

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de renforcement d'alimentation en eau potable de la commune d'Oued Athmania -Djbel Ouaguebe-(w. Mila).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-18

APA Citation (توثيق APA):

Hezlaoui, Lakhdar (2018). Etude de renforcement d'alimentation en eau potable de la commune d'Oued Athmania -Djbel Ouaguebe-(w. Mila)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DE RENFORCEMENT D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'OUED
ATHMANIA -DJBEL OUAGUEBE-(W.MILA)**

Présenté Par :

M^r HEZLAOUI LAKHDAR

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r DJELLAB mohamed	MCA	Président
M ^r BOUKHELIFA Mustapha	MAA	Examinateur
M ^m KAHLERRAS Malika	MAA	Examinatrice
M ^m TAFAT Leila	MAA	Examinatrice
M ^m MOKARAN Ouahiba	MAA	Promotrice

Juin 2018

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à Ma mère et Mon père pour tous leurs sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Et également à Mes frères, Mes sœurs ; Mes amies En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à tous ceux qui me sont chers.

HEZLAOUI Lakhdar

Remerciment

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

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

Mes chers parents, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

Ma promotrice M^{me} W.MOKRANE pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à :

Tous mes enseignants

HEZLAOUI Lakhdar

ملخص :

تعرف المنطقة السكنية جبل عقاب المعنية بالدراسة نمو ديموغرافيا كبيرا مما أدى إلى مشكل نقص في التزويد بالمياه الصالحة للشرب وبالتالي وجب تدعيم المصادر المائية الحالية المعتمدة أساسا على المياه الجوفية بمصادر أخرى.

من خلال هذه الدراسة نهدف إلى تقدير حاجيات هذه المنطقة من الماء، و تطرقنا إلى تحديد أبعاد الأنابيب من الناحية التقنية والإقتصادية، وحجم الخزانات، مع الأخذ بعين الاعتبار حماية الأنابيب وتحديد طريقة إنجاز المشروع مع تبين مختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé :

L'agglomération de Djebel Ouagueb, concernée par notre étude, connaît une croissance démographique importante voire très élevée, ce qui a conduit à une pénurie et un problème dans l'approvisionnement en eau potable. Face à ce déficit, il est impératif de consolider les ressources en eau existantes, à savoir les eaux souterraines, par d'autres ressources.

À partir de notre étude, nous cherchons à estimer les besoins en eau dans notre zone d'étude, dimensionner le système d'adduction du point de vue technico-économique, et déterminer le volume des réservoirs, en tenant compte la protection des conduites et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Mots clés : agglomération, réservoir, coup de bélier, piquage par conduite.

Abstract :

There is a significant demographic growth in Djebel Ouagueb (the concerned area for the study) which leads in water supply shortage. To solve this problem, we try to consolidate the existing water resources that are mainly dependent on groundwater by other sources.

This study aims to estimate the needs in water of our study zone, dimension the adduction system from a technical and economical point of view and determine the size of storage, taking into account the protection of pipes and implementing an action plan for the execution of the project.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I.1.Situation géographique de la zone d'étude	2
I.2.Situation topographique	3
I.3. Géologie.....	3
I.4.Sismicité.....	4
I.5.Situation climatologique.....	4
I.5.1. Températures.....	4
I.5.2. Humidité	5
I.5.3. Pluviométrie	5
I.6.Situation démographique	5
I.7. Situation hydraulique	5
I.7.1 Ouvrages de stockages.....	6
I.7.2.Les ouvrages de production	7
Conclusion	8
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	9
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	9
II.2. Catégories des besoins	10
II.3. Estimation des besoins.....	10
II.3.1.Choix de la norme unitaire de la consommation	10
II.3.2.Détermination de la consommation moyenne journalière.....	10
II.4.Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation.....	11

II.4.1. Agglomération.....	11
II.4.1.1. Besoins domestiques.....	11
II.4.1.2. Besoins scolaires	11
II.4.1.3. Besoins sanitaire.....	11
II.4.1.4. Besoins socioculturels.....	12
II.4.1.5. Besoins commerciaux.....	12
II.4.1.6. Besoins administratif.....	12
II.4.2. Fuites et gaspillage.....	13
II.5. consommation en eau totale moyenne.....	13
II.6. Variation de la consommation.....	13
II.7. Etude de la variation des débits journaliers.....	14
II.8. Etude de la variation des débits horaires	15
II.8.1. Consommation maximale et minimale horaire.....	15
II.9. Calcul du déficit de consommation :	17
Conclusion.....	18

Chapitre III: Etudes de stockage

III.1 Introduction	19
III.2 Définition	19
III.3 Classification des réservoirs	19
III.4. Emplacement des réservoirs	20
III.5. Capacités des réservoirs	20
III.5.1 Méthode analytique	21
III.5.2 Méthode graphique	21
III.6 Dimensionnement des reservoirs.....	22
III.6.1 Réservoir de stockage.....	22
III.6.2 Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP).....	25

III.6.2.1. Bâche de la station de pompage (SP).....	25
III.7. Equipements des reservoirs.....	25
III.7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	25
III.7.2. Conduite de départ ou de distribution.....	26
III.7.3. Conduite de trop-plein.....	27
III.7.4. Conduite de vidange.....	27
III.7.5. Conduite by-pass.....	28
III.8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir	28
III.9. Hygiène et sécurité des réservoirs	29
III.10. Conclusion	30

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	31
IV.1.Types d'adduction.....	31
IV.1.1.Adduction gravitaire	31
IV.1.2.Adduction par refoulement	31
IV.1.3.Adduction mixte.....	31
IV.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction	31
IV.2.1 Ecoulement à surface libre	31
IV.2.2 Ecoulement en charge	32
IV.3.Choix du tracé	32
IV.4.Choix des matériaux de canalisation.....	33
IV.4.1.Fonte.....	33
IV.4.2.Acier.....	33
IV.4.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	33
IV.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	34

IV.5.Calcul hydraulique.....	35
IV.5.1.cas gravitaire	35
IV.5.2. cas refoulement	36
IV.5.2.1.Calcul des pertes de charge	38
IV.5.2.1.1.pertes de charge linéaires	38
IV.5.2.1.2. pertes de charge singulières	39
IV.5.2.1.3. pertes de charge totales.....	39
IV.5.2.2.Calcul de la hauteur manométrique totale	39
IV.5.2.3.Puissance absorbée par la pompe	39
IV.5.2.4.Energie consommée par la pompe	40
IV.5.2.5. Dépense annuelle de l'énergie	40
IV.6. Proposition des variantes	41
IV.6.1. 1. Première variante	42
IV.6.1. 2. La deuxième variante	44
IV.6.2. Comparaison entre les variantes retenues.....	47
Conclusion.....	47

