

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction en refoulement vers le réservoir de Zighoud Youcef a partir des forages Hamma Bouziane (w. Constantine) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-13

APA Citation (توثيق APA):

Belahmadi, Abdeldjalel (2013). Etude de l'adduction en refoulement vers le réservoir de Zighoud Youcef a partir des forages Hamma Bouziane (w. Constantine)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI 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 :

**ETUDE DE L'ADDUCTION EN REFOULEMENT VERS LE
RESERVOIR DE ZIGHOUD YUCEF A PARTIR DES
FORAGES HAMMA BOUZIANE (W.CONSTANTINE)**

Présenté par :

M^r : BELAHMADI Abdeldjalel

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

Septembre-2013

dédicaces

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

*A ma très chère mère qui a toujours été tout pour moi, que j'aime
infiniment et que j'espère un jour lui rendre un peu de ce qu'elle m'a donné,
que Allah la préserve et ne me prive pas de son amour.*

*A mon frère Hamza et mes sœurs Djalila et Samiha, que j'aime beaucoup
et qui m'ont toujours soutenus*

A mes meilleurs amis : Housseem, Zaki et Nadjib

*A mes anciens camarades de chambre et amis de l'ENSH : Zoubir, Hakou,
Kheiro, Mourad, Bilal, Mounir, Fateh, Abdou, Yazid, Halim, Moumen,
Imad... et pleins d'autres*

A tous ceux qui me sont chers.

A. BELAHMADI

Remerciement :

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage
et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste
travail dans les meilleures conditions*

*Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude
et mes vifs remerciements à Mr KHODJET KESBA (mon promoteur)
pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a procurés.*

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de
juger mon travail.*

*Un remerciement particulier à ma famille et tous mes amis qui m'ont aidé
et soutenue durant mes études.*

*Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou
de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

ملخص:

ت تعاني بلدية زيغود يوسف بولاية قسنطينة من عجز واضح في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة سندرس مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة حامة بوزيان نحو بلدية زيغود يوسف وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل ومحطة الضخ و مراجعة حجم الخزان الموجود.

Résumé :

La commune de Zighoud Youcef wilaya de Constantine souffre d'un déficit en alimentation en eaupotable, ce qui nécessite la réalisation d'une étude complète pour améliorer la situation.

A travers ce mémoire nous allons étudier un projet d'alimentation en eau potable à partir duchamp de captage de Hamma Bouziane vers la commune de Zighoud Youcef. Cette étude consiste à réaliser le dimensionnement de l'adduction et de la station de pompage, et à vérifier le volume du réservoir de stockage existant.

Abstract :

The town of Zighoud Youcef, wilaya of Constantine, is suffering a deficit in drinking water supply, what requires the realization of a complete survey to improve the situation. In this dissertation we made a study of drinking water supply project, from underground water catchment of Hamma Bouziane towards the town of Zighoud Youcef. This survey consists in sizing the adduction and the pumping station and checking the volume of the existing reservoir.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION	2
I-1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
I-2. LE RELIEF	3
I-3. CLIMAT ET PRECIPITATIONS	3
I-4. HYDROGRAPHIE	4
I-5. SITUATION GEOLOGIQUE	4
I-6. SITUATION HYDRAULIQUE	5
CONCLUSION	7

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau potable

INTRODUCTION	8
II-1. EVOLUTION DE LA POPULATION AUX DIFFERENTS HORIZONS D'ETUDE	8
II-2. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE	9
II-2.1 : Détermination de la consommation moyenne journalière :	9
II-2.2 Différents types de besoins :	10
II-3. DETERMINATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES JOURNALIERES	14
II-3-1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	14
II-3-2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)	15
II-4. ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS HORAIRES	16
II-4-1. Consommation minimale horaire (horizon 2031)	16
II-4-2. Consommation maximale horaire (horizon 2031)	16
II-5. Variations du débit horaire pour la ville de Zighoud Youcef	17
CONCLUSION :	19

CHAPITRE III

Etude des réservoirs

INTRODUCTION	20
--------------------	----

III.1. DEFINITION.....	20
III.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS.....	20
III.3. FONTAINERIE D'EQUIPEMENT DES RESERVOIRS.....	22
III.4. EMLACEMENT DES RESERVOIRS.....	22
III.5. RESERVOIRS ALIMENTES GRAVITAIREMENT.....	23
III.6. RESERVOIRS ALIMENTES PAR REFOULEMENT.....	23
III.7. CAPACITE DES RESERVOIRS.....	23
III.7.1. Méthode analytique.....	23
III.7.2. Méthode graphique.....	24
III.8. DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE D'ASPIRATION.....	24
III.9. VERIFICATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EXISTANT.....	26
III.9.1 Caractéristiques du réservoir existant :.....	26
III.9.2 Calcul du volume utile du réservoir:.....	26
III.10. LES EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS.....	28
III.11. ENTRETIEN DES RESERVOIRS.....	29
CONCLUSION.....	31

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

INTRODUCTION :.....	32
III-1. QUELQUES NOTIONS SIMPLES SUR L'ADDUCTION.....	32
III-1-1. Principe du choix du tracé :.....	32
III-1-2. Type d'adduction :.....	33
III-1-3. Type d'écoulement :.....	33
IV-1-4. La ligne piézométrique :.....	34
IV-1-5. L'air dans les tuyauteries :.....	34
IV-1-6. Dépôts dans la conduite d'adduction:.....	34
IV-1-7. Choix du type du matériau de la tuyauterie:.....	34
IV-2. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION:.....	36
Cas de refoulement :.....	36
IV-3. PROPOSITION DE LA VARIANTE.....	40
Variante N°1 :.....	40
Variante N°2 :.....	40
IV.4 PARTIE REFOULEMENT : STATION DE POMPAGE – RESERVOIR ZIGHOUD YOUCEF.....	43
CONCLUSION :.....	45

CHAPITRE V

Dimensionnement de la station de pompage

INTRODUCTION.....	47
V-1. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE.....	47
V-2.Choix de type de pompe:.....	48
V-3. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES.....	48
V-4. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES.....	49
V-5. COUPLAGE DES POMPES.....	50
V-5-1. Couplage en parallèle.....	51
V-5-2. Couplage en série.....	51
V-6. Les différents modes de réglages du débit.....	51
V-6-1. Débit disponible > Débit appelé.....	51
V-6-2. Débit disponible < Débit appelé.....	54
V-7. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES.....	54
V-7-1. Courbe caractéristique résultante des conduites.....	54
V-7-2. Pertes de charge linéaires.....	54
V-7-3. Pertes de charge singulières.....	55
V-7-4. Pertes de charge totales.....	55
V-7-5. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement station de pompage Hamma Bouziane - réservoir Zighoud Youcef :.....	55
V.8. Etude de la cavitation :.....	58
V.8.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	59
V-8-2. Calage de la pompe.....	60
V-8-3. Application pour notre station de pompage.....	60
V-9. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE.....	62
V-9-1. Critères de choix du moteur électrique.....	62
V-9-2. Vitesse de rotation du moteur.....	62
V-9-3. Puissance fournie par le moteur.....	62
IV.10. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE :.....	64
IV.10.1. Équipements en amont de la pompe.....	64
IV.10.2. Equipements en aval de la pompe :.....	64
V-11. DIMENSIONNEMENT DU BATIMENTDE LA STATION DE POMPAGE.....	66

V-11-1. Bâtiment de la station de pompage.....	66
V-11-2. Calcul génie civil.....	67
CONCLUSION :.....	69

CHAPITRE VI

Exploitation de la station de pompage

INTRODUCTION.....	70
VI-1. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE.....	70
VI-1-1. Aspects liés à l’exploitation des ouvrages.....	70
VI-2. RECOMMANDATIONS PARTICULIERES ET INCOMPATIBILITES.....	71
VI-3. CONSIDERATIONS PARTICULIERES.....	72
VI-3-1. Vibration des pompes.....	72
VI-3-2. Bruit de pompe.....	72
VI-3-3. Collaboration avec le constructeur de pompes.....	72
VI-4. TEST DES POMPES.....	74
VI-5. NOTE DE CALCUL AVEC VARIATION ELECTRONIQUE DE VITESSE (VEV).....	75
VI-6. AVANTAGES DE LA VARIATION DE VITESSE.....	75
VI-7. PRECAUTIONS D’INSTALLATION.....	76
CONCLUSION.....	78

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

INTRODUCTION.....	79
VIII-1-. DIFFERENTS TRAVAUX A ENTREPRENDRE.....	79
VIII-1-1. TRAVAUX CONCERNANT L’ADDUCTION.....	79
VIII-1-2. TRAVAUX CONCERNANT LES STATIONS DE POMPAGE.....	80
VIII-2. CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX DE L’ADDUCTION.....	81
VIII-2-1. DEBLAIS D’EXCAVATION.....	81
VIII-3. DEBLAIS D’EXCAVATION DE LA CONDUITE D’ADDUCTION.....	82
VIII-4. VOLUME DU LIT DE SABLE.....	82
VIII-5. VOLUME DE LA CONDUITE.....	82

VIII-6. REMBLAIS COMPACTE	83
VII-7. CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA STATION DE POMPAGE	84
VIII-8. ENGINs UTILISES	87
VIII-8-1. La niveleuse	87
VIII-8-2. La pelle et le chargeur ou la chargeuse	88
VIII-8-3. Les décapeuses	88
VIII-8-4. Les engins de transport des matériaux.....	89
VIII-8-5. Matériels de compactage	89
CONCLUSION.....	90
CONCLUSION GENERALE.....	91

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Température moyenne mensuelle	3
Tableau I-2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations (periode1994/2008).....	4
Tableau I-3 : caractéristiques des forages	5
Tableau I-4 : réservoirs présents dans la ville de Zighoud Youcef.....	5

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1 : évolution de la population aux différents horizons.....	8
Tableau II-2 : besoins en eau potable à l'horizon 2031	10
Tableau II-3 : besoins scolaires en eau potable à l'horizon 2031	10
Tableau II-4 : besoins sanitaires en eau potable à l'horizon 2031	11
Tableau II-5 : besoins socioculturels en eau potable à l'horizon 2031	11
Tableau II-6 : besoins administratifs en eau potable à l'horizon 2031	12
Tableau II-7 : besoins commerciaux en eau potable à l'horizon 2031	13
Tableau II-8 : récapitulatif des besoins en eau potable à l'horizon 2031	14
Tableau II-9 : Consommation maximale et minimale journalière	15
Tableau II-10 : Valeurs de β_{\min} en fonction de nombre d'habitants.....	16
Tableau II-11 : Valeurs de β_{\max} en fonction de nombre d'habitants.	17
Tableau II-12 : débits maximum horaire et minimum horaire	17
Tableau II-13 : Variation du débit horaire pour la ville de Zighoud Youcef.....	18

CHAPITRE III

Etude des réservoirs

Tableau III.1 Récapitulatif des caractéristiques et dimensions de la bache d'aspiration.....	26
Tableau III.2 : Caractéristiques du réservoir existant à Zighoud Youcef.	26
Tableau III.3: Détermination du volume utile du réservoir.....	27

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

Tableau IV.1 : Calcul des frais d'amortissement	43
Tableau IV.2 : Calcul de la Hmt.....	44
Tableau IV.3: Calcul des frais d'exploitation	44
TableauIV.4: Calcul du bilan	45

CHAPITRE V

Dimensionnement de la station de pompage

Tableau V.01 : Fiche technique de la station de pompage.....	47
Tableau V.02 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	49
Tableau V.03: Variation de R en fonction de Ns.	53
Tableau V.04 : calculs de la courbe caractéristiques de la conduite (st H.B-Z.Y).....	55
Tableau V.05 : calcul de la courbe caractéristique de la pompe	56
Tableau V.06: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	59
Tableau V.07 : Dimensions des organes de la pompe.....	61
Tableau V.08: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	62
Tableau V.09 : dimensions des différents organes de l'électropompe.....	63
Tableau V.10: Choix du type du bâtiment.	66
Tableau V.11: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	69

CHAPITRE VI

Exploitation de la station de pompage

Tableau VI.01: Les risques, les causes et les solutions de la VEV	77
---	----

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

Tableau VII.01: Calcul du volume des déblais.	82
Tableau VII.02: Calcul du volume du lit de sable.....	82
Tableau VII.03: Calcul du volume de la conduite.....	83
Tableau VII.04: Calcul des volumes de remblais de l'adduction.....	83
Tableau VII.05: Volumes des travaux de l'adduction.....	84
Tableau VII.06: récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	84
Tableau VII.07: les travaux de la station de pompage.	87

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Figure I.01: Plan de situation de la commune concernée par le projet.....	2
---	---

CHAPITRE II

Estimation des besoins en eau potable

Figure II-1 : Variation de la consommation au cours de la journée.....	19
--	----

CHAPITRE III

Etude des réservoirs

Figure III.01: Réservoir surélevé.....	21
Figure III.02: réservoir semi-enterré circulaire.	21
Figure III-03 : Emplacement du réservoir.....	23
Figure III.04 : équipements des réservoirs.....	30

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

Figure IV.01: Schéma simplifié de la variante N°1	41
Figure IV.02: Schéma simplifié de la variante N°2.	42

CHAPITRE V

Dimensionnement de la station de pompage

Figure V.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM150/7D-CAPRARI.....	50
Figure V.02 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement.	56
Figure V.03 : courbes caractéristiques de la station de pompage et de la conduite de refoulement et point de fonctionnement.	57
Figure V.04 : Encombrement de la pompe PM150/7D.....	61
Figure V.05 : électropompe sur socle.....	63

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	80
---	----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Tracé en plan.

Planche N° 2 : Plan de la station de pompage.

Planche N° 3 : profil en long du tronçon station de pompage – N83

Planche N° 4 : profil en long du tronçon N83 – N154

Planche N° 5 : profil en long du tronçon N154 – réservoir Zighoud Youcef

INTRODUCTION GENERALE

La principale question que nous nous proposons d'aborder dans le présent travail consiste à démontrer la satisfaction des ressources en eau participantes dans l'approvisionnement des populations en l'eau potable en Algérie.

Cet approvisionnement trouve son fondement dans la croissance accélérée et anarchique des principales agglomérations de l'Algérie en particulier au cours des dernières années, qui doit être accompagnée d'un développement adéquat des réseaux urbains d'adduction d'eau. Ce problème est particulièrement préoccupant dans les communes urbaines de la ville de Constantine, la ville de Zighoud Youcef souffre d'un déficit en eau potable et les équipements existants ne suffiront pas au besoins futur de la ville , c'est dans ce contexte là que s'inscrit l'objectif de notre étude à trouver une solution pour combler les besoins, par la construction d'une station de pompage et la projection d'une conduite d'adduction véhiculant ce déficit, avec le dimensionnement des ouvrages nécessaires pour cette adduction.

Les forages destinées à l'alimentation de la nouvelle adduction, alimentaient la ville de Constantine avant la construction du barrage Beni Harroun, et seront réorientés vers la ville de Zighoud Youcef.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Présentation de la région d'étude (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique), et la proposition des problématiques dans le chapitre I.

Le calcul des besoins en eau de chaque localité de distribution à l'année de référence, l'année actuelle et à l'horizon d'étude 2031, avec la détermination des définites, Les différents calculs sont traités et présentés successivement dans le chapitre II.

Les réservoirs ; leurs emplacements, leurs rôles, la détermination de leurs capacités et projection d'un si nécessaire, présentés avec plus de détail dans le chapitre III.

Le choix du tracé et le type des matériaux des canalisations, l'étude technico-économique pour le dimensionnement des conduites de refoulement sont exposés dans le chapitre IV.

La détermination de type et nombre des pompes, l'application des modes de réglages et le dimensionnement de la station de pompage sont exposés dans le chapitre V.

Dans le chapitre VI, on proposant quelques recommandations et précautions pour une bonne gestion exploitation de la station de pompage.

Le chapitre VII pour le calcul des volumes des travaux de la conduite d'adduction et la station de pompage.

Enfin. Ce présent travail est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et de mener à bien notre travail. Pour cela, nous allons présenter les différents points suivants : la situation géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I-1. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de Zighoud Youcef se situe au Nord Est de la Wilaya de Constantine d'une superficie égale à : 235.50 km². La commune de Zighoud Youcef est limitée au Nord et Nord Est par la wilaya de Skikda laquelle elle lui appartenait au dernier découpage administratif.

Elle est aussi limitée par :

- Au Sud la commune de Didouche Mourad.
- A l'Ouest la commune de Beni H'midane.
- Au Sud Est pas la commune de Ben Badis.



Figure I.01: Plan de situation de la commune concernée par le projet.

I-2. LE RELIEF

Zighoud Youcef est une zone alternative entre les hauts plateaux et les séries montagneuses côtières, elle se caractérise par une topographie dure et elle contient deux catégories de relief :

La première: on la trouve dans les limites Est et Nord, dans les extrémités de la commune, on trouve un style montagneux et un relief pouvant atteindre l'altitude de 800 m. l'ensemble des surfaces que compte cette catégorie de relief représente un quart (1/4) de la surface totale de la commune.

