravitaire et la ligne de charge on s'aperçoit qu'il ya un siphonage et puis la pression dans cette partie est supérieure à celle de l'aval dans le cas de l'établissement du phénomène transitoire.

On retrouve une valeur de pression de 8 m.c.e dans le cas d'écoulement permanent, en effet ce point étant un point bas, il se trouve à une distance de 3200m du réservoir Tampon.

L'épure de la surcharge établie est sous forme triangulaire d'origine du réservoir tampon, mais puisque le point bas et le réservoir sont proche on néglige la valeur du coup de bélier et on calcul l'épaisseur minimale requise.

Donc :

$$e = \frac{PMF \times r}{\sigma_{admi}} = \frac{2,17 \times 0,8}{600} = 2,89 \times 10^{-3}\text{m}$$

D'où on trouve une épaisseur minimale de 3 mm pour les conduites gravitaires.

VI.4. Pose de canalisation :

- **Principe de pose de canalisations :**

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon

temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

- **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.

- **Pose de canalisation dans un mauvais terrain :**

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VI.4).

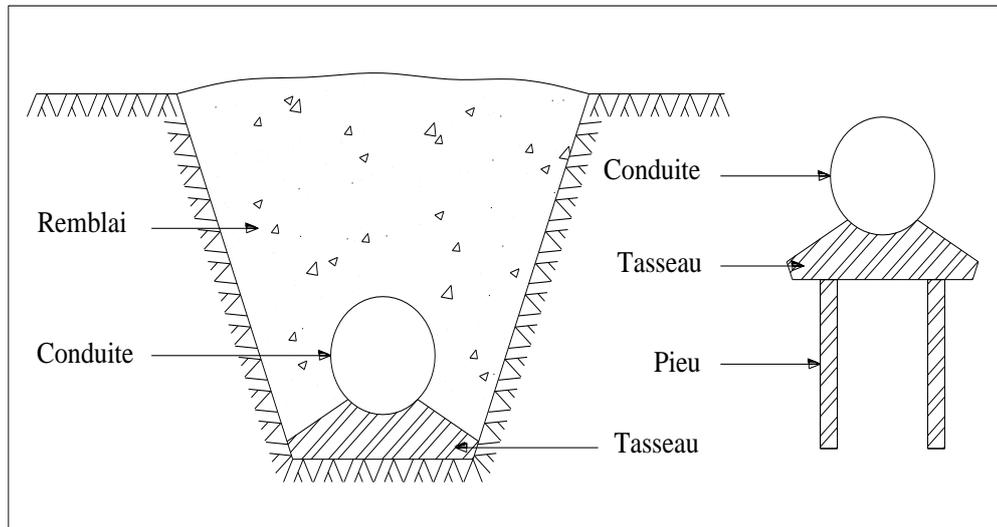


Figure VI.2 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VI.5) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VI.5).



Figure VI.3: Pose de conduites dans un terrain agressif.

- **Pose de canalisation en galerie :**

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisation de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VI.6).