Chapitre V: Etude du pompage

V.1. Définition	48
V.2. Type de pompe	48
V.2.1. Les pompes centrifuges	48
V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge	49
V . 4 . Choix du type de la pompe	50
V.5. Choix du nombre de pompe	50

V.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage	50
V.7. Couplage des pompes.....	51
V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	52
V.10. Point de fonctionnement des pompes.....	52
V.11. Modes de réglage.....	53
V.12. Cavitation	54
V.13. Calage des pompes Centrifuges	56
V.14. Moteur d'entraînement	57
V.15. Application à l'adduction de la ville de Djebel Ouagueb.....	57
V.15.1 Description de la pompe.....	58
V.15.2 Courbes caractéristiques de la pompe.....	59
V.15.3 Courbe caractéristique de la conduit.....	60
V.15.4 Dimensionnement des équipements des pompes.....	61
V.15.5 Calage de la pompe.....	62
V.15.6 Choix du moteur électrique.....	62
V.15.7 Equipements en amont	63
V.15.8 Equipements en aval.....	64
V. 15.9 Génie civil de la station de pompage	64
V.16. Equipements auxiliaires	66
Conclusion.....	67

Chapitre VI : Protection de l'adduction contre le coup de bélier

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	69
VI.1.1. Cause du coup de bélier	69

VI.1.2. Les conséquences du coup de bélier	69
VI.1.3. Description des phénomènes physiques	70
VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	72
VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	74
VI.1.5.1 Calcul des réservoirs d'air	76
VI.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air	76
Conclusion	78

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	79
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	79
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	79
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	79
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	80
VII.1.4. Choix des engins de terrassement.....	80
VII.2. Pose de canalisation	80
VII.3. Pièces spéciales	83
VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	87
VII.4.1. Déblais d'excavation.....	87
VII.4.1.1. La profondeur de la tranchée.....	87
VII.4.1.2. Largueur de la tranchée.....	87
VII.4.2. Lit de sable.....	88
VII.4.3. Remblais compacté.....	88
VII.4.4. Volume de la terre à évacuer	88

VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	89
VII.5.1. volumes.....	89
VII.6. Protection et sécurité du travail.....	92
VII.6.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	92
VII.6.1.1. Facteurs humains	92
VII.6.1.2. Facteurs matériels	93
VII.6.2. Liste des conditions dangereuses	93
VII.6.3. Liste des actions dangereuses	93
VII.6.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	94
VII.6.4.1. Protection individuelle	94
VII.6.4.2. Autre protections	94
VII.6.4.3. Protection collective	94
VIII.6.4.3.1. Équipement de mise en œuvre du béton	94
VIII.6.4.3.2. Engin de levage	94
VIII.6.4.3.3. Appareillage électrique	95
Conclusion.....	95
Conclusion générale	96
Bibliographie	
Annexes	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Températures moyennes	4
Tableau I.2 : précipitations moyennes.....	5
Tableau I-3 :Représentation de la reservoir du Djebel Ouagueb.....	6
Tableau I-4 : Présentation du Château d'eau de Djebel Ouagueb.....	6

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II.1. Evolution de la population	10
Tableau II.2.Détermination des besoins domestique.....	11
Tableau II.3. Détermination des besoins scolaires	11
Tableau II.4. Détermination des besoins sanitaires	11
Tableau II.5. Détermination des besoins socioculturels	12
Tableau II.6. Détermination des besoins commerciaux	12
Tableau II.7. Détermination des besoins administratif	12
Tableau II.8. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	13
Tableau II.9. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville	15
Tableau II.10. Variation de débit horaire dans la ville d'EL MELAAB	16
Tableau II.11. Variation de débit horaire dans l'agglomeration de Djebel Ouagueb.....	18

Chapitre III: Etudes de stokage

Tableau III.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir.....	23
Tableau III.3. Tableau donnant le dimension de bâches de reprise pour une forme rectangulaire.....	25

Chapitre III: Etude de l'adduction

Tableau IV.1.Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	36
Tableau IV.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie	40
Tableau IV.3. Calcul HMT du tronçon (SP- R).....	42
Tableau IV.4. Frais d'investissement tronçon (SP- R).....	42
Tableau IV.5. Frais d'exploitation tronçon (SP- R).....	43
Tableau IV.6. Bilan de tronçon (SP- R).....	43

Tableau IV.7. caractéristiques de tronçon (Point de piquage - SP).....	45
Tableau IV.8. Calcul HMT du tronçon (SP- R).....	45
Tableau IV.9. Frais d'investissement tronçon (SP- R).....	45
Tableau IV.10. Frais d'exploitation tronçon (SP- R).....	46
Tableau IV.11. Bilan de tronçon (SP- R).....	46
Tableau IV.36 : Comparaison entre les variantes retenues.....	47

Chapitre V: Etude du Pompage

Tableau V.1.Caractéristiques des pompes cas de 2 pompe.....	57
Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP.....	58
Tableau V.3.Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	60
Tableau V.4 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température...61	

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau VI.1. Les caractéristiques de tronçon (Point de piquage- SP)	72
Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde de tronçon (Point de piquage - SP)	73
Tableau VI.3. Calcul de surpression et dépression de tronçon(Point de piquage -SP)..	73
Tableau VI.4. Calcul du temps de retour de l'onde de déformation	74
Tableau VI.5. Calcul du suppression et depression.....	74
Tableau VI.6. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de Refoulement	77
Tableau VI.7. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de Refoulement	77
Tableau VI.8. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	77

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour l'adduction	88
Tableau VI.2: Devis estimatif des travaux de l'adduction.....	89

Tableau VII.3.récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	89
Tableau VII.3.les travaux de la station de pompage	91
Tableau VII.4. Devis des différents travaux de la station de pompage	91

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation de la région d'étude.....	2
Figure I.2 : Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99.....	4
Figure I.3 : Caractéristiques du réservoir Djebel Ouagueb.....	6
Figure I.4 : Caractéristiques du château d'eau Djebel Ouagueb.....	7
Figure I.5 : photo représentative la chambre des vannes du Forage Ain Foua1	8
Figure I.6 : photo représentative le Forage Ain Foua2.....	8

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Évolution de la population	9
Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville d'EL MELAAB	17
Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville d'EL MELAAB	17
Figure II.4 : bilan.....	18

Figure III.1 : Méthode graphique.....	22
Figure III.2 : Arrivée par surverse.....	26
Figure III.3 : Arrivée par sur verse.....	26
Figure III.4 : Arrivée par dessous.....	26
Figure III.5 : Arrivée par dessous.....	26
Figure III.6 : Conduite de depart.....	27
Figure III.7 : Conduite de vidange et de trop plein.....	28
Figure III.8 : conduite by-pass.....	28
Figure III.9 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	29
Figure III.10 : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	29

Chapitre III: Etude de l'adduction

Figure IV.1 : Schéma des variantes proposées.....	41
Figure IV.3 : Bilan total du tronçon (SP-R).....	43