La deuxième : on la trouve à l'intérieure des bassins au long des plaques séparées l'une de l'autre par des plateaux à fortes pentes entre 3% et 25%. La moyenne d'altitude dans la commune est de 700 m entre Djebel Wahch 1200 m et Oued Brahim.

I-3. CLIMAT ET PRECIPITATIONS

La région appartient au climat continental qui est caractérisé par un été chaud et sec où la température peut atteindre 34.7°C au mois de juillet et un hiver froid et humide avec une moyenne de pluie qui peut atteindre 993 mm alors que la température baisse jusqu'à 2.5°C en janvier, et les vents qu'on trouve sont les vents Nord Est et les vents Nord-Ouest.

a. Les températures

Tableau I-1 : Température moyenne mensuelle

mois		Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T°C	TM	12.3	13.4	16.7	19.7	25.6	31.3	34.7	34.2	28.6	24.4	17	12.9
	Tm	2.5	2.8	4.9	7.2	11.5	15.7	18.5	18.8	15.4	11.8	6.6	3.8
	Tmoy	7.4	8.1	10.8	13.5	18.6	23.5	26.6	26.5	22	18.1	11.8	8.4

(Source ANRH Constantine)

TM : Température maximale moyenne

Tm : Température minimale moyenne

Tmoy: Température moyenne (TM + Tm) /2.

b. Les précipitations

Tableau I-2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations (periode1994/2008)

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P (mm)	39.93	22.55	37.78	56.45	18.53	37.18	58.15	48.07	37.05	11	8.43	13.98

(Source ANRH Constantine)

I-4 HYDROGRAPHIE

Vue la situation topographique de la région, le bassin de Zighoud Youcef est un passage de réseau hydrographique dense et contient plusieurs grand bassins, les cours d'eau les plus important de Zighoud Youcef sont :

- Oued Zighoud Youcef (Smandou) qui commence dans Djebel Wahch et se dirige vers le Nord-Ouest et qui traverse la ville.
- Oued Beni Brahim qui se situe à l'Est de la ville et que se dirige vers le Sud-Est.
- Oued Elkhanga à proximité de Douar M'jadria et se connecte avec Oued Beni Brahim.
- Oued Sbikha au Nord de la ville.

I-5. SITUATION GEOLOGIQUE

La zone concernée par cette étude contient des caractéristiques géomorphologiques géologiques et géotechniques différentes et la possibilité d'aménagement dépend essentiellement de l'équilibre et les conditions d'écoulement et l'évacuation des eaux et en tenant compte de ces données on remarque :

Terrains aménageables: on distingue deux catégories, le premier se situe au Nord-Ouest et au Sud Est de la ville avec des pentes allant de 3% à 15% le sol est constitué de marne et de marne limoneuse, la deuxième catégorie se situe au Sud-ouest de l'Oued Beni Brahim à l'Est de la route nationale N°3 de pente allant de 5% à 8% le sol de cette deuxième catégorie est constitué de marne limoneuse grise et rouge brique.

Terrains peu aménageables: les terrains situés au Nord de la ville montrent la présence de couches de lignite et des galeries de mines qui remontent aux années quarante de plus une nature instable du sol qui la rend sujet au glissement ce qui rend cette partie de la ville plus difficile a aménager.

Terrains non aménageables : ce sont une sorte de terrains qu'il faut éviter vu le danger que peut engendrer leur aménagement, ils se situent au Nord, au Sud, au Sud Est et à l'extrême Nord Est, et ce danger est la cause de glissement de terrains vu l'absence de la stabilité de ses composants et sa nature molle.

I-6.SITUATION HYDRAULIQUE

1. Ressources en eau : La ville de Zighoud Youcef s'alimente en eau potable se fait par le picage de la conduite principale de pompage d'un diamètre de 300 mm et d'un débit de 47 l/s qui passe par la commune, de Hamma Bouziane vers un réservoir 2x500 m³ qui se situe au centre de la ville.

Les forages existants au niveau de la commune de Hamma Bouziane et qui seront utilisés afin de renforcer l'alimentation en eau potable de la ville de Zighoud Youcef sont représentés dans le tableau I-3

Tableau I-3 : Caractéristiques des forages

Désignation du forage	Débit de mobilisable (l/s)	Débit d'exploitation (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)
F1	60.3	57.1	56	107	256
F2	58.7	54.8	68	131	234
F3	69.4	67.6	61	112	282
F4	55.3	50	55	106	265
F5	65.1	60.5	65	122	276
Capacité totale	308.8	290			

2. Adduction : Il y a une seule conduite de refoulement qui vient de Hamma Bouziane vers des réservoirs 2x500 m³ et 2x1000 m³ d'un diamètre de 300 mm en fonte.

3. Les ouvrages de stockage: Il existe au niveau de la ville de Zighoud Youcef plusieurs réservoirs qu'on citera dans le tableau I-4

Tableau I-4 : réservoirs présents dans la ville de Zighoud Youcef

N°	Capacité (m ³)	Remarque
1	200	Réservoir existant
2	2x250	Réservoir existant
3	2x500	Réservoir existant
4	2x1000	Réservoir existant
5	2x100	Réservoir existant
6	2x1500	Réservoir projeté par P.D.A.U
7	2x2500	Réservoir projeté par P.D.A.U
8	1500	Réservoir projeté par P.D.A.U
9	750	Réservoir projeté par P.D.A.U
10	500	Réservoir projeté par P.D.A.U

P.D.A.U : plan directeur d'aménagement urbain.

4. Réseau d'AEP : La commune de Zighoud Youcef est dotée d'un réseau d'AEP mixte maillé ramifié les diamètres varient entre (40-160) mm relativement en bonne état d'après les services techniques.

CONCLUSION :

Après avoir présenté la ville de Zighoud Youcef (géographiquement, relief, climat, ressources en eau ...) à l'aide de ces données nous pourrions entamer l'étude et définir les nécessités de la ville du point de vue alimentation en eau potable. Les ressources hydriques en eau souterraine sont assez suffisantes pour satisfaire la consommation en eau potable de la ville de Zighoud Youcef.

CHAPITRE II

Evaluation des besoins en eau potable

INTRODUCTION

Le dimensionnement des différentes composantes d'un réseau autrement dit d'un système d'alimentation en eau potable, se fait à fin de déterminer les besoin en eau potable de l'agglomération de la région étudiée. L'évaluation de ces besoins liés au nombre d'habitants, au mode de vie de cette agglomération, et dépendant essentiellement au développement socio-économique de la région d'étude (l'évolution de la population, l'équipement sanitaire, niveau de vie de la population...), et des infrastructures existantes sur le site.

Le besoin des équipements sanitaires et ceux de service représentent 30% de la consommation domestique, sous le nom consommation diffuse.

Pour cela on conclut qu'on a 03 types de consommation :

- Consommation domestique.
- Consommation diffuse.
- Gros consommateurs.

II-1. EVOLUTION DE LA POPULATION AUX DIFFERENTS HORIZONS D'ETUDE

Compte tenu des données démographiques, le recensement de la ville de Zighoud Youcef fait ressortir :

- Selon le P.D.A.U Révisé :

L'évolution de la population se fera de la manière suivant le Tableau II.1 :

Tableau II.1 : évolution de la population aux différents horizons

Année	2008	2011	2013	2023	2031
Population	30420	33241	35266	47395	60039
Taux d'accroissement	-	3	3	3	3

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

$$P_n = p_0(1+T)^n$$

II.1

P_n = Population à l'horizon considéré. n = Nombre d'années séparant les horizons.

P_0 = Population de l'année de base. T = Taux d'accroissement.

La période envisagée pour l'étude à long terme est de 20 ans à compter de l'année de base 2011. Soit l'horizon 2031.

II-2. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant par jour pour les différents horizons.

Généralités :

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

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

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturelles
- Besoins commerciaux

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

II-2.1 : Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation suivante

$$Q_{Moyj} = \frac{q_i \cdot N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}). \quad \text{II.2}$$

Avec :

Q_{Moyj} : débit moyen journalier (m^3/j);

q_i : dotation journalière (l / j / habitant) ;

N_i : nombre de consommateur (habitants).

II-2.2 Différents types de besoins :

L'estimation de ces besoins se fait pour les différents types des besoins suivants :

II-2.2.1 Besoins domestiques :

La dotation sera de 120 l/j/habitant pour le court terme et de 140 l/j/habitant pour le moyen terme.

Tableau II-2 : besoins en eau potable à l'horizon 2031

Horizon	Population (hab)	Dot.moy (l/j/ hab)	Cons.moy (l/s)	Cons.moy (m3/j)
2011	33241	120	46,17	3988,92
2031	60039	140	97,29	8405,46

II-2.2.2 Besoins des équipements :

a. Besoins scolaires :

Tableau II-3 : besoins scolaires en eau potable à l'horizon 2031

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m3/j)	Total (m3/j)
2011	Ecoles	2940	Elèves	20	58,8	139,2
	C.E.M.	2520	Elèves	20	50,4	
	Lycée	800	Elèves	20	24	
	C.F.P.A.	150	Stagiaires	40	6	
2031	Ecoles	5040	Elèves	20	100,8	228,00
	C.E.M.	3360	Elèves	20	67,20	
	Lycée	1600	Elèves	20	48,00	
	C.F.P.A.	300	Stagiaires	40	12	

b. Besoins sanitaires :**Tableau II-4 : besoins sanitaires en eau potable à l'horizon 2031**

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons.Moy (m3/j)	Total (m3/j)
2011	Hôpital	240	Lits	400	96	136
	Polyclinique	100	Lits	400	40	
	Maternité	-	Lits	400	-	
2031	Hôpital	480	Lits	400	192	320
	Polyclinique	200	Lits	400	80	
	Maternité	120	Lits	400	48	

c. Besoins socioculturels :**Tableau II-5 : besoins socioculturels en eau potable à l'horizon 2031**

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m3/j)	Total (m3/j)
2011	Mosquée	1400	Fidèles	50	70	290,5
	Piscine	80	Places	FFT	200	
	Centre culturel	100	Places	5	0,5	
	Arrosage jardins	5000	m ²	4	20	
	Stade	-	m ²	4	-	
2031	Mosquée	2800	Fidèles	50	140	403,3
	Piscine	80	Places	FFT	200	
	Centre culturel	100	Places	5	0,5	
	Arrosage jardins	10000	m ²	4	40	
	Stade	5700	m ²	4	22,8	

d. Besoins administratifs :**Tableau II-6 : besoins administratifs en eau potable à l'horizon 2031**

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2011	Siège A.P.C	01	U	1000	01	10
	Agence P.T.T	01	U	1000	01	
	Gendarmerie	01	U	1000	01	
	Sureté urbaine	01	U	1000	01	
	Daira	01	U	1000	01	
	Sub .Techniques	04	U	1000	04	
	Tribunal	01	U	1000	01	
2031	Siège A.P.C	01	U	1000	01	10
	Agence P.T.T	01	U	1000	01	
	Gendarmerie	01	U	1000	01	
	Sureté urbaine	01	U	1000	01	
	Daira	01	U	1000	01	
	Sub .Techniques	04	U	1000	04	
	Tribunal	01	U	1000	01	

e. Besoins commerciaux :**Tableau II-7 : besoins commerciaux en eau potable à l'horizon 2031**

Horizon	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/U)	Cons. Moy (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
2011	Cafés	05	U	1500	7.5	41.5
	Boulangeries	02	U	1000	02	
	Restaurants	03	U	2000	06	
	Bains douches	03	U	5000	15	
	Station Lavage	01	U	10000	10	
	Station Essence	01	U	1000	01	
	Gare Routière	-	U	3000	-	
	Marché Hebdomadaire	-	U	3000	-	
	Hôtel	-	U	1500	-	
2031	Cafés	10	U	1500	15	79
	Boulangeries	02	U	1000	02	
	Restaurants	06	U	2000	12	
	Bains douches	06	U	5000	30	
	Station Lavage	01	U	10000	10	
	Station Essence	01	U	1000	01	
	Gare Routière	01	U	3000	03	
	Marché Hebdomadaire	01	U	3000	03	
	Hôtel	02	U	1500	03	

f. Les pertes :

Vu l'état du réseau et le risque de fuites, on va estimer les pertes à 20%.

g. Récapitulatif des besoins en eau potable :

Le récapitulatif des besoins en eau potable de la commune de Zighoud Youcef à l'horizon 2031 et représenté dans le tableau II-8 :

Tableau II-8 : récapitulatif des besoins en eau potable à l'horizon 2031

DESIGNATION	CONSOMMATION (m ³ /j)	
	2011	2031
BESOINS DOMESTIQUES	3988,92	8405,46
BESOINS SCOLAIRES	139,2	228,00
BESOINS SANITAIRES	136	320
BESOINS SOCIO-CULTURELS	290,5	403,3
BESOINS ADMINISTRATIFS	10	10
BESOINS COMMERCIAUX	41,5	79
PERTES (20%)	921,224	1889,15
TOTAL	5527,35	11334,91

Donc. A l'horizon 2031, les besoins moyens journaliers totaux de la région concernée sont estimés à **11334,91 m³/j**, soit un débit de **131,20 l/s**

II-3. DETERMINATION DES CONSOMMATIONS MAXIMALES ET MINIMALES JOURNALIERES

Les valeurs de la consommation varient en fonction des périodes, c'est-à-dire en fonction des jours, des semaines et des mois.

La consommation d'une agglomération n'est pas constante, mais présente des variations maximales et des minimales. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max.j}$ et $K_{\min.j}$.

II-3-1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max.j}$)

Pour le jour le plus chargé pendant l'année correspond à une consommation maximale, elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max.j} = K_{\max.j} \times Q_{\text{moy.j}} \quad \text{II.3}$$

Avec que :

$Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalière :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

Il est compris entre 1,1 et 1,3 ;

On prend : $K_{max,j} = 1,25$;

II-3-2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Pour le jour le moins chargé pendant l'année correspond à une consommation minimale. Elle est calculée par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} ; \quad \text{II.5}$$

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

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation minimale et moyenne journalière :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}}$$

Il est compris entre 0,7 et 0,9 ;

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II-8:

Tableau II-9 : Consommation maximale et minimale journalière

Année	Q_{moy} (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	Q_{max} (l/s)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	Q_{min} (l/s)
2031	11334.91	1.25	14168.64	164,00	0.9	10201.42	118,08

II-4.ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS HORAIRES

Les variations journalières des débits associées par des variations horaires au cours de chaque jour. Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} ; \quad \text{II.7}$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: débit moyen horaire (m³/h)

$Q_{max.j}$: débit maximal journalier (m³/j)

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

II-4-1.Consommation minimale horaire (horizon 2031)

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h}; \quad \text{II.8}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{min.h}$ est défini par :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min}; \quad \text{II.9}$$

Avec :

α_{min} : Un coefficient tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6. On prendra $\alpha_{min} = 0.5$

β_{min} : Un coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Il est donné en fonction du nombre d'habitant comme le montre le tableau II-9 :

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

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

Pour notre cas β_{min} sera égale à : $\beta_{min} = 0.6$

$$K_{min.h} = 0.5 \times 0.6 \quad K_{min.h} = 0.3$$

II-4-2.Consommation maximale horaire (horizon 2031)

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h}; \quad \text{II.10}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max.h}$ est défini par :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}; \quad \text{II.11}$$

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération (style de vie), qui varie de 1,2 à 1,4.

Pour notre cas, on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$;

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant de l'agglomération, étroitement lié à l'accroissement de la population, il est donné en fonction du nombre d'habitant comme le montre le tableau II-10 :

Tableau II-11 : Valeurs de β_{\max} en fonction de nombre d'habitants.

Nombre d'hab X×1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,03	1,00

Pour notre cas β_{\max} sera égale à : $\beta_{\max} = 1.15$

$$K_{\max.h} = 1,3 \times 1,15 \quad K_{\max.h} = 1.495$$

Le tableau II-11 présentera le récapitulatif des débits minimum horaire et maximum horaire

Tableau II-12 : débits maximum horaire et minimum horaire

$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{moy.h}}$ (l/s)	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ (l/s)	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (l/s)
14168.64	164,00	0,3	49,2	1,495	245.18

II-5. Variations du débit horaire pour la ville de Zighoud Youcef

- Le nombre d'habitant de cette ville à l'horizon de calcul est **60039 hab.**
- Le débit maximum journalier est $Q_{\max.j} = 14168.64 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le nombre d'habitant de Zighoud Youcef est compris entre 50001 et 100000 habitant, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau II-13 : Variation du débit horaire pour la ville de Zighoud Youcef.