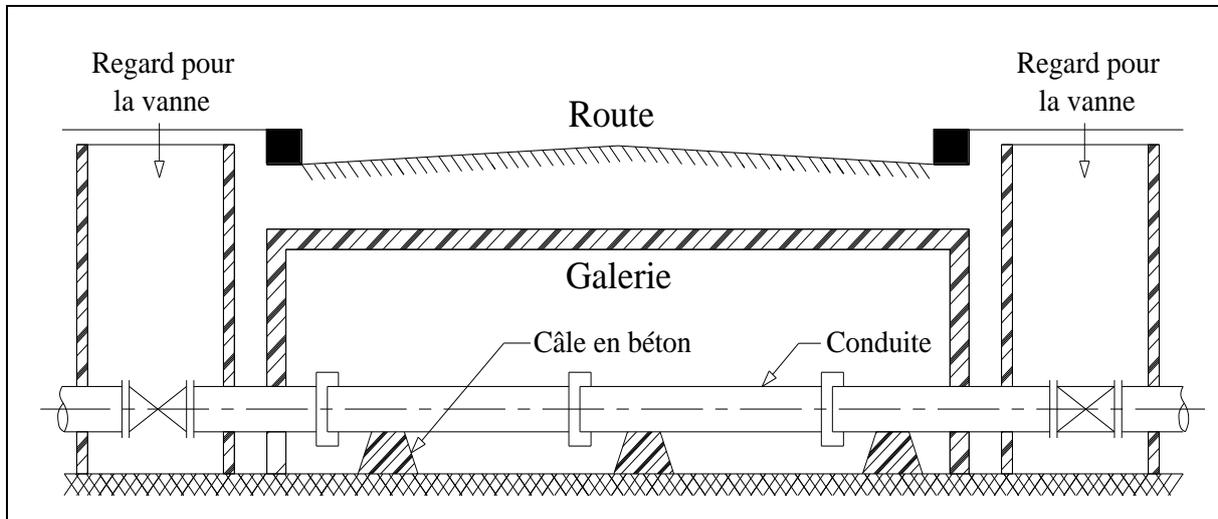


Figure VI.4 : Pose de canalisation en galerie

- **Traversée d'une rivière :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

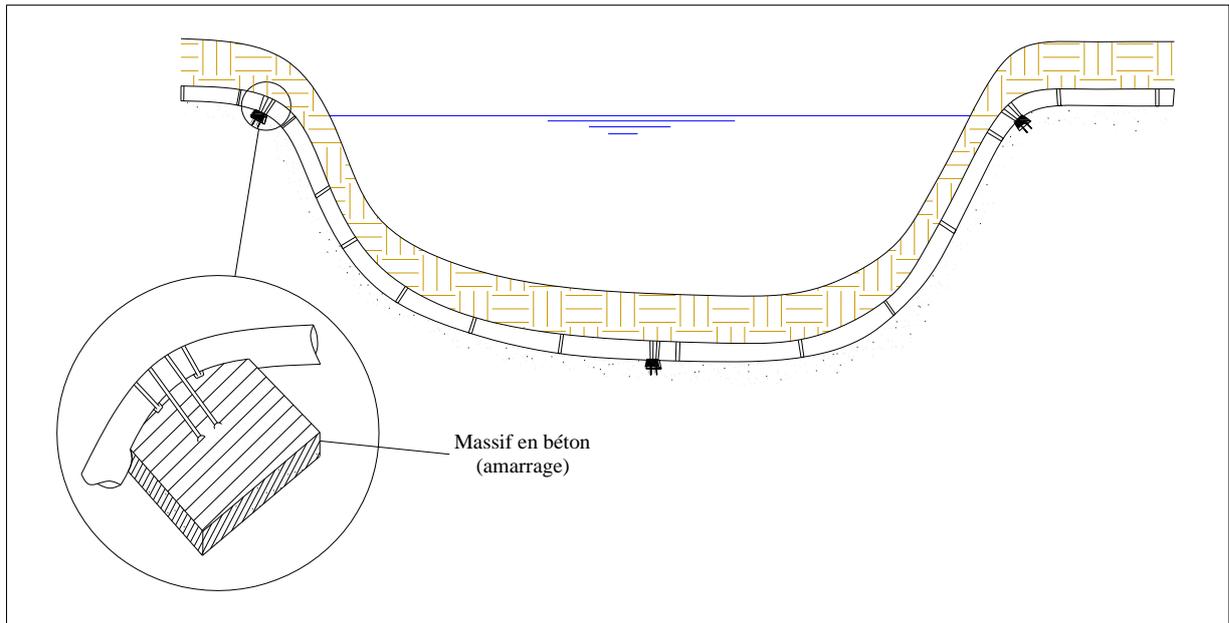


Figure VI.5 : traversée d'une rivière

VI.5. Passages spéciaux de l'adduction:

Sont décrits ci-après quelques ouvrages particuliers dont la réalisation a été rendue nécessaire compte tenu de conditions topographiques défavorables à la pose d'une canalisation en tranchée. Pour cela il faut se reporter au plan

Et pour cela on a un passage sur l'OUED MINA en deux reprises.

- **Traversée de l'OUED MINA PT(1):**

Vue que la canalisation n'est pas urbanisée donc on optera pour une simple canalisation aérienne sera une structure autoportante de 10 m de portée reposant sur deux culées en béton. Elle sera implantée 1,00 m au-dessus des plus hautes eaux de l'oued.

Le profil en long est une pente ascendante (de rive droite à rive gauche).

Les culées sont constituées par un chevêtre en béton armé de dimensions 2,00 x 0,50 x 1,00 ht (en m) équipé d'un regard permettant la mise en place sur la canalisation d'une manchette de dilatation (coté rive gauche).

- **Traversée de l'OUED MINA PT(2):**

Le franchissement de la ravine très marquée de l'OUED MINA se fera en aérien. La technique est identique à celle de la traversée du PT(1), décrite au paragraphe précédent, à ceci près que l'ouvrage sera sur un pont qui existe déjà sur le lieu.