Figure IV.3: Bilan total du tronçon (SP-R).....	46
--	----

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	54
Figure V.2 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 3B.....	59
Figure V.3: Les courbes caractéristiques de la pompe.....	59
Figure V.4: point de fonctionnement de pompe.....	60
Figure V.5 : équipements en amont.....	63
Figure V.6 : équipements en aval.....	64

Chapitre VI : Protection des conduits

Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier.....	71
Figure VI.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de Fonctionnement.....	74
Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre.....	75
Figure VI.4 : Soupape de décharge.....	75

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Profondeur de tranchée	82
Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule	84
Figure VII.3 : Robinets vanne papillon	84

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Plan Topographique

Planche N° 2. Profil Piézométrique

Planche N° 3. Plan des dimensions du réservoir 300m³

Planche N° 4. Plan de la station de pompage

Planche N° 5. Planches accessoires

Introduction générale

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de renforcement en eau potable de la commune de Oued El Athmania-Djbel agueb- (Wilaya de Mila) à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert l'eau a partir de la station de traitement de sidi khlifa vers la wilaya de constantine, pour répondre confortablement à la demande à l' horizon futur 2043.

La zone d'étude a besoin d'une quantité importante en eau, parce que les ressources actuelles (forages) ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau de la région. Comme La conduite du transfert des eaux du station de traitement de sidi khlifa vers la wilaya de Constantine, passe à la limite de notre commune, nous proposons de choisir deux variantes selon une étude technico-économique pour assurer ces besoins.

Notre étude comporte sept chapitres qui peuvent être répartis sur quatre parties principales.

La première partie peut contenir les deux chapitres suivants :

- Une présentation globale du site : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases, la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre d'habitants.
- Estimation des besoins en eau : dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire la demande.

La deuxième partie : Elle englobe les trois chapitres suivants :

- Les réservoirs : ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).
- L'adduction : dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.
- Pompes et stations de pompage : le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour l'adduction, à savoir :

- Le coup de bélier : dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène :les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections.
- Organisation de chantier, protection et sécurité de travail.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, et hydrologique nous permet de mener à bien notre travail et de prendre des mesures lors de l'élaboration de l'étude et la réalisation.

I Description de la zone d'études :

I.1.Situation géographique:

L'agglomération de Djebel Ouagueb est située à l'est de la wilaya de Mila. À 7 km au Nord de Oued Athmania et 17 km au Nord-Est de Chelghoum Laïd.

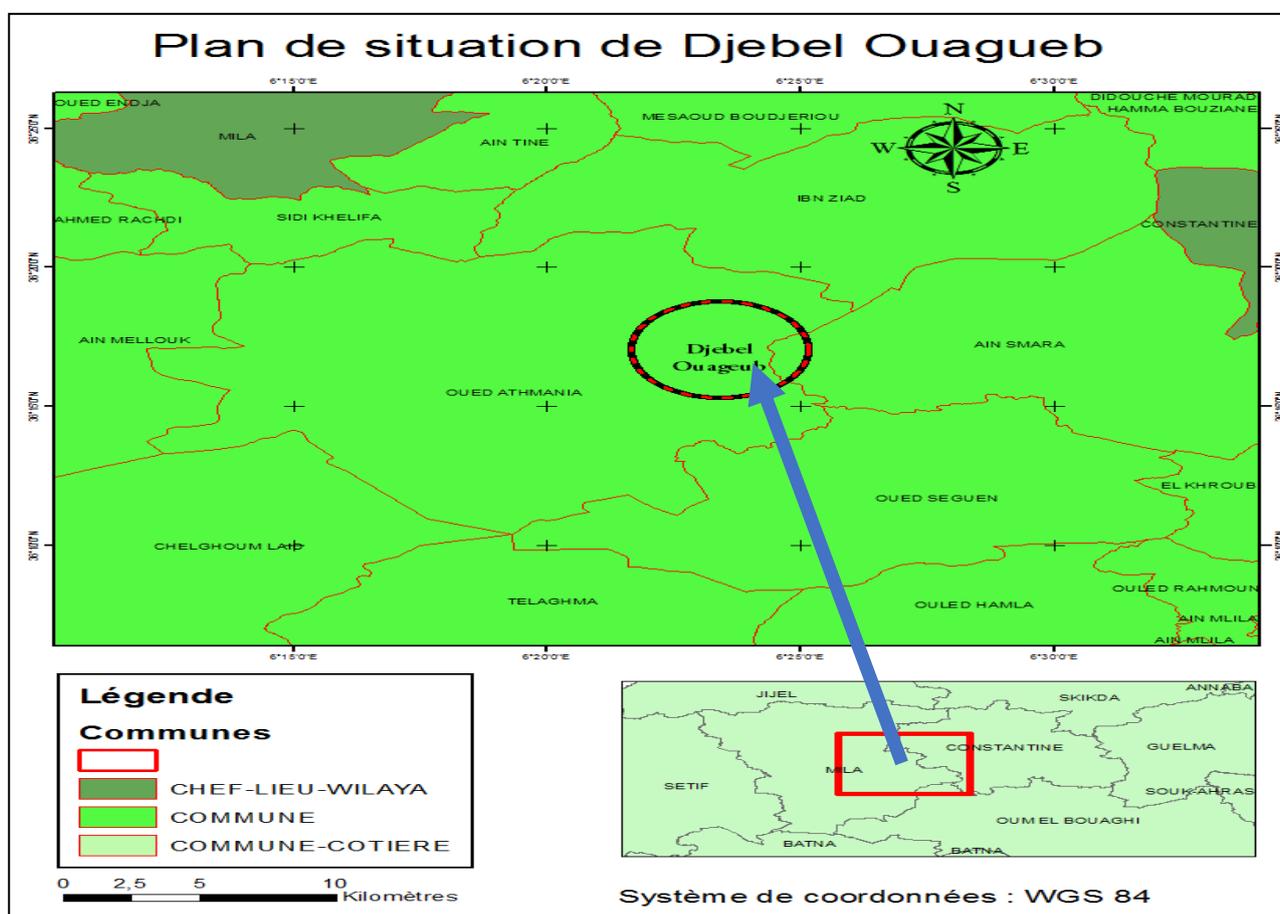


Figure I.1 : Situation de la région d'étude.

L'agglomération de Djebel Ouagueb est entourée par les communes suivantes :

- la commune de Ibn Ziad au nord
- les communes de Oued Seguen au Sud
- les communes de Oued Athmania à l'Ouest
- les communes de Aïn Smara à l'Est

I.2. Situation topographique:

La zone d'étude est une zone accidentée telle que les altitudes des points extrêmes sont 710m NGA à l'amont et 1000m NGA au niveau de djebel Ouagueb , toute en enregistrant un point culminant a Ain Foua soit 1060mNGA. Ceci montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel .

En bref on peut dire que la zone d'étude et ses alentours reposent sur un relief quasi montagneux.