Heures	consommation totale $Q_{\max,j} = 14168.64m^3/j.$		consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} (m^3/j)$	Heures	%
00-1	3	425,06	3	425,06
1-2	3,2	453,40	6,2	878,46
2-3	2,5	354,22	8,7	1232,67
3-4	2,6	368,38	11,3	1601,06
4-5	3,5	495,90	14,8	2096,96
5-6	4,1	580,91	18,9	2677,87
6-7	4,5	637,59	23,4	3315,46
7-8	4,9	694,26	28,3	4009,73
8-9	4,9	694,26	33,2	4703,99
9-10	5,6	793,44	38,8	5497,43
10-11	4,8	680,09	43,6	6177,53
11-12	4,7	665,93	48,3	6843,45
12-13	4,4	623,42	52,7	7466,87
13-14	4,1	580,91	56,8	8047,79
14-15	4,2	595,08	61	8642,87
15-16	4,4	623,42	65,4	9266,29
16-17	4,3	609,25	69,7	9875,54
17-18	4,1	580,91	73,8	10456,46
18-19	4,5	637,59	78,3	11094,05
19-20	4,5	637,59	82,8	11731,63
20-21	4,5	637,59	87,3	12369,22
21-22	4,8	680,09	92,1	13049,32
22-23	4,6	651,76	96,7	13701,08
23-00	3,3	467,57	100	14168,64

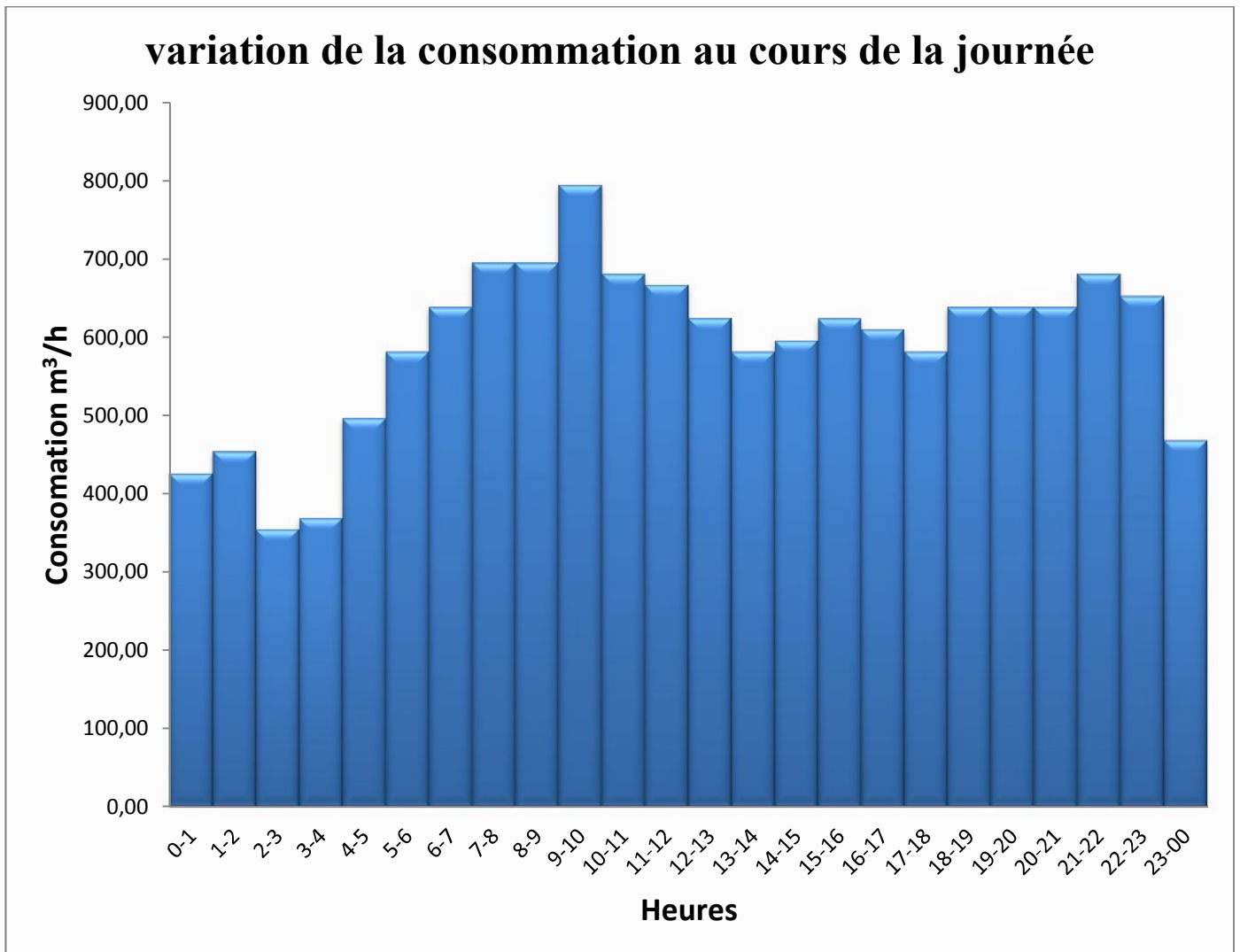


Figure II-1 : Variation de la consommation au cours de la journée

Résultat : Le débit de pointe pour la ville de Zighoud Youcef est de 793,44 m³/h et il survient entre 9h et 10h du matin.

CONCLUSION :

D'après l'étude des différents besoins de la ville de Zighoud Youcef en eau potable à l'horizon 2031 et les précédentes données des forages de Hamma Bouziane on conclue :

Le débit mobilisé par les forages situés à Hamma Bouziane est de 290 l/s et la consommation maximale journalière est de 164,00 l/s donc on constate que les besoins en eau seront satisfaisants.

CHAPITRE III

Etude des réservoirs

INTRODUCTION

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau et de stocker l'eau afin de la distribuer aux usagers, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps. Dans ce chapitre nous procéderons au dimensionnement de la bache d'aspiration ainsi qu'à la vérification du volume du réservoir existant.

III.1. DEFINITION

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu sur l'adduction. Les réservoirs disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans des réservoirs

III.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélevés
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Ou d'une forme quelconque

☛ **Réservoirs terminaux:**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs placés en tête des réseaux de distribution des différents centres à desservir.

☛ **Réservoirs de mise en charge:**

Les réservoirs de mise en charge sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé généralement alimentés par refoulement, dont le but est d'alimenter de façon gravitaire une grande partie du réseau d'adduction située à l'aval.

☛ **Les bâches de reprises:**

Les bâches de reprise sont des réservoirs qui servent à alimenter directement en eau des stations de pompage.

Si le débit de sortie est identique ou inférieure au débit d'entrée, il n'est pas nécessaire de disposer d'un volume tampon.

En principe, il devrait y avoir égalité des débits entrant et sortant, plus le débit entrant est supérieur au débit sortant, le surplus est stocké comme réserve.

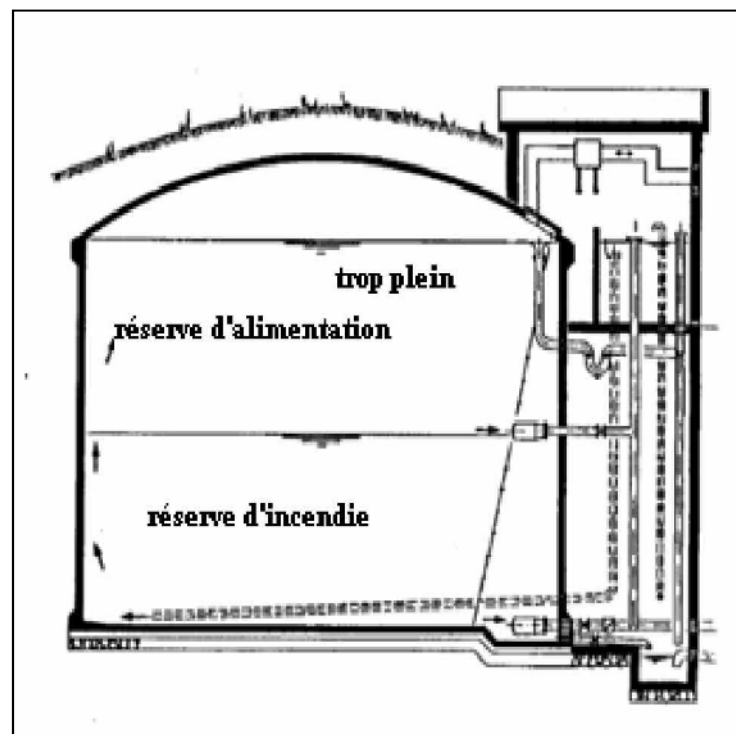


Figure III.01: réservoir enterré circulaire.

III.3. FONTAINERIE D'EQUIPEMENT DES RESERVOIRS

Les dispositions constructives générales adoptées pour notre projet sont :

- Le découpage des réservoirs en deux bassins permettant d'effectuer l'entretien et les éventuelles réparations et nettoyage.
- La mise en place d'un dispositif de vidange permettant de vider le réservoir en quelques heures
- L'équipement de crépines pour les prises d'eau, ces dernières sont situées dans une fosse ménagée dans le radier à fin d'optimiser le volume utile du réservoir.
- La mise en place d'un système de trop-plein permettant d'évacuer le débit maximal entrant en cas de défaillance du diaphragme d'arrêt au niveau haut.
- L'installation de vannes sur les canalisations de départs des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation (cette vanne sera motorisée).
- A l'arrivée des canalisations de refoulement lorsque celle-ci ne se fait pas par surverse, l'installation selon les cas, soit d'un clapet anti-retour, soit d'une vanne papillon motorisée afin d'éviter que le réservoir ne se vide pas en cas de casse sur la conduite de refoulement
- L'installation à l'extérieur des cuves d'un dispositif de lecture directe du niveau d'eau dans chaque bassin et de son volume à l'aide d'un système informatisé à partir d'un capteur.

III.4. EMBLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement des réservoirs doit être choisi de telle sorte à assurer une alimentation en eau au point le plus défavorable. Il dépend de la topographie du lieu. C'est après une étude économique que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement possible.

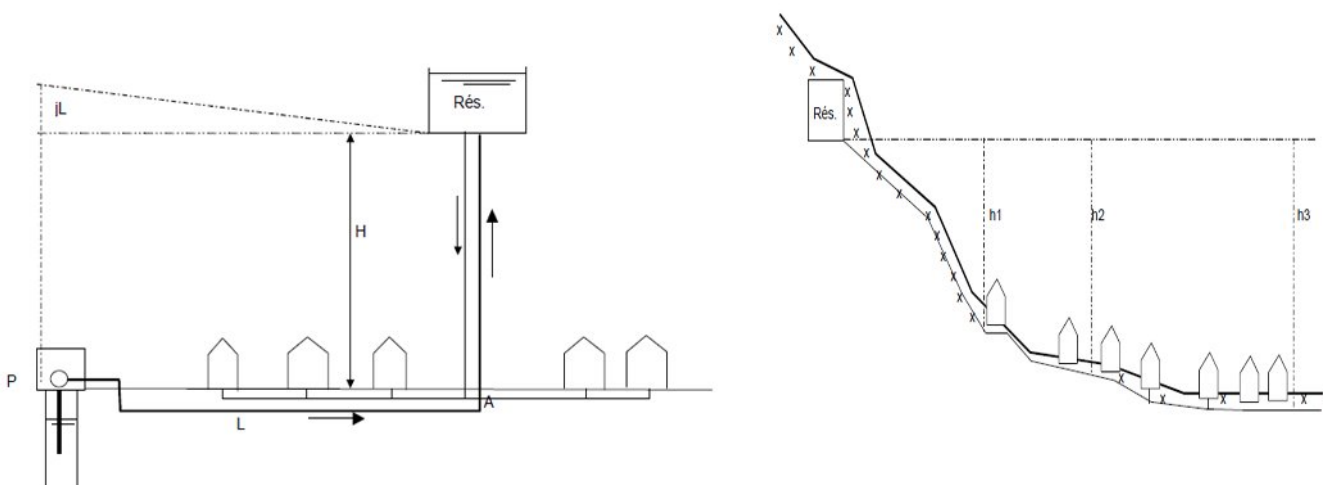


Figure III-02 : Emplacement du réservoir

III.5. RESERVOIRS ALIMENTES GRAVITAIREMENT

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprises, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques auto-centreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

III.6. RESERVOIRS ALIMENTES PAR REFOULEMENT

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charges de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts et de mise en charge des pompes de la station d'alimentation.

III.7. CAPACITE DES RESERVOIRS

Le plus souvent, un réservoir est calculé pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique
- La méthode graphique

III.7.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

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

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad \text{III.2}$$

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

$Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

V_t : Volume totale (m^3)

V_r : volume résiduel (m^3).

V_{inc} : volume de la réserve incendie (m^3).

- **Détermination de la capacité des réservoirs :**

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

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

III.7.2. Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ + |V|^- \quad (\%) \quad \text{III.3}$$

V^+ : Extremum positif .

V^- : Extremum négatif.

R_{\max} : Fraction maximum.

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

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

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

III.8. DIMENSIONNEMENT DE LA BACHE D'ASPIRATION

La bache d'aspiration servira à accumuler les eaux provenant par les forages en fonctionnement actuel du champ du captage, puis desservira vers la station de pompage et le refoulement vers la ville de Zighoud Youcef.

A) Capacité de la bête :

Le volume des Bêtes d'accumulation se détermine par la formule suivante :

$$V = \frac{T \cdot Q}{4} \quad \text{III.5}$$

V: volume du Bête d'accumulation en m^3 .

T : le temps qui sépare le niveau maximal et le niveau minimal de l'eau dans la bête

T= 30 min

Q : Débit (m^3/h), $Q=290 \text{ l/s} \Rightarrow Q=1044m^3/h$.

$$V = \frac{0,5 * 1044}{4} \Rightarrow V=130,5 m^3$$

On prend un volume de $150 m^3$.

B) Dimensions de la bête d'aspiration :

- Pour une hauteur d'eau de 3 m, on détermine la section qui est :

$$S=V/h \quad \text{III.6}$$

V: Volume total du Bête d'accumulation en m^3 .

h : Hauteur d'eau dans le réservoir en m. on prend

$$S = \frac{150}{3} = 50 m^2$$

- On opte pour une bête de forme circulaire donc on va déterminer le diamètre de la cuve :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 50}{\pi}} = 7,98m \approx 8 m. \text{ Donc la nouvelle hauteur est } h=8 m$$

- La hauteur du réservoir est calculée moyennant la formule suivante :
 $H=h+R$ III.7

R : Revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m qu'il faut prévoir on prendra $R=0,3$.

$$\text{Donc : } H=3+0,3 \Rightarrow \mathbf{H=3,3 m}$$

Tableau III.1 Récapitulatif des caractéristiques et dimensions de la bête d'aspiration.

Forme et type	Capacité (m ³)	Diamètre (m)	Hauteur d'eau (m)	Hauteur de la bête (m)
Circulaire semi-enterré	150	8	3	3,3

III.9. VERIFICATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR EXISTANT

III.9.1 Caractéristiques du réservoir existant :

Le réservoir d'arrivé possède les caractéristiques suivantes dans le tableau III.2 :

Tableau III.2 : Caractéristiques du réservoir existant à Zighoud Youcef.

localisation	Type	Capacité (m ³)	Cote du terrain naturel (m)	Cote du radier (m)	Cote du trop plein (m)
Zighoud youcef	Semi enterré	2000	404.5	403.5	407.5

III.9.2 Calcul du volume utile du réservoir:

La capacité est déterminée par la formule suivante:

$$(m^3)V_u = \frac{a * Q_{max,j}}{100}$$

V_u : volume utile (m³),

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

Q_j : La consommation maximale journalière (m³/j).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (m^3)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

Remarque :

Le réservoir sera alimenté par refoulement à partir d'une station de pompage qui fonctionne 20H/24 de 4:00h du matin à minuit.

Tableau III.3: Détermination du volume utile du réservoir.

Heures	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
00-01	0	3	----	3	8,3
01-02	0	3,2	----	3,2	5,1
02-03	0	2,5	----	2,5	2,6
03-04	0	2,6	----	2,6	0
04-05	5	3,5	1,5	----	1,5
05-06	5	4,1	0,9	----	2,4
06-07	5	4,5	0,5	----	2,9
07-08	5	4,9	0,1	----	3
08-09	5	4,9	0,1	----	3,1
09-10	5	5,6	----	0,6	2,5
10-11	5	4,8	0,2	----	2,7
11-12	5	4,7	0,3	----	3
12-13	5	4,4	0,6	----	3,6
13-14	5	4,1	0,9	----	4,5
14-15	5	4,2	0,8	----	5,3
15-16	5	4,4	0,6	----	5,9
16-17	5	4,3	0,7	----	6,6
17-18	5	4,1	0,9	----	7,5
18-19	5	4,5	0,5	----	8
19-20	5	4,5	0,5	----	8,5
20-21	5	4,5	0,5	----	9
21-22	5	4,8	0,2	----	9,2
22-23	5	4,6	0,4	----	9,6
23-00	5	3,3	1,7	----	11,3
Total	100	100	----	----	----

Calcul de la capacité du réservoir :

Dans la dernière colonne, nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (03-04) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) et(5). Et d'après la dernière colonne, on repère, en valeur absolue, la valeur la plus grande de la partie positive et négative (les extremums), qui est de 11,3% qui se manifeste de 23h à minuit; et sachant que le débit maximum journalier est de 14168,64 m³/j on calcul la capacité du réservoir:

$$\text{Le volume utile sera : } V_u = \frac{\dots \times \dots}{\dots} \Rightarrow V_u = 1601,06 \text{ m}^3 .$$

A cela on ajoute le réserve d'incendie de l'ordre de 60 m³/h pendant 2 heures donc le volume d'incendie minimum est 120 m³.