VI.6.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 (figure VI.8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

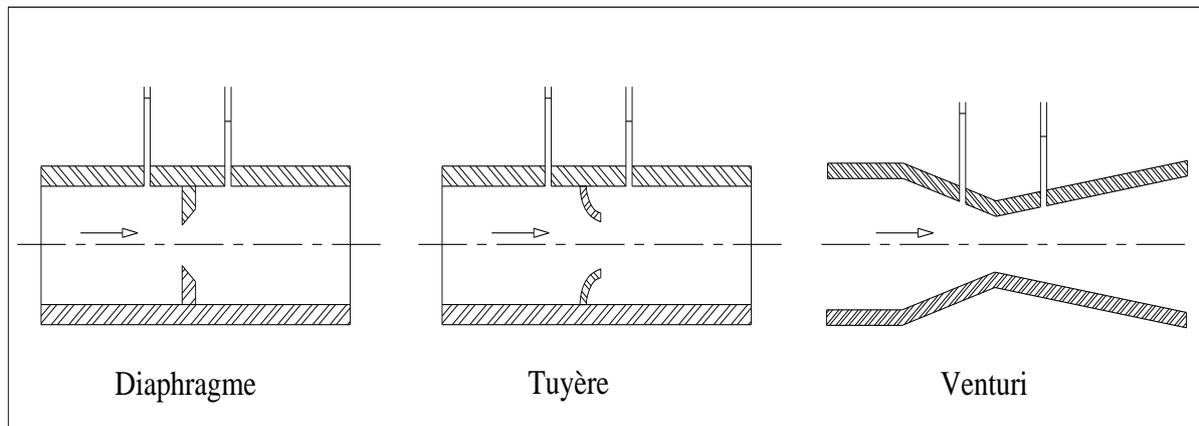


Figure VI.6 : Débitmètres déprimogènes

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 (figure VI.9).

➤ 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 surchauffage.



Figure VI.7 : Photo d'un manomètre

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de la pompe.

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 ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude du transfert du barrage de BAKHADDA vers la ville de Tiaret, soit l'étude de la station de pompage, les réservoirs, traitant au passage tout les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet.

Nous devons retenir de ce mémoire de fin d'étude qu' un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet.

De ce projet, nous pouvons dire que la protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique et mécanique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, donc il est indispensable de prévoir des protections contre des problèmes tels que le coup de bélier et la corrosion.

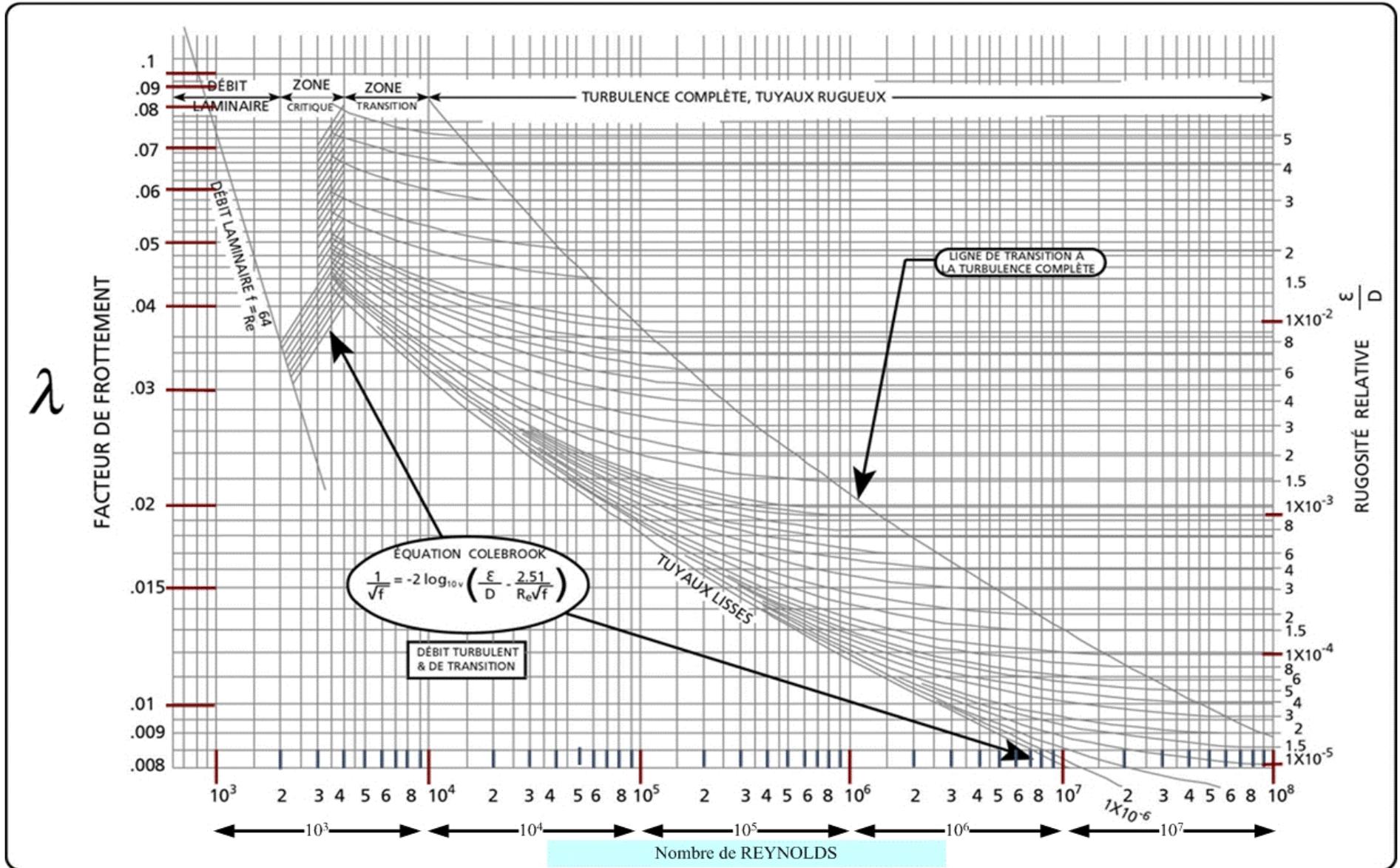
Et afin de pallier à un éventuelle disfonctionnement pouvant survenir au cours de l'exploitation, il est recommandable de faire appelle, dans la mesure du possible, aux produit et aux matériaux locaux.