I.3.Géologie :

L'étude géotechnique, à savoir la pente, structure géologique et possibilité de présence de nappe phréatique a permis de dégager différents types de terrain.

zone d'étude est cernée par le massif montagneux de Grouz ,il est constitué de couches massives du Jurassique,de formations du crétacé et du paléogène dont la puissance sommaire.

Dans la coupe géologique de la région on distingue des complexes importants des sédiments :

- Terrigeno-carbonatés (jurassique supérieur-crétacé inférieur).
- Carbonates (crétacé supérieur,paléocène,éocène inférieur).
- Gypsifère (éocène moyen).
- Molasse(éocène supérieur -oligocène).éogène sont moins développés

Contrairement aux régions de l'Atlas Occidental, les formations du crétacé supérieur est largement répandues dans notre région. Les formations du quaternaire et du néogène sont moins développés.

I.4.Sismicité :

D'après le document technique réglementaire, (DTR B.C.2.48) des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003), notre zone se trouve dans la zone (IIa) où l'activité sismique est moyenne.

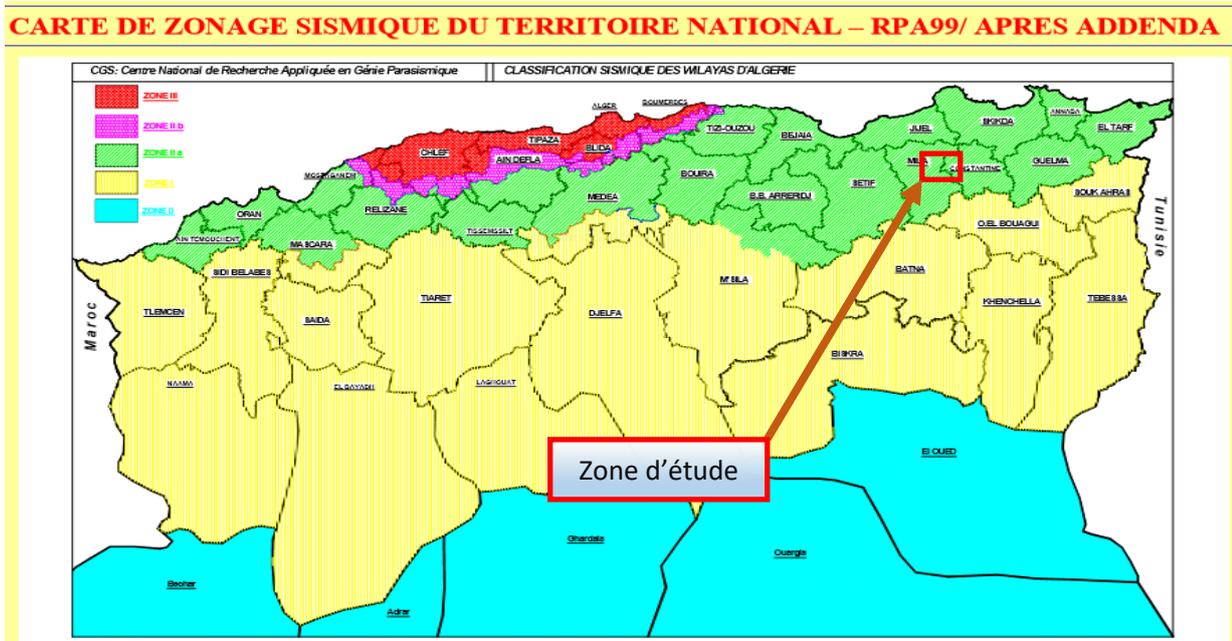


Figure I.2. Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99

I.5.Situation climatologique

I.5.1. Température :

La température influe directement sur le régime d'écoulement, elle augmente l'évaporation et l'évapotranspiration durant les périodes chaudes. Pour notre zone d'étude les températures maximales, moyennes et minimales sont mentionnées ci-après (Tableau N°1)

Tableau I-1 : les différentes températures au cours de l'année de la wilaya de Mila (Année 2016/2017)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aout	T _{moy} annuel
T _{moy} (°C)	7,1	8,6	10,6	13,1	16,8	25,3	25,3	25,5	15,7	22,8	17	11,9	16,6

Source : station météorologique de KOUDIAT TENDART.

Avec :

T_{moy} : température moyenne en degré Celsius

I.5.2. Humidité :

L'humidité varie entre 50 % en août, à 70 % de novembre à mars.

I.5.3. La pluviométrie :

Les précipitations montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel irrégulier une année à l'autre, elles varient entre 500 et 1200 mm/an.

En moyenne, les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de décembre et janvier (131.08-122.2) qui marquent la saison hivernale. Par contre les précipitations les plus basses correspondent aux mois d'Aout et Juin (11.3-19.03) qui marquent la saison estivale.

les précipitations moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau N1-3 ci-après :

Tableau I -2 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (Période 1996-2008).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jull	Aou	Annuel
Pluv.Moy (mm)	29,5	32,25	62,85	131,08	122,2	92,09	59,6	63,6	35,07	19,03	22,2	11,3	701,77

Source : station de Hamala-Garem.

I.6. Situation démographique :

Population :

D'après le recensement de 2008, la population de l'agglomération de Djebel Aougueb centre s'élève à 5985 habitants avec un taux d'accroissement de 2%.

I.7. Situation hydraulique :

Le système d'adduction de Djebel Ouagueb est constitué par :

- deux (02) sites de production existants (forages).
- deux (02) Ouvrages de stockage.

I.7.1. Les Ouvrages de stockage :

I.7.1.1 Réservoir Djebel Ouagueb :

Tableau I-3 :Caractristique de la reservoir du Djebel Ouagueb

Nom	Réservoir
Localité	Djebel Ouagueb
Type du réservoir	Semi enterré
Capacité de stockage	200 m3
Destination	Djebel Ouagueb
Observations	Moyen



Figure I.3 : Caractéristiques du réservoir Djebel Ouagueb

Coordonnées du réservoir de:

UTM : X=262.79 m Y= 4018.40 m Z= 800 m.

Le réservoir de distribution est alimenté au moyen d'une conduite de diamètre 150 mm en acier à partir des forages Ain Foua.

I.7.1.2 reservoir d'eau Djebel Ouagueb :

Tableau I-4 : Présentation du reservoir d'eau de Djebel Ouagueb :

Nom	Réservoir
Localité	Djebel Ouagueb
Type de la bache	surélevé
Capacité de stockage	36 m3
Destination	Djebel Ouagueb
Observations	Moyen



Figure I.4: Caractéristiques du réservoir Djebel Ouagueb

Coordonnées du réservoir de:

UTM : X=629.920 m Y= 4017.943 m Z= 790 m.

Le château d'eau est situé près du réservoir précédent. est alimenté par une conduite de diamètre 63 mm.