La capacité totale sera : $V_T = V_u + V_{inc} = 1601,06 + 120 = 1721,06 \text{ m}^3$

$$V_T = 1721,06 \text{ m}^3 .$$

Résultat :

Le volume existant est de 2000 m³, nous constatons que le volume existant sera satisfaisant.

Le diamètre du réservoir est de 25 m.

III.10. LES EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

La cuve sera en béton armé.

La cuve doit être visitable et ventilée.

La ventilation est facilitée par la présence d'une cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.

L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

- **La conduite d'arrivée : (d'adduction)**

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau

A la débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

- **La Conduite de départ : (de distribution)**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

- **La Conduite du trop-plein :**

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

- **La Conduite de vidange :**

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne

- **La Conduite BY-PASS :**

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ.

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir.

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

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement

Une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

Dans le système à deux prises nous remarquons une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

Remarque :

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de Manœuvre.

III.11. ENTRETIEN DES RESERVOIRS

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci.

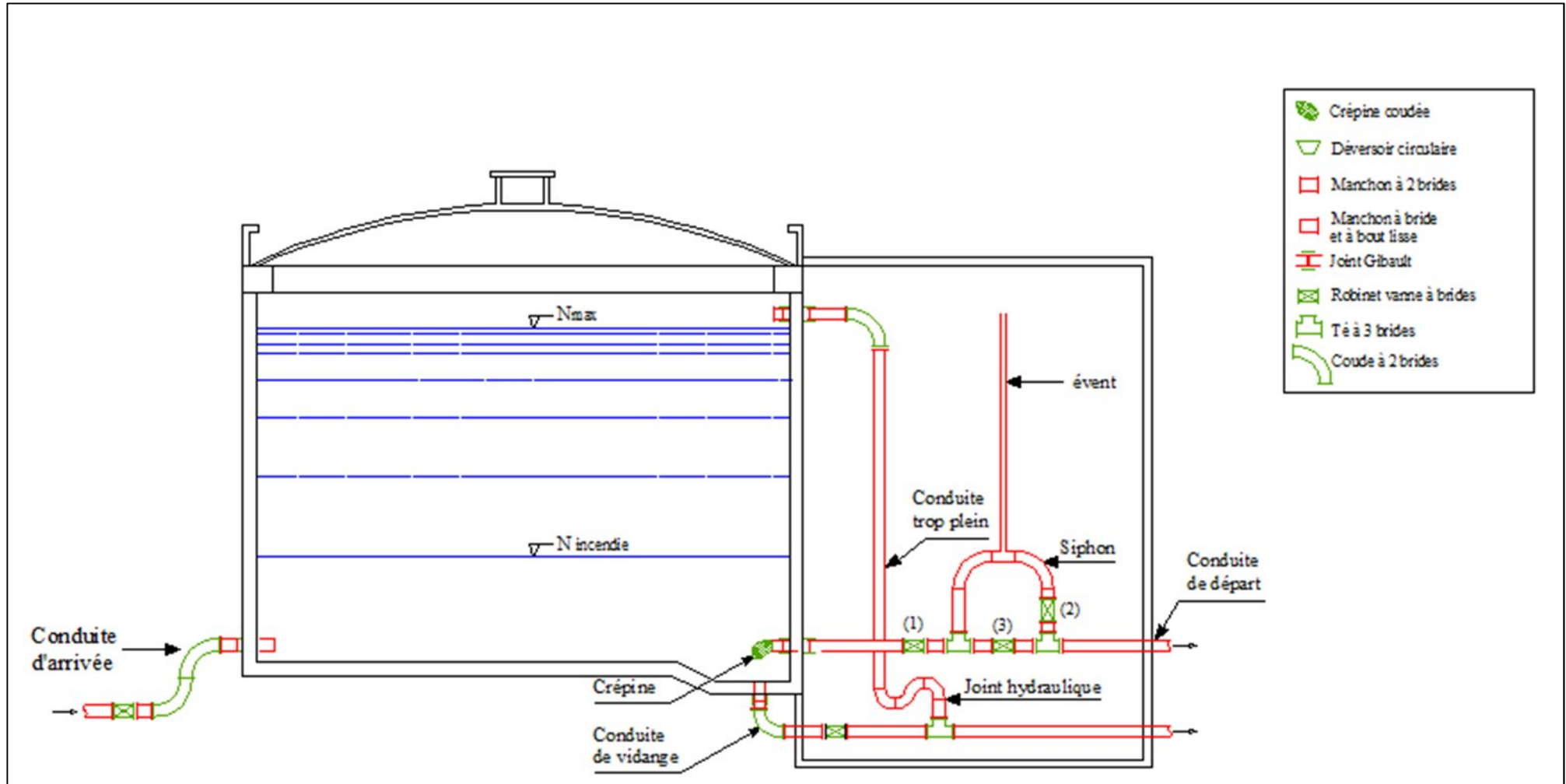


Figure III.3 : équipements des réservoirs

CONCLUSION

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de 1721m^3 plus petit que la capacité du réservoir existant (2000m^3).

Donc on n'a pas besoin de projeter un autre réservoir tout en supposant que l'état de ces réservoirs existants restera bon jusqu'à l'horizon considéré.

Aussi on a eu besoin de projeter une bache d'aspiration avec une capacité de 150 m^3 pour le fonctionnement de la station de pompage.

CHAPITRE IV

Etude de l'adduction

INTRODUCTION :

Pour pouvoir acheminer l'eau de la ressource (champ de captage dans notre cas) vers le réservoir de stockage, nous avons besoin de la conception d'une adduction (par refoulement dans notre cas) donc le but de ce chapitre est de dimensionner l'adduction par refoulement qui relie le champ de captage au réservoir de stockage existant.

III-1. QUELQUES NOTIONS SIMPLES SUR L'ADDUCTION

III-1-1. Principe du choix du tracé :

L'adduction principale suivra un tracé en parallèle avec les routes nationales et les chemins de wilaya selon les localités à traversées.

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversée de rivière, route, chemin de fer etc...).
- Eviter 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 cheminées 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 contre-pentes qui donnent les cantonnements d'air. De plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y 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 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 y a lieu.

III-1-2.Type d'adduction :

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

-Adduction gravitaire

-Adduction par refoulement

-Adduction mixte

III-1-2-1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

III-1-2-2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage

III-1-2-3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon (refoulement-gravitaire) ou une station de pompage (gravitaire-refoulement).

III-1-3.Type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

III-1-3-1.Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux à ciel ouvert.

III-1-3-2.Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique .On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement.

IV-1-4. La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

IV-1-5. L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Le profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas. Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- ✓ D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- ✓ De localiser les points hauts,
- ✓ D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,

IV-1-6. Dépôts dans la conduite d'adduction:

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au Niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- ✓ Dimensionner correctement de l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5 m/s.
- ✓ Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.
- ✓ Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

IV-1-7. Choix du type du matériau de la tuyauterie:

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- ♦ Diamètre.
- ♦ Pressions supportées.
- ♦ Les conditions d'installation.
- ♦ Le revêtement.
- ♦ La disponibilité.
- ♦ Du prix unitaire.
- ♦ Du type de sol.
- ♦ Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre Important.

- ♦ Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- ♦ Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.
- ♦ Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend

Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique :

- ♦ 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 ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)

- Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les 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

- Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge la grande pression il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

- PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, son collage se fait par chauffage.ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Conclusion :

Dans notre projet, on opte pour des conduites en fonte ductile pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

-souple et plus résistante.

-supporte des pressions de service atteignant 25 bars.

- une épaisseur de conduite voisine du 1/20ème du rayon.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV-2. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION:

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

Cas de refoulement :

A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise

Les deux formules approchées suivantes:

$$\text{-Formule de BRESS : } D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

$$\text{-Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

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

B) Calcul des pertes de charge :

✓ Pertes de charge linéaires :

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

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

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

I:gradient hydraulique en (m/m)

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

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la

Conduite et du régime d'écoulement:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV-4}) \quad (\text{Formule de Nikuradzé})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-5}) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

Avec : Re nombre de Reynolds = $\frac{V * D}{\nu}$ (IV-6)

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

D : diamètre de la conduite (m)

ν : viscosité cinématique de l'eau

Donnée par la formule de STOKS : $\nu = \frac{0,01}{t} \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (IV-7)

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C:

$$\nu = 0,01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV-8})$$

K_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs

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

T: temps de service

Pour notre cas, on prend $\alpha = 0,06 \text{ mm/an}$

T: temps de service, T=29 ans.

Alors, $K_s = 0,8 + 0,06 \times 29 = 2,0 \text{ mm}$.

✓ **Pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_{\text{sing}} = 0,15 \times \Delta H_{\text{lin}} \text{ (IV-9)}$$

✓ **Pertes de charge totales (ΔH_t) :**

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{lin}} = 0,15 \times \Delta H_{\text{lin}} + \Delta H_{\text{lin}} \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_{\text{lin}} \text{ (IV.10)} \end{aligned}$$

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow \text{HMT} = H_g + \Delta H_t \quad \text{(IV-11)}$$

H_g : la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

D) Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit:

$$= \frac{\times \times \times}{\times} \quad \text{(IV-12)}$$

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

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

g : la force de la pesanteur (9.81 m/s^2).

H_{MT} : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce).

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3).

E) Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad \text{(IV-13)}$$

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P : puissance de la pompe en (kW)

F) Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (IV-14)$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

G) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV-15)$$

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

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule (IV-16):

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV-16)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 20$ ans

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{20} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 10,18 \%$$

- **Vérification de la vitesse d'écoulement**

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s} ;$$

Avec que la vitesse est calculée comme suite :

$$V = \frac{Q}{S} ;$$

Avec :

Q : Le débit max horaire qui transite dans la conduite en (m^3/s).

S : La section de la conduite en (m^2).

La section est déterminée par la formule suivante en (m²):

$$S = \frac{\pi \times D}{4} ;$$

D : le diamètre de la conduite en (m).

IV-3. PROPOSITION DE LA VARIANTE

- **Variante N°1 :**

Pour cette première variante, nous aurons une seule station de pompage projetée à une cote de 289 m alimentée directement par la bêche d'aspiration, et la conduite suivra un tracé parallèle à la route nationale N°4 jusqu'à atteindre le réservoir de stockage 2000 m³.

- **Variante N°2 :**

Dans cette deuxième variante, nous projeterons deux stations de pompage et un réservoir tampon la première station sera projetée à une cote de 289 m et la deuxième à une cote de 212,43 m. Le réservoir tampon sera projeté à une cote de 353 m à une distance de 2407 m de la première station de pompage. La conduite suivra le même tracé que dans la première variante.

Conclusion :

Dans la deuxième variante il est question de projeter 2 stations de pompes et un réservoir tampon ce qui induit des travaux de génie civil très important en plus la différence de niveau entre la deuxième station de pompage et le réservoir de stockage sera très importante. Dans la première variante les conditions technico-économiques sont plus avantageuses donc c'est celle que nous choisirons.

Les deux variantes sont schématisées dans les figures IV.1 et IV.2 :

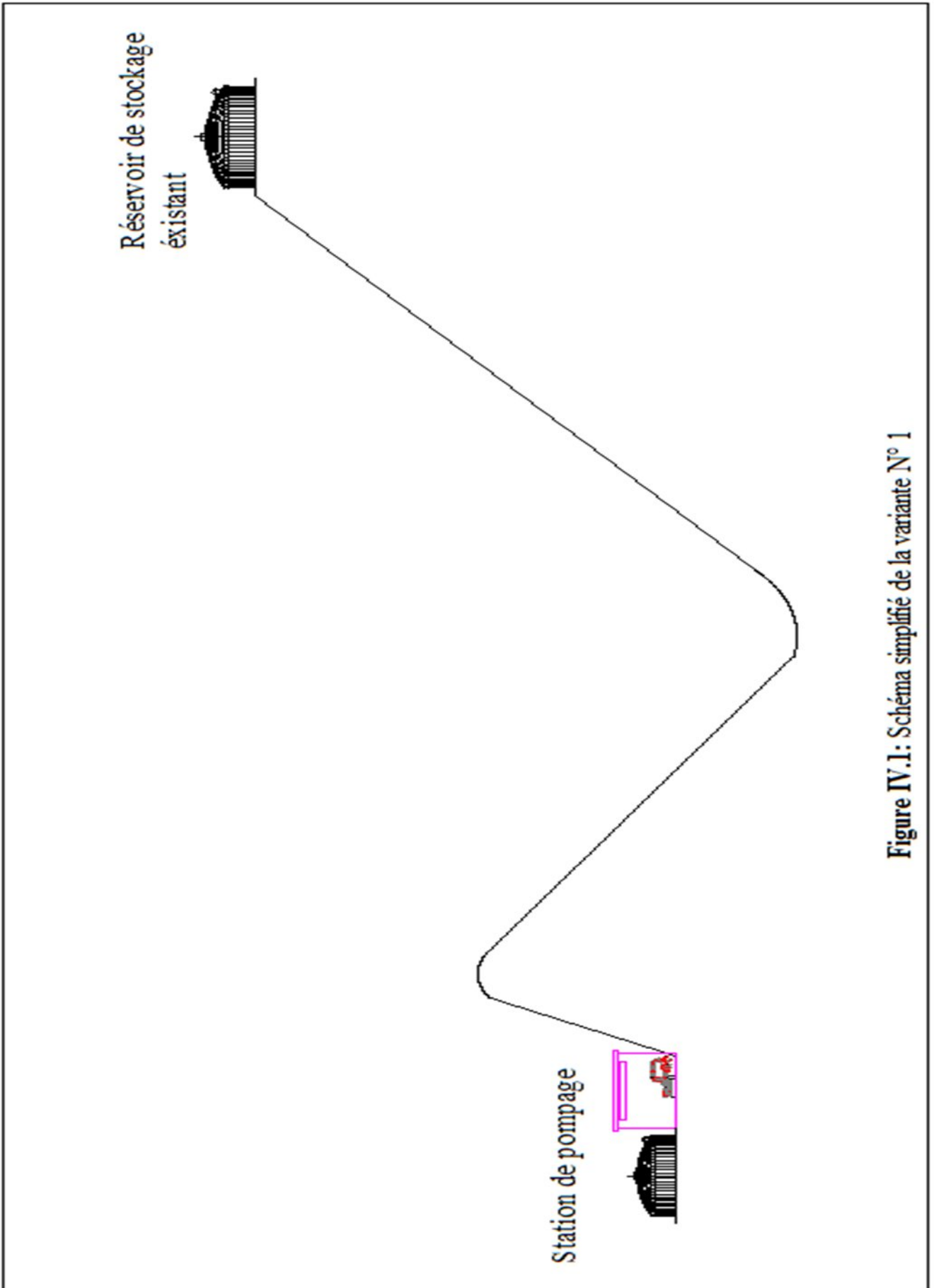


Figure IV.1: Schéma simplifié de la variante N° 1

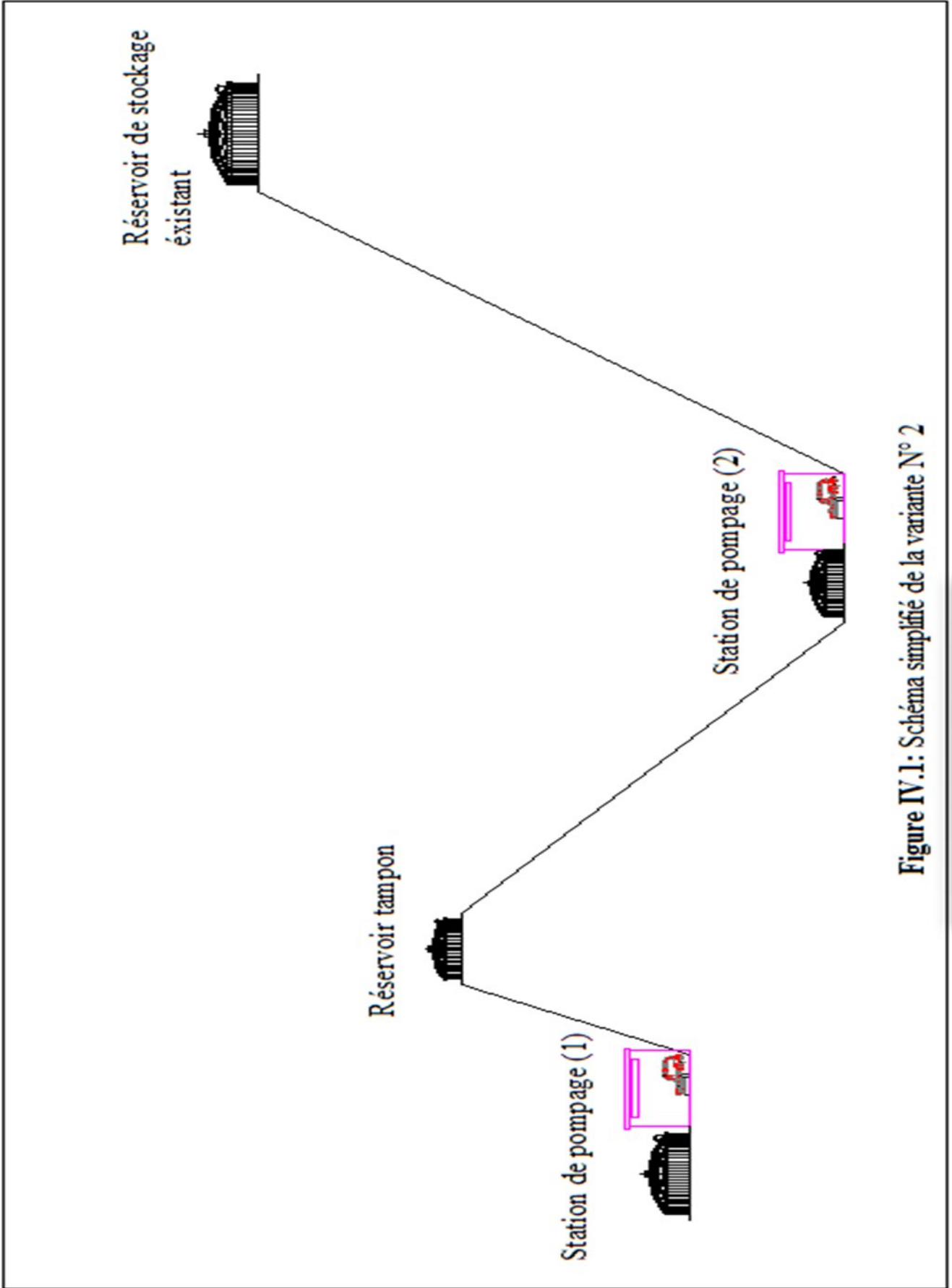


Figure IV.1: Schéma simplifié de la variante N° 2

IV.4 PARTIE REFOULEMENT : STATION DE POMPAGE – RESERVOIR ZIGHOUD YUCEF

$$Q_{\max,j} = 14168,64 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le temps de fonctionnement de la pompe 20h/24

$$Q_{\text{moy,h}} = 14168,64/20 \Rightarrow Q_{\text{moy,h}} = 708,43 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,197 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$L = 15385,00 \text{ m}$$

$$H_g = 119 \text{ m}$$

En première approximation, nous déterminons le diamètre à l'aide de la formule de J.Bonin et en prenant une gamme de diamètres normalisés supérieurs et inférieurs au diamètre calculé.