Nous recommandant aussi la mise en disposition d'un groupe d'électrogène de secoure approprié, pour assurer la continuité du service en cas d'interruption d'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique.

Comme il est nécessaire que les exploitants de projet accorde une importante à la maintenance des équipements du projet afin d'assurer la longévité du projet.

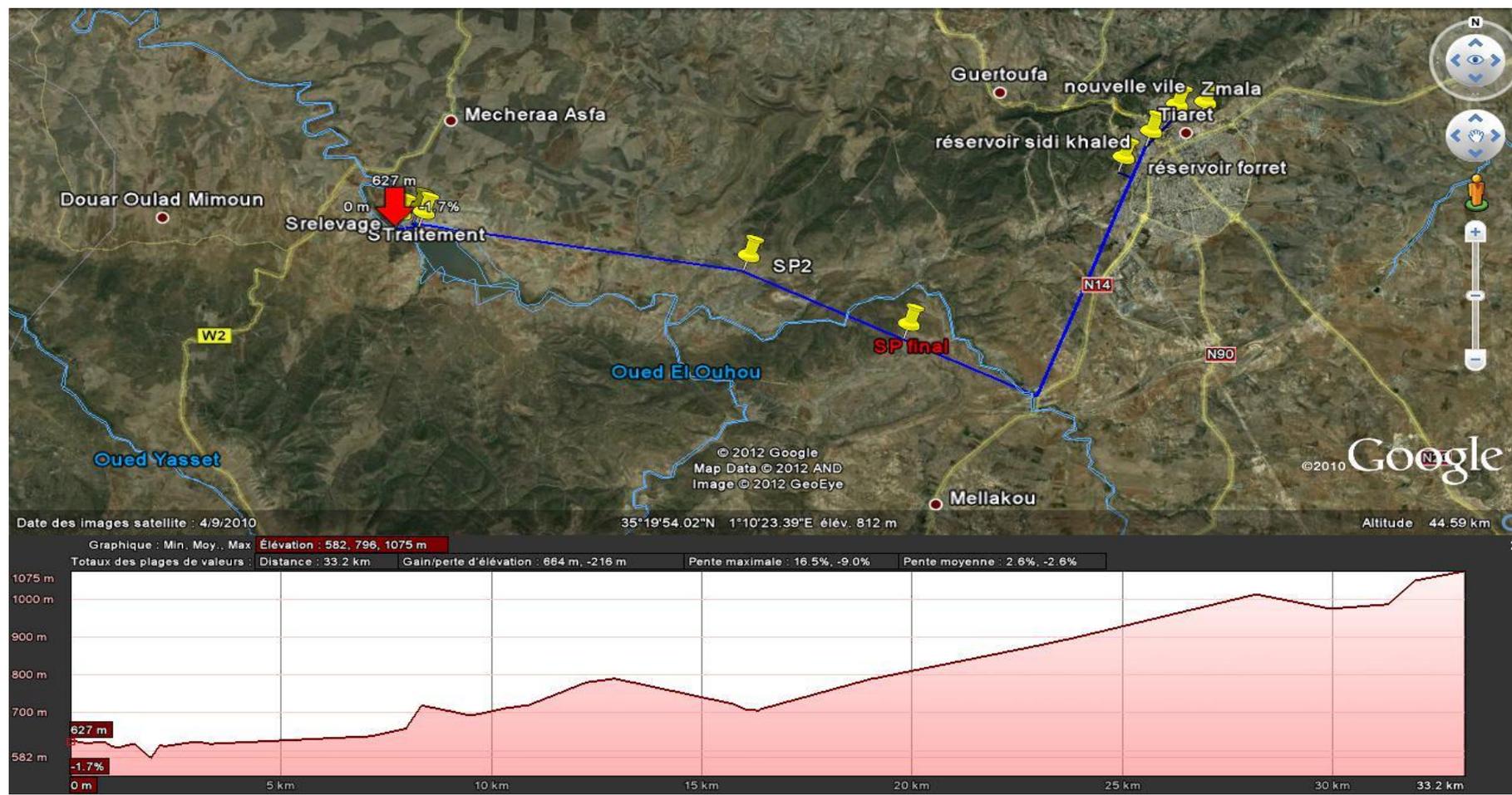
ANNEXES

Graphique de Moody pour le calcul du coefficient λ



ANNEXE .II.2

Profil en long simplifié de l'adduction



ANNEXE. IV.1.
Fiche technique de la station de Pompage

N°	Désignation	Quantité	unité	Destination
1	<u>Station de pompage en charge</u>			Refoulement des eaux vers le réservoir tampon
2	<p><u>Type de pompe :</u></p> <p>Pompe à centrifuge à axe horizontal Pompe prototype de marque Caprari</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre de pompe. ○ Débit d'une pompe Q_c. ○ Hauteur manométrique (HMT). ○ Puissance absorbée P_2. ○ Rendement de la pompe η_p. ○ Nombre de tour par minute N_p ○ Longueur de la pompe NPSH r 	<p>6</p> <p>150H4A</p> <p>413</p> <p>3558</p> <p>72,7</p> <p>2950</p> <p>3,044</p> <p>7,78</p>		