I.7.2. Les ouvrages de production :

I.7.2.1 Forage Ain Foua 1 :

Le forage situé à Ain Foua environ de 3 Km au nord est du chef lieu de Djebel Ouagueb. La description du forage est dans le tableau suivant :

Tableau I-5 : Caractéristiques du forage de Ain Foua 1 :

Type	Localité	caractéristiques		désignation	Année de la mise en service
Forage	Ain Foua	Débit (l/s)	10	Djbel Ouagueb	2008
		Profondeur(m)	200		

▪ **Coordonnées :**

UTM : X= 262.970 m Y=4021.700 m Z= 1034 m

1.7.2.2. Forage Ain Foua 2 :

Le forage situe à Ain Foua environ de 4 Km au nord est du chef lieu de Djebel Ouagueb.

Tableau I-6 : Présentation du forage de Ain Foua 2 :

type	Localité	caractéristiques		désignation	Année de la mise en service
Forage	Ain Foua	Débit (l/s)	8	Djbel Ouagueb	2008
		Profondeur(m)	190		

▪ **Coordonnées :**

UTM : X= 263.160 m Y=4022.400 m Z= 988m

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons représenté la ville, connaître la topographie, le climat la géologie, et la situation démographique et hydraulique de la zone de Djebel Ouagueb. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction du centre urbaine de Djebel Ouagueb.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de faire une estimation des besoins en eau de la zone d'étude basée sur la population et son taux d'accroissement jusqu'à l'horizon d'étude ainsi que la norme de consommation et les différents équipements.

II.1. Evolution de la population :

L'évolution démographique de la population est calculée par la formule des intérêts composés:

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

- P_n : population à l'horizon de calcul (2043) ;
- P_0 : population de l'année de référence (2008) ;
- τ : taux d'accroissement naturel de la population; $\tau = 2 \%$
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul. $n=25$ ans

Tableau II.1. Evolution de la population :

Agglomérations	RGPH 2008 DPAT	Population 2018	Population 2030	Population 2043
Djebel Ouagueb	5985	7296	9253	11970

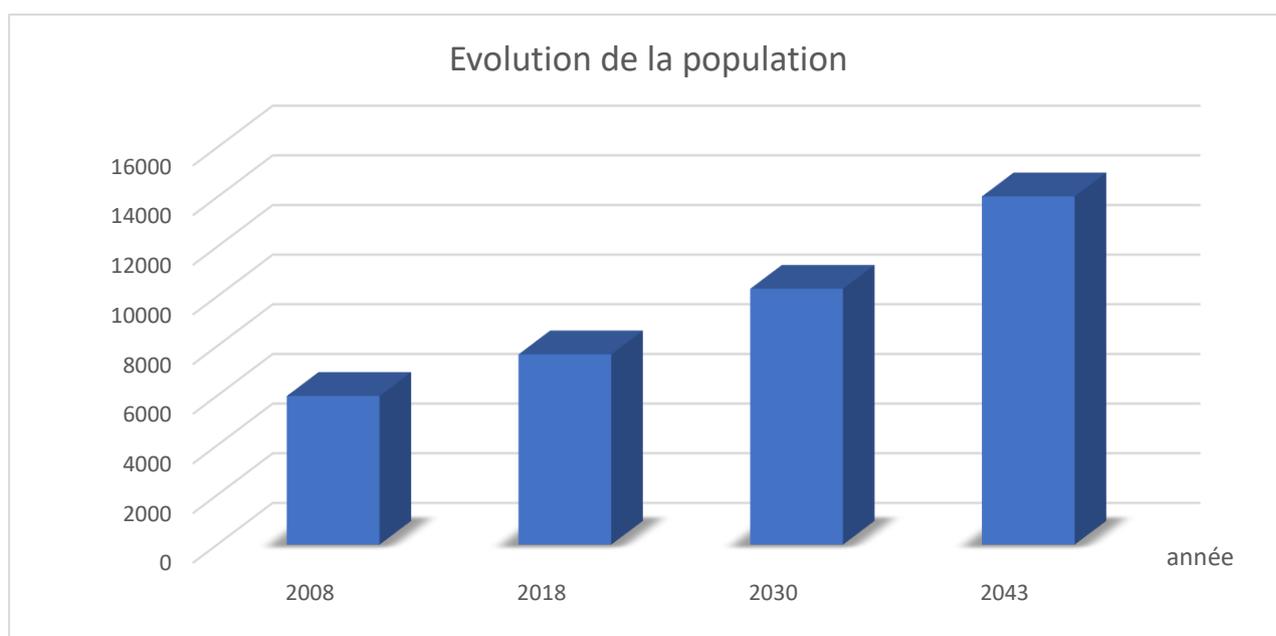


Figure II.1: Évolution de la population.

II.2. Catégories des besoins en eau potable :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins :

➤ **Besoins domestique :**

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

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics :**

Ils comprennent l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels :**

Les entreprises industrielles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins sanitaires :**

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

➤ **Besoins d'incendie :**

Ils concernent, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.3. Estimation des besoins

II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation. Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville. L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Dans le cas de notre étude, cette norme est fixée à **150 l/j /hab** par les service de l'hydraulique.

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est donné par :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{1}{1000} * \text{Dot} * N \dots\dots\dots(\text{II-2})$$

$Q_{\text{moy,j}}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre de consommateurs de chaque catégorie [hab]

Q_i : Norme moyenne journalière de consommation [l/j /hab]

II.4. Calcul des besoins en eau

II.4.1. Agglomération

II.4.1.1. Besoins domestiques

Tableau II.2. Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m^3/j]
2018	5985	150	898
2043	11970	150	1796

II.4.1.2. Besoin scolaires

Tableau II.3. Détermination des besoins scolaires.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m^3/J
Ecole primaire	3	20	17
CEM	1	20	14
Lycée	1	20	13,4
Totale			44,4

II.4.1.3. Besoin sanitaire

Tableau II.4. Détermination des besoins sanitaires.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m^3/J
Centre de soin (100 patient)	1	40	4
Pharmacie	20	100	2
Totale			6

II.4.1.4. Besoin socioculturels**Tableau II.5.** Détermination des besoins socioculturels.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Mosquées (5)	3000	20	60,00
Stade (m ²)	500	15	7,50
Salle omnisport	100	50	5,00
Total			72,50

II.4.1.5. Besoin commerciaux**Tableau II.6.** Détermination des besoins commerciaux.

Désignation	Quantité	Dotation l/J	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Café	8	300	2,40
Restaurant (repas)	50	20	4,00
Boucherie	5	200	1,00
Boulangerie	3	1000	3,00
Marché (m ²)	800	5	4,00
Abattoir (bovins)	12	500	6,00
Bain public (2)	300	180	54,00
Total			74,4

II.4.1.6. Besoins administratif**Tableau II.7.** Détermination des besoins administratif.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/employé	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Siege APC	20	15	0,30
Algérie poste	16	15	0,24
Total			0,54

II.4.2. Fuites et gaspillage :

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes. Elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. la recherche des fuites est une opération délicate. Généralement elles dépendent de l'état de réseau.