$$D_{\text{éco}} = \bar{Q} = \sqrt{0,197} \quad D_{\text{éco}} = 443,84 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.1 : Calcul des frais d'amortissement

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	12336,05	15385	19320635.16
350	13521,23	15385	21176855.78
400	14910,06	15385	23352031.60
450	16217,25	15385	25399343.43
500	18075,12	15385	28309126.42
600	20981,85	15385	32861626.60

Après avoir déterminé les frais d'amortissement pour les différents diamètres nous allons calculer les HMT correspondantes à chaque diamètre :

Tableau IV.2 : Calcul de la Hmt

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
300	2,79	0,08310	15385	1940.23	2059.23
350	2,05	0,07710	15385	832.81	951.81
400	1,57	0,07241	15385	401.16	520.16
450	1,24	0,06861	15385	210.96	329.96
500	1,00	0,06547	15385	118.86	237.86
600	0,70	0,06052	15385	44.15	163.15

Au tour maintenant des frais d'exploitation, ils sont reliés avec la puissance absorbée par la pompe

Tableau IV.3 : Calcul des frais d'exploitation

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
300	2059.23	4853.18	35428214.31	4.67	165449760.826
350	951.81	2243.21	16375424.41	4.67	76473231.978
400	520.16	1225.92	8949184.844	4.67	41792693.224
450	329.96	777.65	5676827.287	4.67	26510783.429
500	237.86	560.59	4092293.975	4.67	19111012.865
600	163.15	384.52	2806988.839	4.67	13108637.878

Enfin le calcul des bilans pour chaque diamètre représenté dans le tableau IV. :

Tableau IV.4: Calcul du bilan

Diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
300	165449760.82	19320635.16	184770395.98
350	76473231.97	21176855.78	97650087.75
400	41792693.22	23352031.60	65144724.82
450	26510783.42	25399343.43	51910126.85
500	19111012.86	28309126.42	47420139.28
600	13108637.87	32861626.60	45970264.47

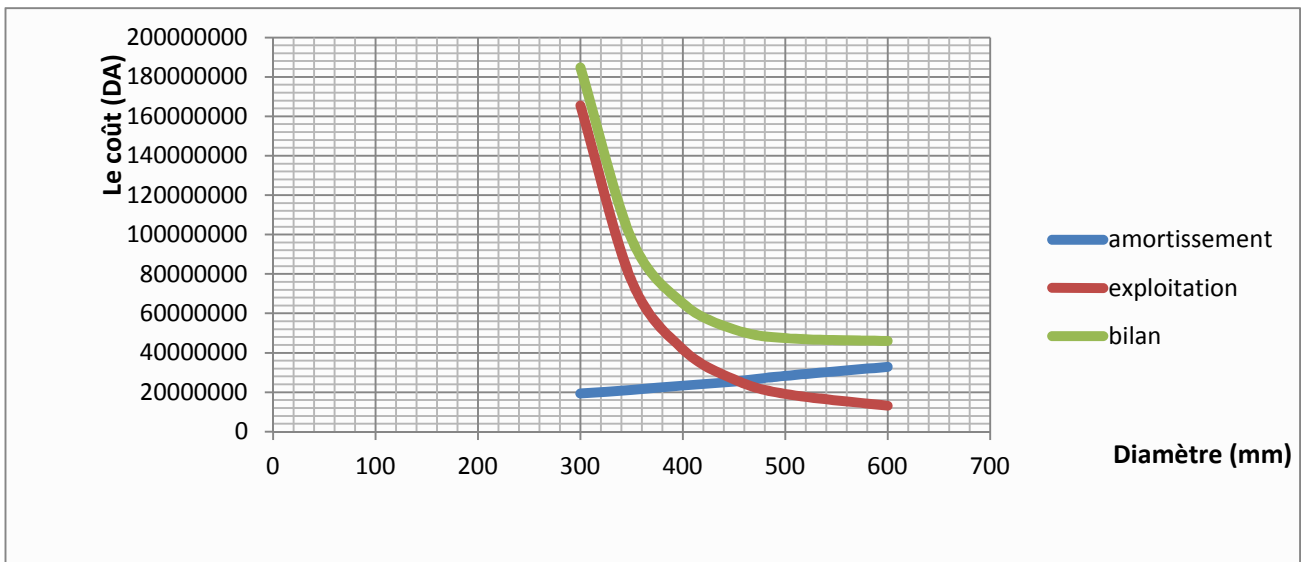


Figure IV.3: Bilan des frais d'exploitation et d'amortissement

Conclusion : d'après la combinaison des frais d'amortissement et des frais d'exploitation, le diamètre économique est de 600 mm en fonte ductile avec une vitesse d'écoulement de 0,7 m/s et une HMT de 163,15 m.

CHAPITRE V

Dimensionnement de la station de pompage

Tableau V.01 : Fiche technique de la station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité	Destination
01	<u>Station de pompage</u>			Type d'installation en charge
02	<u>Quantité d'eau à élever</u>	m ³ /h	708,43	
03	<u>Type de pompage</u> - Nombre de pompes - Débit d'une pompe -H _{mt} .Puissance absorbée - (NPSH) _r -Poids de la pompe -η _p -Vitesse de rotation	 l/s mce Kwh m kg % tr/min	 03 65,60 163,15 418 2,35 616 77,9 1450	Station de pompage d'alimentation en eau potable
04	<u>Caractéristiques du réseau</u> -Longueur d'aspiration -Diamètre d'aspiration -Longueur de refoulement -Diamètre de refoulement -Type de matériau <u>Nombre de collecteurs :</u> - D'aspiration - De refoulement	 m mm m mm Fonte Fonte Fonte	 14 250 15385 600 03 01	<u>Aspiration :</u> Assurer l'arrivée des eaux à la pompe <u>Refoulement :</u> Assurer l'arrivée de l'eau aux réservoirs de stockage.
05	<u>Le moteur électrique</u> - Nombre de tours - Rendement - Tension - Puissance absorbée - Poids du moteur	 trs/min % V KWh Kg	 1450 91 400 160 325	Accordement indirect Pompe-moteur
06	<u>Bâtiment :</u> - Type - Longueur - Hauteur - Largeur	 m m m	 21 4,4 5.4	Type surface.
07	<u>Dimensions de la bache d'eau</u> - Diamètre - Hauteur	 m m	 8 3,3	Volume d'eau : 150 m ³

INTRODUCTION

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une charge supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire où nous ne disposons pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

La station de pompage comporte principalement :

- La bêche d'aspiration.
- La salle des commandes.
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

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

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

- énergie sous forme potentielle: vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et dans les stations d'épuration),
- énergie sous forme de pression: pompes volumétriques ou à piston (faibles débits)
- énergie sous forme de vitesse: pompes axiales et centrifuges (appelées aussi turbopompes). Ces turbopompes sont actuellement les plus utilisées.

V-1. CRITERES DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

- Eviter les zones instables (sismiques ou inondables)
- Respecter les normes de distances (distance minimale entre aéroport et une station de pompage de 30km)
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès pour tous les ouvrages
 - Prévoir une plateforme avec un revêtement routier (bitume)
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage)
 - Prévoir une cote de planché de rez-de-chaussée qui dépasse celle de plateforme de 0,15m à 0,5m
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement

V-2. Choix de type de pompe:

Les hauteurs manométriques en fonction des débits sont données par des graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types de pompe en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARI**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

V-3. CHOIX DU NOMBRE DE POMPES

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

Pour notre cas le débit et la hauteur manométrique totale appelés sont :

$$Q_{app} = 708,43 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mt} = 163,15 \text{ m}$$

Tableau V.02 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q_{app} (m ³ /h)	HMT _{APP} (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/mn)	Nbre d'étage	P _{abs} (kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing_{roue} (mm)
1	708.43	163.15	---	---	---	---	---	---	---	---
2	354.22	163.15	PM 150 / 7 A	75.2	166	1450	7	427	5.28	360
3	236.14	163.15	PM 150 / 7 D	77.9	166	1450	7	418	2.35	360
4	177.12	163.15	PM 100 / 3 A	72.8	166	2900	3	443	6.84	300
5	141.69	163.15	PM 125 / 8 B	76.1	168	1450	8	432	1.9	270

A partir du tableau V.01, on déduit que la variante de (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Remarque : On opte pour un nombre de pompes de (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/7D.CAPRARI**.

V-4. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [η_p - Q], [(NPSH)_r - Q] sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI [10] et sont Représentées sur la figure (V.1) pour la station de Hamma Bouziane.

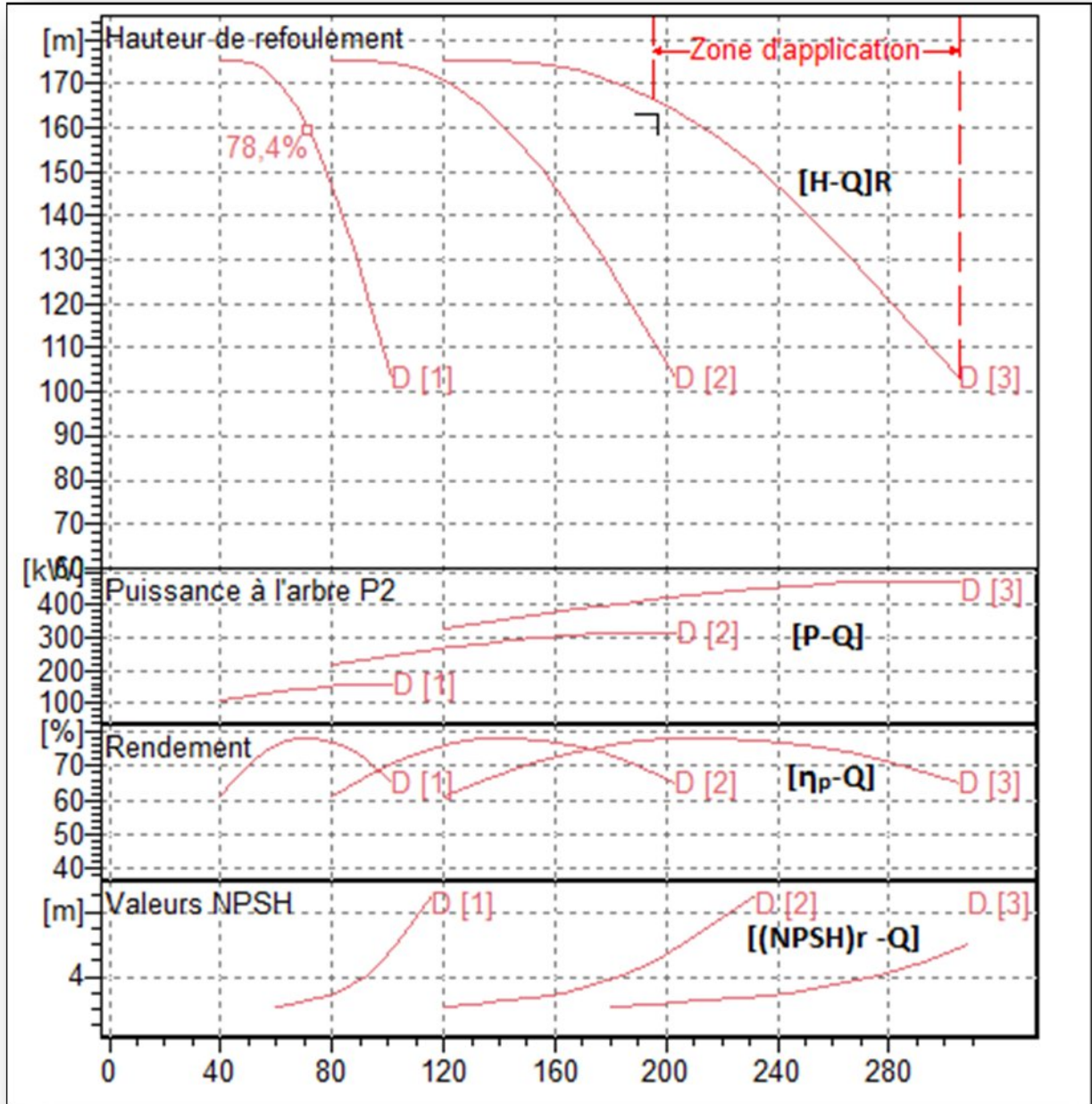


Figure V.01: Les courbes caractéristiques des pompes de type PM150/7D-CAPRARI

V-5. COUPLAGE DES POMPES

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élevation d'eau au point voulu. Le couplage des pompes se fait comme suit :

- Débit fourni par une seule pompe insuffisant \Rightarrow couplage en parallèle.
- Charge fournie par une seule pompe insuffisante \Rightarrow couplage en série.

V-5-1. Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

V-5-2. Couplage en série

Pour ce type de couplage, le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

V-6. Les différents modes de réglages du débit

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles nous devons procéder par deux types de réglage.

V-6-1. Débit disponible > Débit appelé

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.
- **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement.

V-6-1-1. Mode de réglage par vannage

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

$$\eta_{\text{vannage}} = \eta_{\text{avant}} \times \left(\frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{disponible}}} \right) \quad \text{V.1}$$

η_{vannage} : Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

η_{avant} : Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

h_v : différence entre la hauteur H et la hauteur appelée en (m).

$$h_v = H - H_{app} \tag{V.2}$$

H : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-3Q)_R$ en (m) .

V-6-1-2. Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé. Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité $Q=V \times S$.

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

$$\frac{Q}{Q_E} = \left(\frac{D}{D_E}\right)^3 \tag{V.3}$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

- **Le nouveau diamètre de la roue**

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$D = D_E \times \sqrt[3]{\frac{Q}{Q_E}} \tag{V.4}$$

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm);

Q_E : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

- **Rendement de rognage**

$$R = (1 - m) \times 100 \tag{V.5}$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \frac{D - d}{D} \tag{V.6}$$

Efficacité du rognage est dépend de rendement de rognage en fonction de la vitesse spécifique, comme montre le tableau suivant :

Tableau V.03: Variation de R en fonction de Ns.

Ns	R (%)
60 à 120	15 à 20
120 à 200	10 à 15
200 à 300	5 à 10

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

Dans notre cas le rognage est déconseillé parce que nous avons choisi une pompe composé de 07 cellules

V-6-1-3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

Elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude... etc.), où par l'introduction d'air (n'est pas recommandé).

V-6-1-4. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$= \text{---} \times \text{V. 7}$$

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

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

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

Q_{app} : débit appelé ou demandé (m^3/h).

V-6-1-5. Changement du type de la pompe

Dans le cas où c'est impossible d'appliquer tous les modes de réglage cités ci-dessus, il reste une seule solution qui est le changement de la pompe et amener une pompe adaptée a usage envisagé.

Il existe aussi :

- recyclage de l'eau : il se fait grâce un une conduite by-pass utilisé pour les pompes a grand débit.
- Introduction d'air : il est peu utilisé, et aussi déconseillé.(risque de cavitation)

V-6-2. Débit disponible < Débit appelé

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

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

- **Quantitatif** : ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.