3	<p><u>Collecteur d'aspirations :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Longueur d aspiration ○ Diamètre d aspiration 	<p>5200</p> <p>200</p>	<p>m</p> <p>mm</p>	
4	<p><u>Collecteur de refoulement :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Longueur de refoulement ○ Diamètre de refoulement 	<p>1600</p> <p>150</p>	<p>m</p> <p>mm</p>	
5	<p><u>Type du moteur :</u></p> <p><u>(triphase 50Hz) 200 L 4 - 30</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre ○ Rendement η_m ○ Tension U. ○ Puissance P_1. ○ Vitesse nominale N_m. 	<p>2</p> <p>95</p> <p>400</p> <p>335</p> <p>2950</p>	<p>U</p> <p>%</p> <p>Volt</p> <p>KW</p> <p>tr/min</p>	Entraînement de la roue de la pompe.

6	<p><u>Equipement en amont d une pompe</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nbr de tulipe d aspiration ○ Convergent : D_a <ul style="list-style-type: none"> ○ d_a ○ L_{conv} 	<p>2 450 300 0,306</p>	<p>U mm mm m</p>	<p>accessoires de l'installation</p>
8	<p><u>Equipement en aval :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Tubulure de refoulement <ul style="list-style-type: none"> ○ d_r ○ Divergeant D_r <ul style="list-style-type: none"> ○ L_{div} 	<p>1 300 800 0,306</p>	<p>U mm mm m</p>	<p>accessoires de l'installation</p>