On estime les fuites et le gaspillage par 15 % du débit totale:

$$Q \text{ fuite} = 1993,94 \times 15 \% = 299,09 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5. Consommation en eau totale moyenne :

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon de calcul.

Tableau II.8. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Désignation	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Domestique	1796
Scolaire	44,4
Sanitaire	6
Socioculturels	72,50
Commerciaux	74,4
Administratifs	0,54
Fuite et gaspillage	299,09
Total	2293,03

II.6. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.7. Etude de la variation des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{\max j}$.

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière $K_{\min j}$.

Ces débits sont donnés par les formules II.3 et II.4 :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\max j} \quad [m^3/j] \quad (\text{II.3})$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\min j} \quad [m^3/j] \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$Q_{\text{moy } j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

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

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier (m^3/j).

$K_{\max j}$: varie entre 1.1 à 1.3

Pour dans notre cas nous prenons $K_{\max j} = 1,3$

$K_{\min j}$: varie entre 0,7 à 0,9

Dans notre cas $K_{\min j} = 0,8$

Le tableau II.9 représente la variation des besoins en eau journalière de la ville.

Tableau II.9. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Actuel	Moyen terme	Long terme
	2017	2025	2043
Domestique	898	1388	1796
Scolaire	44.4	44.4	44.4
Sanitaire	6	6	6
Socioculturels	72.5	72.5	72.5
Commerciaux	74.4	74.4	74.4
Administratifs	0.54	0.54	0.54
Fuite et gaspillage	299.09	299.09	299.09
Total	2082.81	2572.81	2292.93
Kmaxj	1.3	1.3	1.3
Débit max journalier (m ³ /j)	2707.79	3344.65	2980.81
Kminj	0.9	0.9	0.9
Débit min journalier (m ³ /j)	1874.62	2315.53	2063.64

II.8. Etude de la variation des débits horaires

II.8.1. Consommation maximale et minimale horaire

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans de l'agglomération de Djebel Ouagueben basant sur le tableau II.10, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. On doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour notre ville à l'horizon 2043.

Kmax h : coefficient de variation maximale horaire

$$K_{\max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyen horaire}}$$

Kmin h : coefficient de variation minimale horaire

$$K_{\min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyen horaire}}$$

Consommation moyenne horaire (horizon 2043) :

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

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{2980.81}{24} = 124.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le tableau II.10 récapitule les variations des débits horaires pour la ville de Djebel Ouagueb

Tableau II.10. Variation de débit horaire dans la ville de Djebel Ouagueb

Heures	Consommation ($Q_{\text{max,j}} = 2980.81$)		Consommation Cumulée	
	%	M3/h	%	Qc
0-1	1.5	44.71	1.5	44.71
1-2	1.5	44.71	3	89.42
2-3	1.5	44.71	4.5	134.14
3-4	1.5	44.71	6	178.85
4-5	2.5	74.52	8.5	253.37
5-6	3.5	104.33	12	357.70
6-7	4.5	134.14	16.5	491.83
7-8	5.5	163.94	22	655.78
8-9	6.25	186.30	28.25	842.08
9-10	6.25	186.30	34.5	1028.38
10-11	6.25	186.30	40.75	1214.68
11-12	6.25	186.30	47	1400.98
12-13	5	149.04	52	1550.02
13-14	5	149.04	57	1699.06
14-15	5.5	163.94	62.5	1863.01
15-16	6	178.85	68.5	2041.85
16-17	6	178.85	74.5	2220.70
17-18	5.5	163.94	80	2384.65
18-19	5	149.04	85	2533.69
19-20	4.5	134.14	89.5	2667.82
20-21	4	119.23	93.5	2787.06
21-22	3	89.42	96.5	2876.48
22-23	2	59.62	98.5	2936.10
23-24	1.5	44.71	100	2980.81
total	100	2980.81		

Le débit max horaire est : $Q_{\text{max,h}} = 186.30 \text{ m}^3/\text{h}$

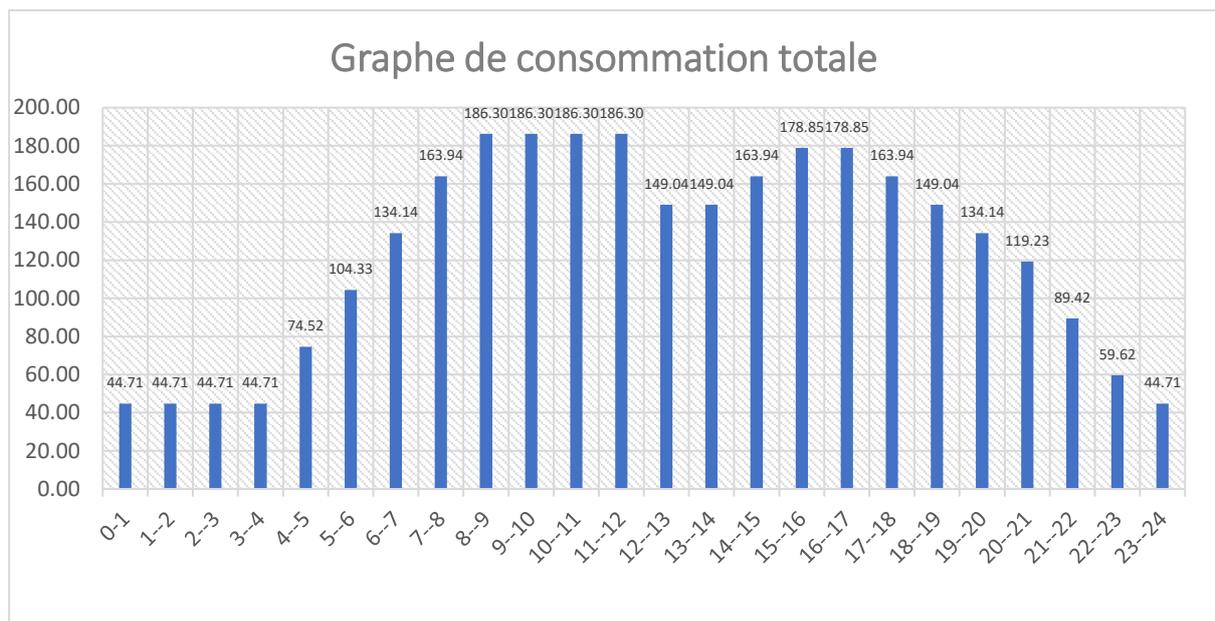


Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville de Djebel Ouagueb.