V-7. POINTS 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 véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement

[Hc-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal [03].

V-7-1. Courbe caractéristique résultante des conduites

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

$$= + \Delta \quad \text{V. 8}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

H_T : la perte de charge totale (m) ;

V-7-2. Pertes de charge linéaires

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta = \frac{\lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\epsilon} \quad \text{V. 9}$$

Avec :

λ : coefficient de frottement ;

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

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

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

$D_{\text{éco}}$: diamètre économique de la conduite (m).

V-7-3. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

V-7-4. Pertes de charge totales

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

$$\Delta = \Delta + \Delta = \Delta + , \quad \times \Delta \Rightarrow \Delta = , \quad \times \Delta ;$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta = , \quad \times \Delta \quad \text{V.10}$$

V-7-5. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement station de pompage Hamma Bouziane - réservoir Zighoud Youcef :

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau V :

Tableau V.04 : calculs de la courbe caractéristiques de la conduite (st H.B-Z.Y)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_T (m)	H _c (m)
1	0	0	119	15385	600	0,0605	0	0	119
2	35	105	119	15385	600	0,0605	0,84	0,97	119,97
3	70	210	119	15385	600	0,0605	3,37	3,87	122,87
4	105	315	119	15385	600	0,0605	7,57	8,71	127,71
5	140	420	119	15385	600	0,0605	13,46	15,48	134,48
6	175	525	119	15385	600	0,0605	21,03	24,19	143,19
7	210	630	119	15385	600	0,0605	30,29	34,83	153,83
8	245	735	119	15385	600	0,0605	41,23	47,41	166,41
9	280	840	119	15385	600	0,0605	53,85	61,93	180,93
10	315	945	119	15385	600	0,0605	68,15	78,37	197,37
11	350	1050	119	15385	600	0,0605	84,14	96,76	215,76

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée sur la figure V.02 :

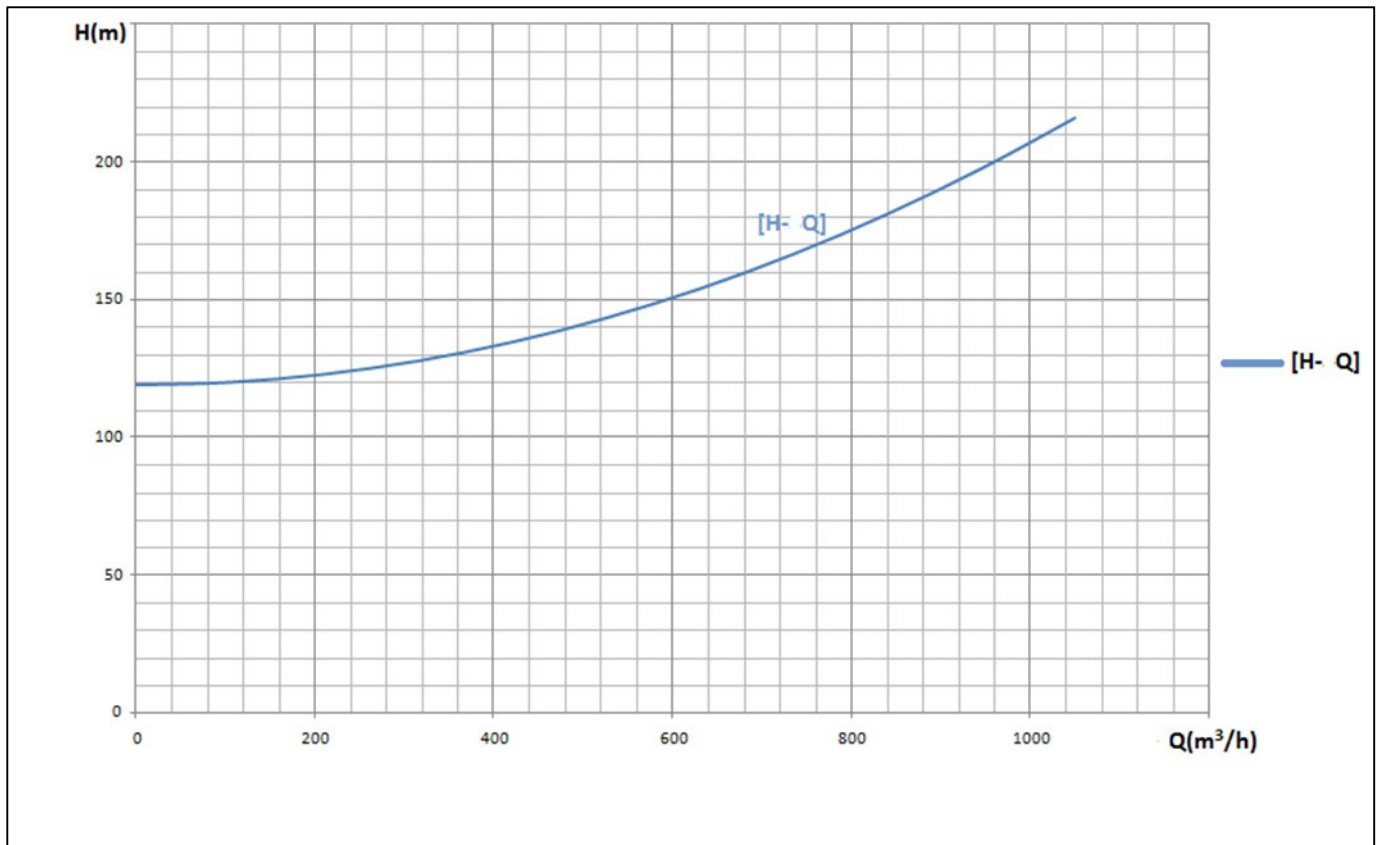


Figure V.02 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

Les courbes caractéristiques de la station de pompage et de la conduite sont représentées dans la figure V.03 :

Tableau V.05 : calcul de la courbe caractéristique de la pompe

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H (m)	□ (%)
1	0	0	206	0
2	35	105	202	21,62
3	70	210	198	42,00
4	105	315	192	60,12
5	140	420	186	75,25
6	175	525	180	86,62
7	210	630	172	94,25
8	245	735	163	97,75
9	280	840	150	97,25
10	315	945	133	93,12
11	350	1050	113	85,87

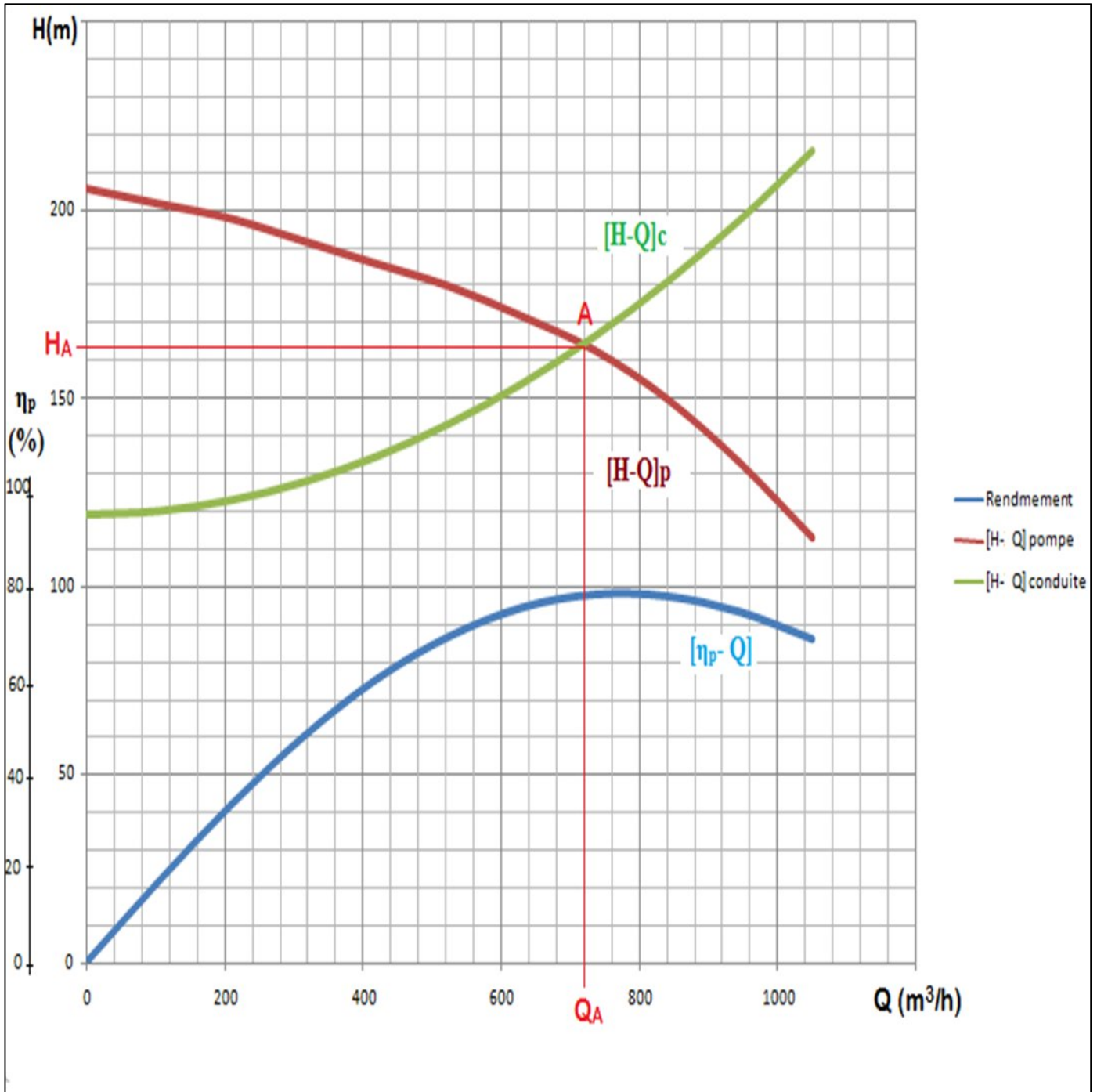


Figure V.03 : courbes caractéristiques de la station de pompage et de la conduite de refoulement et point de fonctionnement.

Avec :

$[H-3Q]_c$: courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

$[H-3Q]_p$: courbe caractéristique résultante des pompes.

$[\eta_p-3Q]$: courbe du rendement de la pompe.

D'après la figure précédente, le débit et la hauteur manométrique totale correspondants au point de fonctionnement (Pf) sont: $Q_{Pf} = 720 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{App} = 708,48 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$H_{Pf} = 165 \text{ m} > H_{App} = 163,15 \text{ m}.$$

Le débit appelé est inférieur au débit correspondant au point de fonctionnement ainsi que la hauteur manométrique totale appelée est inférieure à celle correspondante au point de fonctionnement.

En plus l'écart n'atteint pas les 10% pour les deux valeurs de débit et de Hmt donc il n'y a pas lieu de procéder à des modes de réglages.

V.8. Etude de la cavitation :

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

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente [05].

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

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

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

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

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

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

r : marge de réserve, r = (0,3 – 0,5) m.

Pour notre calculs, on prend : r = 0,3 m.

V.8.1. Calcul de la hauteur d’aspiration admissible

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

Dans notre cas, on a à faire à une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d’aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$= (\quad \vartheta \quad \frac{\quad}{\times} + \quad + \frac{\quad}{\times} + \quad \Delta \quad V.12$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d’eau (mce) ;

Tableau V.06: Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

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

$$\Delta h = (1,10 - 1,15) \times \Delta h \quad V.13$$

Δh : Perte de charge linéaire à l’aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d’aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$\Delta h = 0,001735 \times \frac{L \times Q}{D'} + \frac{l \times Q}{D'} \quad [m] \quad V.14$$

Avec :

L_{asp} : longueur du collecteur d’aspiration, L_{asp} = 14 m ;

l_{asp} : longueur de la conduite d’aspiration, l_{asp} = 2,0 m ;

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

$$Q = \frac{Q}{n} \quad \text{V. 15}$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

Q_{app} : le débit appelé en (m^3/s).

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

$$D = \frac{\sqrt{4 \times Q}}{\pi \times V} \quad \text{V. 16}$$

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration en (mm),

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times \text{DN1} \quad \text{V. 17}$$

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

V-8-2. Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla = \nabla - h + s \quad \text{V. 18}$$

∇ : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

s : marge de sécurité, $s = (0,3 - 0,5)$ m.

∇ : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla = C - h + h \quad \text{V. 19}$$

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

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

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

V-8-3. Application pour notre station de pompage

La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 2,35$ m.

La pression atmosphérique : $P_{\text{atm}} = 10,33 - (0,00139 \times 288,89) \Rightarrow P_{\text{at}} = 9,93$ mce.

La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C $\Rightarrow T_v = 0,24$ mce.

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : DN1 = 200mm.

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,3 \times 200 \Rightarrow D_a = 250$ mm.

$$V_a = \frac{\times}{\times} \Rightarrow V_a = 1,34 \text{ m/s.}$$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$= \frac{4 \times 708,43}{3,14 \times 3600 \times 1,5} = 0,408 \Rightarrow = 400$$

Pour $D_a = 400$ mm, la vitesse sera $V_a = 1,56$ m/s (cette vitesse est admissible).

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h = 0,001735 \times \frac{14 \times \dots}{0,400} + \frac{2 \times \dots}{0,25} \Rightarrow \Delta h = 0,544 \text{ m.}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,10 \times 0,544 = 0,6 \text{ m.}$$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$= 2,35 + 0,3 - 9,93 + 0,24 + \frac{1,34^2}{2 \times 9,81} + 0,6 \Rightarrow = \dots ;$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla = 291,73 - 3 + 0,2 = 288,93 \text{ m} \Rightarrow \nabla = 288,93 \text{ m. NGA} ;$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla = 288,93 + 1,7 + 0,3 = 290,93 \Rightarrow \nabla = 290,93 \text{ m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 281,05 m.NGA pour éviter la cavitation.

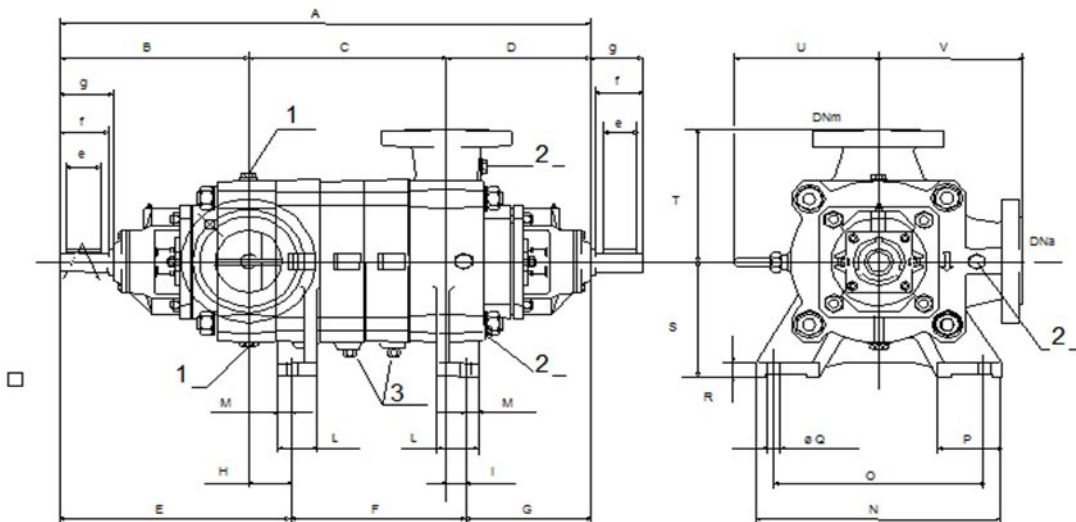


Figure V.04 : Encombrement de la pompe PM150/7D

Tableau V.07 : Dimensions des organes de la pompe

A	1815	d	10	f	130	L	125	R	40
a	55	D	351	F	895	M	45	S	315
B	479	DNa	200	g	145	N	680	T	370
b	59	DNm	150	G	301	O	590	U	358
c	16	e	120	H	140	P	170	V	370
C	985	E	619	I	50	Q	24		

Ces dimensions sont en mm

V-9. CHOIX DU MOTEUR ELECTRIQUE

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V-9-1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

V-9-2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \quad \text{V.20}$$

Où:

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

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

V-9-3. Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \times Q \times HMT \times K}{\eta \times \eta \times \eta} \quad \text{V.21}$$

Où :

ρ : poids volumique de l'eau, $\rho = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 76,3\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92 - 95) \%$,

On prend : $\eta_m = 93\%$.

K : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.08: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

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

Application

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue **CAPRARI** et elles sont comme suit :

- Fréquence 50 HZ ;
- Tension nominale 400 V ;
- Vitesse nominale 1450 tr/min ;
- Nombre de pôles 4 ;
- Puissance nominale P2 = 160Kw ;
- Type de moteur 3~ ;
- Courant nominal -A ;
- Classe d'isolation F ;
- Degré de protection IP 55.