ANNEXE .VI.1

Abaque de Vuibert

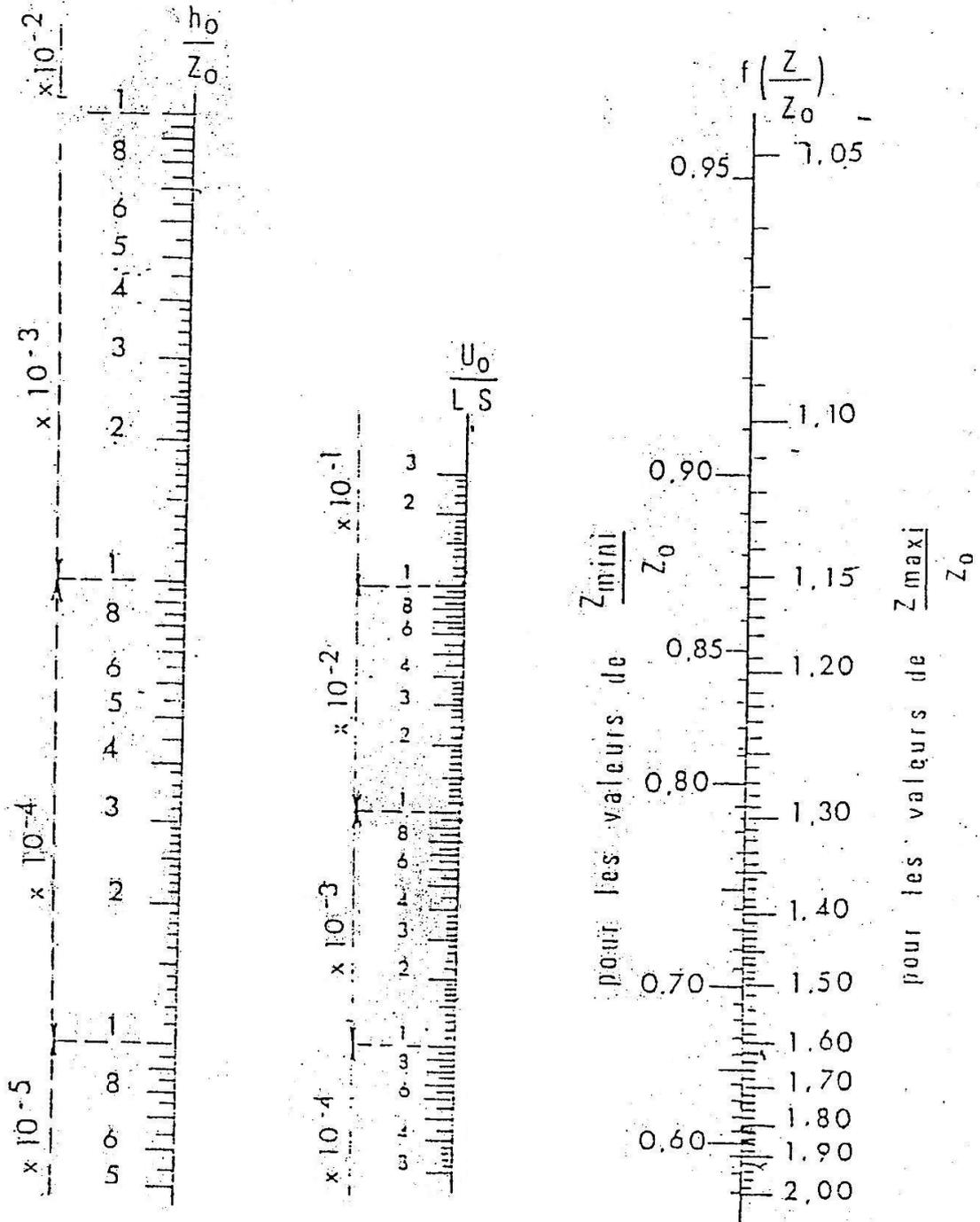


Figure.1 : Abaque de Vuibert pour le calcul du volume du réservoir d'air

BIBLIOGRAPHIE

ANDRE DUPONT « HYRAULIQUE URBAINE», Tome II.1981 Eyrolles (Paris)

M.CARLIER « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE».1972 Eyrolles (Paris)

A. LENCASTRE « HYDRAULIQUE GENERALE».Cepadu`es-**Editions**, 2000

M. MEUNIER « LES COUPS DE BELIER ET LA PROTECTION DES RESEAUX D'EAU SOUS PRESSION » **Edition** Dunod, Paris, 1950

Bruce E. Larock , Roland W. Jeppson, Gary Z. Watters «Hydraulics of Pipeline Systems »

LEVOISIER « Pompe et station de pompage » 6^{eme} édition

SALAH BOUALAM « guide de l'hydraulique en charge »