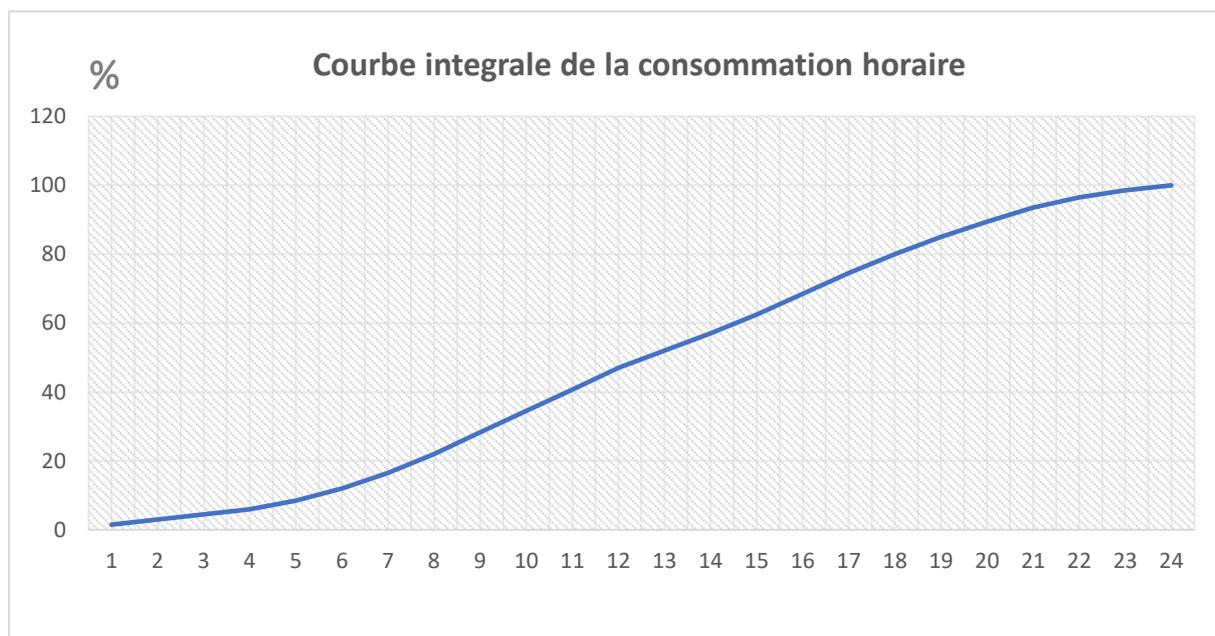


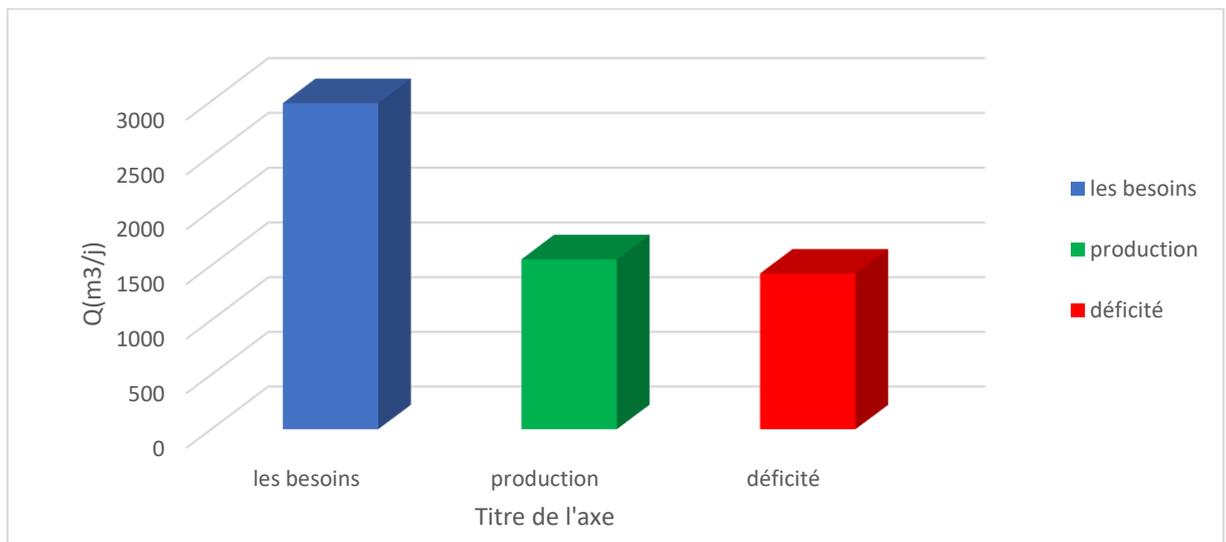
Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville de Djebel Ouagueb.

II.9. Calcul du déficit de consommation : Les districts reconnaissent un débit faible d'alimentation .pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude 2043, il est nécessaire de calculer le déficit (tableau II.11).

Tableau II.11. Variation de débit horaire dans l'agglomération de Djebel Ouagueb

Aglomération	besoin en eau à l'an 2043(m3/j)	production en eau existante (m3/j)	Le Déficit(m3/j)
Djebel Ouagueb	2980.81	1555.2	1425.61

- bilan de la production et des besoins est représenté dans le graphe

**Figure II.4 :** bilan

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaires pour agglomération de Djebel Ouagueb d'étude 2043, et on remarque que le débit actuel est insuffisant. Par conséquent, et afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes, nous projetons de renforcer ce débit à partir d'un piquage de conduite de transfert.

Chapitre III :Etude De stockage

III.1 Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de relier entre deux régimes différents à savoir : une consommation variable et une alimentation caractérisée par un débit constant, Donc l'étude de dimensionnement de ces derniers doit être approfondie afin d'assurer un bon fonctionnement Ceci est le but de ce chapitre.

III.2 Définition :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

-la régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (donné par la consommation).

-La régulation de pression en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.

-La sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

-Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).

-Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.

-Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.

-Simplification de l'exploitation.

-Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.

-Régularité des pressions dans le réseau.

III.3 Classification des réservoirs :[1]

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés

- ✓ en maçonnerie
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint
- ✓ en acier pour de petites capacités

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol
- ✓ enterrés
- ✓ semi-enterrés
- ✓ sur tour

-Selon la forme de la cuve :

- ✓ rectangulaires : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans

surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

- ✓ Circulaires : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.^[1]

III.4. Emplacement des réservoirs :

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

III.5. Capacités des réservoirs :

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

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

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

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

III.5.1 Méthode analytique :

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

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

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

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la 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.5.2 Méthode graphique :

On trace, sur 24 heures, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe $[V_a(t) - V_c(t)]$.