L'électropompe choisie est représenté dans la figure V. :

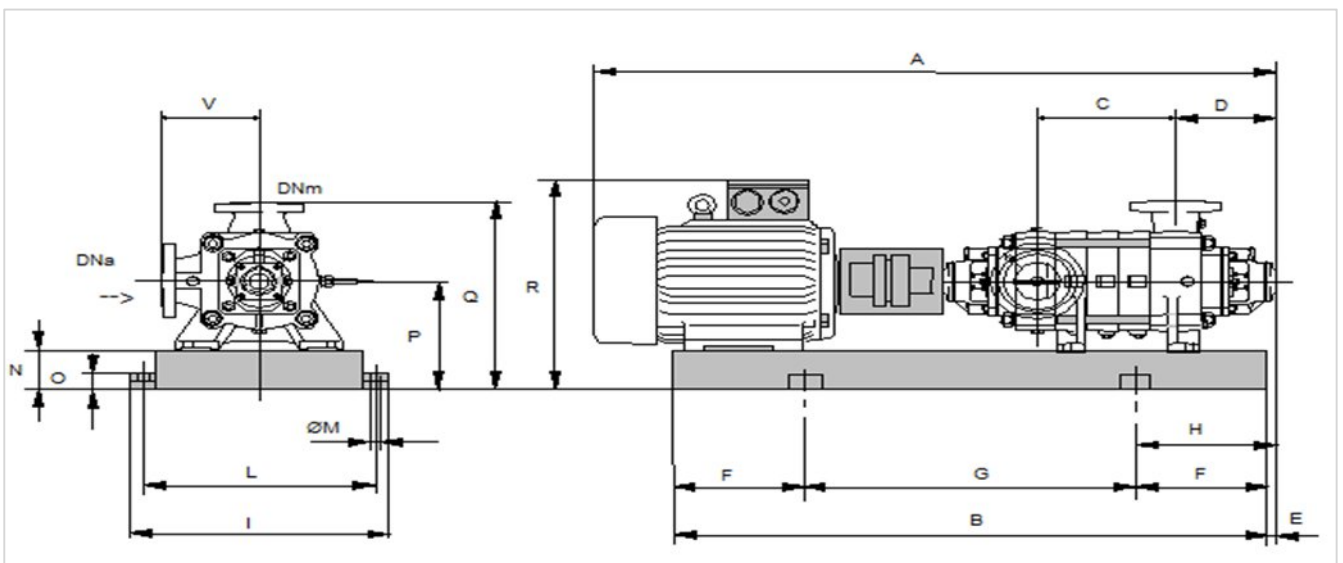


Figure V.05 : électropompe sur socle

Tableau V.09 : dimensions des différents organes de l'électropompe

A	B	C	D	DNa	DNm	E	F	G	H	I	L	M	N	O	V
3010	2541	985	351	200	150	241	400	1741	641	870	820	20	160	42	370

N.B : Ces dimensions sont en mm

IV.10. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE :

IV.10.1. Équipements en amont de la pompe

- 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.

- joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'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.

- Joint de démontage :

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

- 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'évite toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- 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.

IV.10.2. Equipements en aval de la pompe :

➤ divergent : À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

➤ clapet anti retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ Joint de démontage :

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

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ 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.

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placée 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.

Mais dans notre cas le by-pass se trouve toute en amont des groupes de pompes.

- Soupape de décharge :

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

- Les ventouses :

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite que se forme dans les points hauts.

V-11. DIMENSIONNEMENT DU BATIMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Les étapes du dimensionnement de la station de pompage sont :

V-11-1. Bâtiment de la station de pompage

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Choix du type du bâtiment.

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi-enterré
Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontal	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration	<0 (en charge)	<0 >0	<0 >0	>0
ΔH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1 à 2	1 à 3	/	importante

D'après les données nous avons choisit un bâtiment type surface (semi-enterré) car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,197 m³/s.
- Les pompes choisies sont des pompes centrifuges à axe horizontal.

Modalité de construction du bâtiment :

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques) [05].

Il est recommandé de prendre :

- la hauteur de station de pompage normalisée ($H_b = 3,5 \text{ m} ; 4,2 \text{ m} ; 4,8 \text{ m} ; 5,4 \text{ m} ; 6 \text{ m} \dots$)
- La longueur du bâtiment $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- La distance entre les poteaux (**3, 6, 9, 12..**).
- Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement du personnel 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 **$l > 2\text{m}$** .
 - Dimensions des portes **$3 \times 3 ; 3,6 \times 3,6 ; 4 \times 3 ; 4,2 \times 4 ; 4,8 \times 5,4 \text{ m}^2$** .
 - La surface des fenêtres est prise entre **10 et 15 %** de la surface de la salle des machines.

V-11-2. Calcul génie civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

V-11-2-1. Epaisseur des murs du bâtiment

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de **30 cm**.

V-11-2-2. La hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée en (m) par la formule suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad \text{V.22}$$

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

$$h_{\text{reserve}} = 0,3 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5) \text{ m en prend } h_{\text{socle}} = 0,3\text{m}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 600 mm = 0,60m

$$h_5 = 0,60 + 0,3 + 0,3 = 1,20 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $\Rightarrow h_6 = 1,8 \text{ m}$

h_7 : Hauteur du chariot. $\Rightarrow h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées $\Rightarrow h_8 = 0,6 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité $\Rightarrow h_9 = 0,5 \text{ m}$

Donc :

$$H_b = 1,20 + 1,8 + 0,3 + 0,6 + 0,5 = 4,4 \text{ m} \Rightarrow H_b = 4,4 \text{ m} ;$$

V-11-2-3. La longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment en (m) est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n \times L_p + l_{int} + l_{p.f} + l_r + l_b \quad \text{V.23}$$

Avec :

n_p : n: nombre de pompes = 3 (tenant compte de la pompe de secours) ;

L_p : longueur pompe et celle du moteur ;

$L_p = 3,01 \text{ m}$;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $l_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$; on prend : $l_{int} = 1,2 \text{ m}$

$l_{p.f}$: Longueur de la plate forme $L_{p.f} = 3 \text{ m}$;

L_p : Longueur du bureau du personnel; $L_p = 4 \text{ m}$;

l_r : longueur de l'armoire électrique $l_r = (2-3) \text{ m}$, on prend $l_r = 3 \text{ m}$;

$$L_b = 3 \times (3,01) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 20,23 \text{ m}$$

$$L_b = 21 \text{ m}$$

V-11-2-4. La largeur du bâtiment

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \quad \text{V.24}$$

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

l_1 : distance entre le mur et le premier organe 30 cm .

l_2 : distance entre les tubulures 20 cm .

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_j.$$

l_p : longueur de pompe = $1,815 \text{ m}$

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 \times D_r = 2 \times 600 \Rightarrow l_{tr} = 1,2 \text{ m}$

l_{tasp} : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tasp} = 2 \times D_a = 2 \times 250 = 0,50 \text{ m}$

l_c : longueur du convergent = $0,48 \text{ m}$.

l_j : longueur des joints.

Donc :

$$l_b = 2 \times 0,3 + 0,3 + 0,2 + 1,815 + 1,2 + 0,50 + 0,48 = 5,095 \text{ m} \Rightarrow l_b = 5,4 \text{ m} ;$$

V-11-2-5. Dimensions des portes

- porte principale : $4,2 \times 3,2 \text{ m}^2$;
- porte secondaire : $2,2 \times 1,2 \text{ m}^2$;

V-11-2-6. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 14%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,14 \times 21 \times 6 \Rightarrow S (\text{fenêtre}) = 17,64 \text{ m}^2;$$

Le nombre de fenêtres :

$$N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (2,2 \times 1,4) = 5,73 \Rightarrow 06 \text{ Fenêtres.}$$

V-11-2-7. Dimensionnement des marches d'escalier

- hauteur : 17 cm.
- largeur : 30 cm.
- pente : 1/1,75.

Tableau V.11: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
21	5,4	4	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

CONCLUSION :

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, nous avons adapté pour la station de pompage projetée de Hama Bouziane, des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type **CAPRARI** ont les caractéristiques suivantes :

- 03 pompes + 1 pompe de secours ;
- Type de pompe : PM150/7D.CAPRARI.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Les pompes doivent être installées à une côte de 290,93 m.NGA.

CHAPITRE VI

Exploitation de la station de pompage

INTRODUCTION

L'exploitation des ouvrages de production d'eau doit anticiper sur l'évolution de la demande pour être en mesure de prendre rapidement que possible les décisions de gestion adéquats afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de pompage.

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

VI-1. CONTROLE DES OUVRAGES DE STOCKAGE

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation où d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

VI-1-1. Aspects liés à l'exploitation des ouvrages

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courantes de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle. Les réservoirs doivent être conçus pour permettre les interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage nous citons :

VI-1-1-1. Contrôle hebdomadaire

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.
- Turbidité de l'eau.

VI-1-1-2. Contrôle semestriel

- État de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

VI-1-1-3. Nettoyage

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VI-2. RECOMMANDATIONS PARTICULIERES ET INCOMPATIBILITES

VI-2-1. Généralités

Les problèmes d'adduction d'eau sont si diversifiés, tant sur le plan des caractéristiques hydrauliques à satisfaire que sur celui des contingences locales d'installation, qu'ils font nécessairement appel à toutes les techniques de conception des pompes.

Il en découle que ces conceptions sont telles qu'elles ne peuvent d'une manière générale admettre des eaux contenant des matières abrasives en suspension, sous peine, dans le cas contraire, de provoquer dans un temps plus ou moins court une usure des organes de la pompe ce qui a pour conséquence d'entraîner :

- une chute des caractéristiques,
- une augmentation de la consommation d'énergie,
- une fréquence accrue et anormale des réparations.

Il faut donc, dans toute la mesure du possible, éviter ces risques par la recherche et la mise en œuvre de solutions appropriées, telles que :

a) Il ne faut pas confondre le NPSH disponible d'une installation en service, avec l'indication relevée sur le mano-vacuomètre monté à l'aspiration de la pompe.

b) Une attention toute particulière est apportée au tracé de la tuyauterie d'aspiration. D'une manière générale, afin de permettre une alimentation correcte de la pompe, il convient d'éviter dans la mesure du possible les coudes, les divergences et discontinuités de la section transversale à proximité de l'orifice d'aspiration de la pompe.

c) Il convient également de veiller à ce que le point de départ de la tuyauterie d'aspiration (clapet de pied, crépine, tulipe, etc...) soit convenablement immergé et conçu afin d'éviter tout risque de formation d'un phénomène de vortex.

d) On évite la formation de poche de gaz dans la tuyauterie d'aspiration par la suppression de tous points hauts intermédiaires dans le tracé de la tuyauterie. En cas d'impossibilité majeure de réaliser un tel tracé, il faut prévoir un dispositif permettant le dégazage tel que, par exemple, purgeur, éjecteur, pompe à vide, etc...

e) Afin d'éviter le risque d'entrée d'air, il faut être vigilant sur la qualité de l'étanchéité des raccords de la tuyauterie et de la robinetterie.

f) Quand l'installation comporte plusieurs pompes, il est recommandé de réaliser pour chacune d'elle, une aspiration individuelle, ce qui est indispensable quand les pompes fonctionnent en « aspiration ».

VI-2-2. Équipements particuliers

Dans certains cas, il est nécessaire de mettre en place en complément des pompes et accessoires hydrauliques, des matériels spécifiques qui ont toujours pour objectif une amélioration de la qualité et de la fiabilité de l'installation concernée, à savoir :

- variateur de vitesse électronique,
- groupe électrogène,
- débitmètre (avec les longueurs droites à respecter),
- moyen de mesure complémentaire,
- pompe de secours.

VI-2-3. Télétransmission

La télétransmission comprend : la télésurveillance, la télégestion et la supervision qui représentent des niveaux différents de contrôle, de gestion et d'automatisme à distance des ouvrages constituant les réseaux d'eau potable et d'assainissement. Les fonctions qu'ils proposent sont complémentaires.

La télétransmission permet le paramétrage à distance, la gestion des alarmes et l'acquisition de données (mesures de débit, de pression,...).

VI-2-4. Maintenance

Pour la maintenance, il est nécessaire de prévoir :

- l'espace utile pour toute opération d'entretien,
- une prise d'eau claire (hygiène),
- une ou des prise(s) de pression pour réception et installation (permanent/transitoires),
- une prise de courant pour baladeuse ou outillage électrique,
- un moyen de levage ou sa possibilité d'installation,
- une vidange de la conduite de refoulement,
- la détection de présence anormale d'eau dans le local pompage.

Nota: tous dispositifs en amont d'une pompe doit faire l'objet d'une surveillance particulière.

VI-3. CONSIDERATIONS PARTICULIERES

VI-3-1. Vibration des pompes

Beaucoup de pompes d'AEP vibrent. Ces vibrations sont causées par un déséquilibre des parties mécaniques en rotation et par des pulsations du débit générées par les aubes de la roue mobile et par les forces hydrodynamiques radiales produites par la masse du fluide en rotation dans les roues. Quelques roues vibrent beaucoup moins car elles ne produisent pas de pulsation à la pression. La vibration générée par le déséquilibre résiduel des pompes ayant un corps en forme de volute est négligeable par rapport aux autres facteurs de vibrations. Si le fabricant améliore les procédures d'équilibrage, cela n'a pas d'incidence notable sur le taux de vibrations de la pompe.

VI-3-2. Bruit de pompe

Différents facteurs ont une influence sur le niveau de bruit de la station de pompage :

- les vibrations de la pompe,
- les vibrations de la canalisation transmises par les pulsations de pression ou d'autres vibrations,
- le débit dans la tuyauterie. Les coudes, vannes, tés causent des turbulences génératrices de bruit,
- les caractéristiques acoustiques de la station,
- le flux d'arrivée dans la station,
- la cavitation de la pompe.

Le niveau de bruit d'une station se compose de tous les éléments ci-dessus, et des informations sur le seul niveau de bruit de la pompe ne sont pas très utiles et difficiles à mesurer sur site. Le bruit émis par la tuyauterie est souvent le plus important, à cause de la grande surface d'émission de vibrations.

Une mesure correcte du niveau de bruit de la pompe suppose qu'elle soit faite dans un local insonorisé, avec les tuyauteries de refoulement à l'extérieur. Il n'y a pas de standard de mesure de bruit disponible concernant les pompes des eaux claires. Un protocole de mesure du niveau de bruit des pompes est difficile à mettre en œuvre, du fait de toutes les difficultés pratiques que cela entraîne.

Le bruit dans les stations de pompage n'est pas un problème fréquent. Une station construite pour un immeuble d'habitation ou de bureaux peut parfois provoquer des nuisances sonores. Dans les situations extrêmes, il est toujours possible d'isoler les tuyauteries, les moteurs des installations et la pompe pour minimiser le bruit.

VI-3-3. Collaboration avec le constructeur de pompes

Il est beaucoup plus compliqué de concevoir et de mettre en œuvre une installation avec des variateurs de fréquence que lorsqu'il n'y en a pas. Une étroite collaboration entre le fabricant et le client est par conséquent souhaitable, ne serait-ce que pour planifier les étapes du travail. Le point de fonctionnement garanti et le standard de tests utilisés seront négociés chaque fois que c'est possible.

VI-4. TEST DES POMPES

Les caractéristiques des pompes sont déterminées ou confirmées par des tests. Ceux-ci peuvent être effectués pour de nombreuses et différentes raisons et en divers endroits. Dans le but d'obtenir des résultats sans ambiguïté, des standards de tests ont été développés et agréés. Les standards requièrent un matériel contrôlé et calibré et ne sont donc généralement pas applicables directement sur site.

Un fabricant de pompe teste sa production à la fois pour des raisons de conformité et des raisons de qualité. Des tests peuvent être requis pour confirmer que les performances de la pompe correspondent bien à celles annoncées ou pour résoudre un conflit.

Des tests réalisés sur place ne donnent pas une idée exacte des performances de la pompe, car la précision avec laquelle ils sont effectués ne correspond pas à celle imposée par les standards.

Ces tests donnent malgré tout de précieuses informations sur les pompes et la station de pompage et peuvent être utilisés pour la conduite de la station, à condition qu'ils soient réactualisés périodiquement.

Les standards de tests ont adopté et agréé par convention l'usage d'un manomètre pour l'évaluation des performances de la pompe. La présentation ci-dessous propose des méthodes pour leur interprétation. Dans un but de clarté, elles ont été résumées et seuls les textes officiels seront utilisés comme référence.

VI-4-1. Conditions de tests

Il y a plusieurs conditions de tests, sont :

VI-4-1-1. Tests à la production

Un contrôle efficace pendant les tests des pompes nécessite un banc de test construit et calibré selon les normes requises par les standards. Le banc de test doit aussi permettre le raccordement aisé et rapide des pompes à tester, de façon à ne pas ralentir la chaîne de fabrication.

Principe d'un banc de test de production de pompes submersibles dans lequel l'eau est en recirculation. Toute l'installation a été conçue pour fournir des conditions de fonctionnement idéales et connues au manomètre et au débitmètre permettant des lectures sans ambiguïté. Les données obtenues sont entrées dans un ordinateur pour accélérer leur traitement et la production. Le banc comporte les instruments nécessaires à la mesure du débit et de la pression. Il peut aussi être équipé d'instruments d'enregistrement ainsi que d'un ordinateur qui contrôlera le processus de test et fournira une présentation des données mesurées. Un appareil mesurant à la fois la pression statique et dynamique est utilisé.

Selon le standard, le point de mesure de pression se situera à $2 \times D_2$ de la bride de refoulement de la pompe. Cette partie étant constituée d'une longueur droite de tuyauterie.

VI-4-1-2. Champ d'application des tests, point de fonctionnement

Il est intéressant de tester les pompes directement sur l'installation lorsqu'il n'est pas requis une précision importante ou lorsque les informations serviront à la conduite de celle-ci.

On peut estimer le débit à l'aide de la méthode volumétrique, où la différence de niveau, dans une station dont les dimensions sont connues, est mesurée pendant un temps donné. Si le débit entrant ne peut pas être neutralisé pendant la durée de la mesure, il faudra le déterminer lorsque la pompe est à l'arrêt. On pourra ensuite facilement calculer le débit de la pompe.

VI-5. NOTE DE CALCUL AVEC VARIATION ELECTRONIQUE DE VITESSE (VEV)

Les trois facteurs principaux d'une courbe de pompe sont le débit, la pression ou hauteur manométrique totale et la puissance absorbée. En variation de vitesse ils suivent les règles d'évolutions suivantes :

- Le débit Q est proportionnel à la vitesse de rotation de la pompe.
- La hauteur manométrique totale H est proportionnelle au carré de la vitesse de rotation.
- La puissance absorbée P d'une pompe est la puissance mécanique absorbée.

VI-6. AVANTAGES DE LA VARIATION DE VITESSE

On peut citer de ces avantages :

1) Des équipements préservés

Le variateur électronique de vitesse demande peu d'entretien. Son intégration permet de diminuer les sollicitations dynamiques (desserrage de la boulonnerie, augmentation des jeux, érosion, usure des

joints, dérive des capteurs...) lors des phases de démarrage et d'arrêt commandés sous réserve d'un temps d'action suffisamment long. Par contre la variation de vitesse ne dispense pas d'une protection anti-bélier lors d'une disjonction électrique et d'une surveillance accrue de la partie électrique.

2) Une fiabilité accrue

La réduction des contraintes mécaniques (marche/arrêt) augmente la fiabilité des installations et assure une durée de vie prolongée des pompes et accessoires (garniture mécanique, roulements, manomètre, capteur de pression, débitmètre...).Le système de pompage ne tourne plus en permanence à sa vitesse maximale.

3) Une réduction du bruit

Lorsqu'on diminue la vitesse de rotation d'une pompe, son niveau sonore diminue. Pour une pompe équipée d'une VEV (variation électrique de vitesse), on estime à seulement 20 % le temps de fonctionnement à sa vitesse maximale.

4) Un gain de place

Dans le cadre d'une installation de surpression, la technologie du variateur embarqué directement sur le moteur permet de diminuer la taille du réservoir de régulation.

VI-7. PRECAUTIONS D'INSTALLATION

La VEV, facteur important d'économies, nécessite quelques précautions d'installation pour se prémunir de risques annexes :

Tableau VI.01: Les risques, les causes et les solutions de la VEV.

Risque	Cause	Solution
Perturbations électromagnétiques et électriques indésirables sur le réseau	Le découpage de la fréquence par le convertisseur de fréquence	Apporter des filtres proprement dimensionnés pour assurer une meilleure compatibilité électromagnétique (mise en œuvre compliquée en régime de neutre IT) Prévoir des câbles électriques blindés
En pompage d'eaux usées, canalisations mal nettoyées	Non-respect des vitesses d'auto-curage	Ne pas descendre en-dessous du débit minimum correspondant à la vitesse d'auto-curage. A défaut, programmer des phases de marche forcée à pleine vitesse au moins trois fois par jour (toutes les 8 heures)
A partir d'une certaine puissance, roulements endommagés sur les moteurs électriques d'entraînement	Un courant parasite peut-être induit dans les roulements moteurs et provoquer leur échauffement et la perte de lubrifiant	S'assurer que les roulements du moteur électrique sont isolés
Pour les moteurs ventilés ; une vitesse minimum de rotation est à respecter pour évacuer les calories	Echauffement du moteur par mauvaise ventilation	2 solutions : respecter la fréquence minimum indiquée par le constructeur ou recourir à un autre mode de refroidissement

Sur une installation existante, il faut vérifier la compatibilité des moteurs à une utilisation en VEV.

CONCLUSION

Pour assurer une bonne gestion et exploitation de la station de pompage, il faut que cette dernière soit bien conçue, en respectant les diverses normes et les conditions de fonctionnement et d'équiper de la station des différents organes et accessoires, en adaptant le temps de fonctionnement des pompes, qui faciliteront sa gestion et son entretien.

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

Introduction

Un des critères prépondérants lors de l'attribution d'un projet immobilier à une entreprise d'hydraulique est la durée du chantier qui va de paire avec le respect des délais.

L'organisation de chantier a pour but à réaliser des projets dans des courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier dans les meilleures conditions possibles pour la réalisation et l'exécution des travaux de projet d'AEP,

Les différents travaux à réaliser pour un projet de réseau d'adduction de l'eau potable sont :

- La projection d'une conduite d'adduction ;
- La constriction d'une station de pompage.

VIII-1- Différents travaux à entreprendre

VIII-1-1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses, les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

e) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

g) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement.

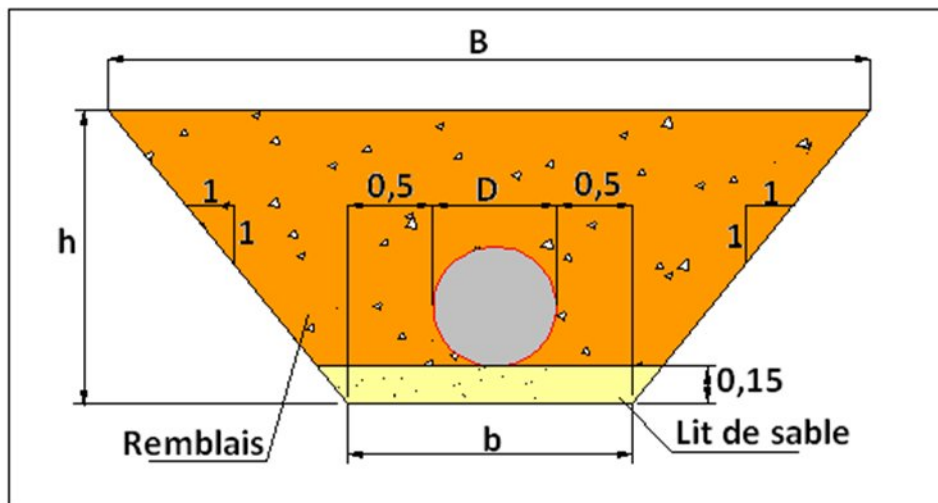


Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

VIII-1-2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :

$$l \times L \times h ; \quad \text{VII.1}$$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$;

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis - poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VIII-2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII-2-1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais (m^3) est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_{\text{exc}} = b \times h ; \quad \text{VII.2}$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe (m^2);

b : largeur de la tranchée (m);

h : profondeur de la tranchée (m);

Donc le volume excavé en (m^3) sera : $V_{\text{exc}} = S \times L_{\text{exc}} ; \quad \text{VII.3}$

L : distance entre deux coupes consécutives en (m).

a) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

$$H_{tr} = D + h + h_1 ; \quad \text{VII.4}$$

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

b) Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + (0,5 \times 2) ; \quad \text{VII.5}$$

D : diamètre de la conduite (m).

VIII-3. Déblais d'excavation de la conduite d'adduction

Tableau VII.01: Calcul du volume des déblais.

Point	h (m)	b (m)	S (m ²)	S _{mov} (m ²)	L (m)	V (m ³)
1	1,20	1,6	2,394	2,123	442,02	938,52
2	1,95	1,6	1,853			
3	2,2	1,6	2,242	2,047	242,66	496,79
4	1,50	1,6	1,378	1,810	151,15	273,54
				TOTAL		1708,85

VIII-4. Volume du lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L ; \quad \text{VII.6}$$

e : épaisseur du lit de sable, $e = 0,15$ m ;

L : longueur de la tranchée (m).

b : largeur de tranché en (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau VII.02: Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V _s (m ³)
S.P H.B-Res Z.Y	1,6	0,15	15385	3692,4

VIII-5. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S = \frac{\pi}{4} D^2 ; \quad \text{VII.7}$$

S_C : section de la conduite (m^2) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_C \times L ; \quad \text{VII.8}$$

V_C : volume de la conduite (m^3) ;

Tableau VII.03: Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D (mm)	S_C (m^2)	L (m)	V_C (m^3)
S.P H.B-Res Z.Y	600	0,283	15385	4354

VIII-6. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_S - V_C ; \quad \text{VII.9}$$

V_r : volume du remblai compacté en (m^3) ;

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé) en (m^3) ;

V_C : volume occupé par la conduite de refoulement en (m^3).

V_S : volume du lit de sable en (m^3).

Tableau VII.04: Calcul des volumes de remblais de l'adduction.

Tronçon	$V_{Déblais}$ (m^3)	V_S (m^3)	V_C (m^3)	$V_{Remblais}$ (m^3)
S.P H.B-Res Z.Y	13608,52	3692,4	4354	11559,18

Tableau VII.05: Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblais	m ³	21342,81
02	Remblais	m ³	18552,01
03	Lit de sable	m ³	3692,4
04	Conduite	m ³	4354

VII-7. Calcul du volume des travaux de la station de pompage**Tableau VII.06:** récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					Secondaire	Principale
21	6	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

Poteaux : bxb =40x40.

Poutres : bxb = 40x40.

1. Volumes**a. Décapage**

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times (21+1) \times (6+1) = 23,1 \text{ m}^3$$

$$V_d = 23,1 \text{ m}^3$$

b. Excavation (Fouilles)

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 14 fouilles ; } V_{exa} = 3,375 \times 14 = 47,25 \text{ m}^3$$

$$V_{exa} = 47,25 \text{ m}^3$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour les 14 fouilles } V_{bp} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3.$$

$$V_{bp} = 3,15 \text{ m}^3$$

d. Béton armé

- **Semelles**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 14 \times 0,9 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$V_s = 12,6 \text{ m}^3$$

- **Demi – poteaux**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

On a 14 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 14 \times 0,16 \Rightarrow V_{dp} = 2,24 \text{ m}^3$$

$$V_{dp} = 2,24 \text{ m}^3$$

- **Poutre inférieure**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 21 \times 2) + (0,4 \times 0,4 \times 4 \times 7) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 14) = 10,304 \text{ m}^3$$

$$V_{pinf} = 10,304 \text{ m}^3$$

- **Chape inférieure**

La chape inférieure a une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = 0,07 \times 21 \times 4 = 5,88 \text{ m}^3$$

$$V_{cinf} = 5,88 \text{ m}^3$$

- **Poteaux**

$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3$; donc pour 14 poteaux est :

$$V_p = 14 \times 0,88 = 12,32 \text{ m}^3$$

$$V_p = 12,32 \text{ m}^3$$

- **Poutres supérieures**

$$V_{ps} = 10,304 \text{ m}^3.$$

- **Chape supérieure**

$$V_{cs} = 5,88 \text{ m}^3.$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille**

$V_0 = 3,375\text{m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225\text{m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16\text{m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9\text{m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09\text{m}^3$$

Donc pour 14 semelles $V = 2,09 \times 14 = 29,26\text{m}^3$

$$V = 29,26\text{m}^3$$

- **Remblai compacte de la dalle inférieure**

$$V_{rc} = 0,9 \times 21 \times 4 = 75,6\text{m}^3.$$

$$V_{rc} = 75,6\text{m}^3$$

- **Remblai compacte total**

$$V_t = 29,26 + 75,60 = 104,86\text{m}^3.$$

$$V_t = 104,86\text{m}^3.$$

f. Maçonnerie

- **Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques ;

Briques (30x20x10) $S_i = 0,06\text{m}^2$

Surface du mur $S = 2 \times 5,5 \times (21 + 6) = 297\text{m}^2$

$N_b = 297 / 0,06 = 4950$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b + 100 = 100 + 4950 = 5050 \text{ briques}$$

▪ **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure**

$$S=0,9 \times 2 \times (21+6)=48,6 \text{ m}^2$$

$$\text{Nb}=48,6/0,06=810 \text{ briques.}$$

$$\text{Nb.tot}=5050+810=5860 \text{ briques}$$

Tableau VII.07: les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux ou matériel	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	23,1
2	Excavation	m ³	47,25
3	Remblai compacté	m ³	104,86
4	Béton de propreté	m ³	3,15
5	Béton armé	m ³	53,66
6	Béton armé de la chape sup	m ³	4,88
7	Maçonneries	Unité	5860

VIII-8. Engins utilisés

Les travaux de terrassements et de construction d'ouvrages d'art nécessitent un important déploiement de matériel. Plus de 500 machines sont utilisées simultanément lors des périodes majeures d'activité du chantier.

VIII-8-1. La niveleuse

La première opération pour la construction du bâtiment de la station de pompage c'est le découpage de terre végétale sur des faibles profondeurs.

Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice.

Les niveleuses qui entretiennent les pistes du chantier en nivelant le sol avec leur lame. Elles participent également aux réglages des différentes couches des plates-formes routières ou ferroviaires et peuvent être équipées de système GPS ou de système 3D afin d'obtenir une précision des couches de l'ordre du centimètre.

VIII-8-2. La pelle et le chargeur ou la chargeuse

Les engins de chargement de matériaux :

Les pelles, dont le poids peut atteindre 100 tonnes, sont équipées d'un godet d'une capacité maximale de 6 m³, et les chargeuses, qui, grâce à leur godet frontal,

soulèvent, transportent et déchargent des matériaux sur de courtes distances. Rapides et mobiles, elles sont fréquemment utilisées dans les carrières,

VIII-8-3. Les décapeuses

Les décapeuses automotrices (souvent appelées « scrapers »), qui raclent le sol à l'aide d'un bulldozer pousseur et emmènent les matériaux directement vers les zones de remblais.

Le choix des engins de chargement est essentiellement lié à la nature des matériaux à extraire.

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement.

Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ; et aussi temps de remise en position de déblais.

VIII-8-4. Les engins de transport des matériaux

Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes,

Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés,

Les camions routiers, pour les transports plus longs.

VIII-8-5. Matériels de compactage

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et la bien compactée. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage. Et puisque la station de pompage a une petite surface on peut utiliser les compacteurs à main. Mais sachant qu'on a d'autres travaux de compactage avec un volume important (compactage de la trachée de la conduite) d'où on a besoin d'un compacteur avec un rendement important. On utilise alors un compacteur à rouleau lisse.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait en premier lieu le volume de travaux pour la conduite d'adduction, ainsi pour la station de pompage, ensuite nous avons cité les engins utilisés et leurs tâches

CONCLUSION GENERALE

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville de Zighoud Youcef. Nous avons procédé une étude d'un projet d'adduction des eaux potables du champ captage de Hamma bouziane vers la ville.

En premier lieu nous avons fait une brève description de cette ville, et collecté les données nécessaires, qui nous permettent de mener à bien notre projet.

L'importance des besoins en eau estimés pour l'agglomération concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert des eaux du champ captage Hamma Bouziane. Par la suite on a étudié la situation du champ de captage et Calculer le volume de production journalière des forages. aussi on a fait l'étude de tracé et le dimensionnement du réseau d'adduction en utilisant comme matériau la fonte ductile dont ce dernier a plusieurs avantages .Après cela on a projeté une bêche d'aspiration pour accumuler les eaux des forages. Ainsi que le choix du nombre et type des pompes utilisées au niveau de la station de pompage,

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et on souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la ville de Zighoud Youcef.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

Ouvrages généraux

[01] : **A. DUPONT** « Hydraulique urbaines (Exercices et projets) » Edition EYROLLES Paris 1980, p.120, 121, 122, 124, 125, 156, 157, 159.

[02] : **A. DUPONT Paris 1977**« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260,

267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.

[03] : **A.G.H.T.M Paris 1982** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101, 102, 103, 104, 105.

[04] : **A. LENCASTRE Paris 1983** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.49, 150.

[05] : **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance » Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL, p.58, 59, 60, 61, 62.

[06] : **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 79, 140.

[07] : **M. CARLIER Paris 1972** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.

[08] : **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau », p.5, 9, 37, 40, 195.

[09] : **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 –10, 16, 18, 25, 42, 43.

Catalogues

[10] : **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

[11] : **BADORIS** - Document de synthèse relatif à une barrière technique de sécurité (BTS) Version 1.1 – janvier 2008.

[12] : **Electrostal Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».

[13] : **V.AMBARTSOUMIAN**« Recommandations méthodologiques »2^{ème} Edition 11/1994, p.5, 6, 9, 10, 14, 15, 16, 17, 21, 22, 23.

ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Le catalogue de SALAH.B)

Annexe (II) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