Le volume minimum nécessaire des réservoirs $V_{\text{rés}}$ sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise. Suppose, donc, que l'on dispose de statistique suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

La méthode est illustrée par la figure suivante :

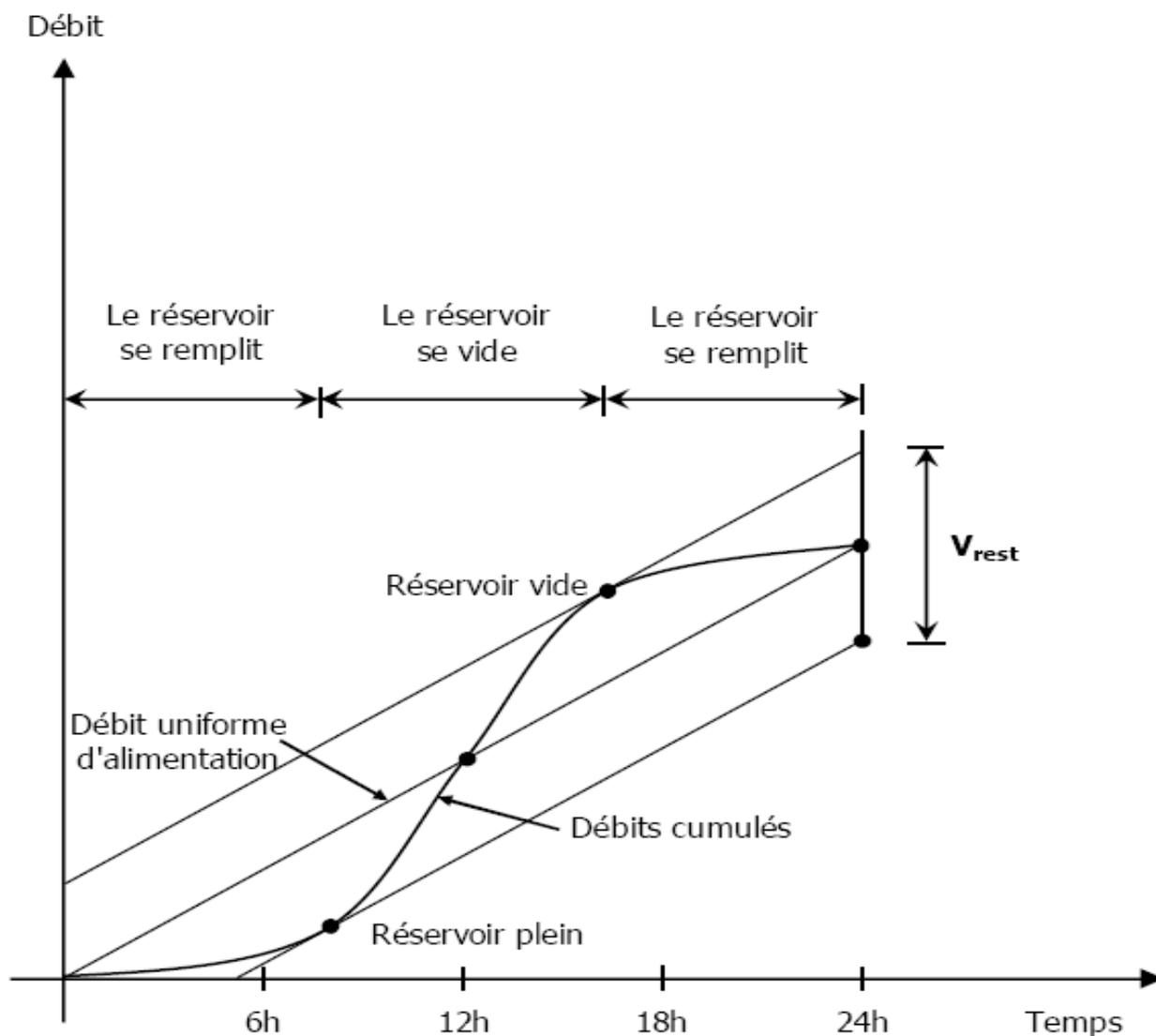


Figure III.1: Méthode graphique

III.6 Dimensionnement des réservoirs:

III.6.1 Réservoir de stockage:

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir projeté on utilise la méthode analytique.

Tableau III.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir

Heur	Cons (%)	Ref (%)	Surplus	Déficit	Reste dans le réservoir	
0-1	1.5	0		1.5	0	8.5
01--02	1.5	0		1.5	-1.5	7
02--03	1.5	0		1.5	-3	5.5
03--04	1.5	0		1.5	-4.5	4
04--05	2.5	5	2.5		-2	6.5
05--06	3.5	5	1.5		-0.5	8
06--07	4.5	5	0.5		0	8.5
07--08	5.5	5		0.5	-0.5	8
08--09	6.25	5		1.25	-1.75	6.75
09--10	6.25	5		1.25	-3	5.5
10--11	6.25	5		1.25	-4.25	4.25
11--12	6.25	5		1.25	-5.5	3
12--13	5	5		0	-5.5	3
13-14	5	5		0	-5.5	3
14-15	5.5	5		0.5	-6	2.5
15-16	6	5		1	-7	1.5
16-17	6	5		1	-8	0.5
17-18	5.5	5		0.5	-8.5	0
18-19	5	5		0	-8.5	0
19-20	4.5	5	0.5		-8	0.5
20-21	4	5	1		-7	1.5
21-22	3	5	2		-5	3.5
22-23	2	5	3		-2	6.5
23-24	1.5	5	3.5		1.5	10

D'après les calculs effectués précédemment le volume maximal journalier est de :

$$Q_{\max, j} = 1425.61 \text{ m}^3/\text{j}$$

Et d'après le tableau précédent V_r égale à :

$$V_r = 0.85 * 1425.61 = 121.177 \text{ m}^3.$$

Donc le volume total sera de : $V_T = V_r + V_{inc} = 121.177 + 120 = 241.18 \text{ m}^3$

D'ou ,il est necessaire de projeter un reservoir de 300 m3 de capacité pour le renforcement de l'alimentation en eau potable de l'agglomeration de Djebel Ouagueb.

Dimensions du réservoir :

- Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots[\text{III.1}]$$

On prends: h = 7 m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 300}{3,14 * 7}} \Rightarrow \mathbf{D = 7.388 m}, \text{ on prends : } \mathbf{D=7.5m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \dots\dots\dots[\text{III.2}]$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 300}{3,14 * 7.5^2} \Rightarrow \mathbf{h = 6.8 m}$$

- La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots[\text{III.2}]$$

$$\text{AN: } S = \frac{300}{6.8} \Rightarrow \mathbf{S = 44.12 m^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir :

La hauteur sera majorée par une hauteur dite matelas d'air qui varie de 0.25 à 1m

$$\text{Donc } H = h + R$$

On prend: R = 0,6m

$$\text{AN: } H = 6.8 + 0.6 \Rightarrow \mathbf{H = 7.4 m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

La hauteur d'incendie est calculée en divisant le volume d'incendie par la surface de la cuve :

$$h_{inc} = \frac{120}{44.12} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 2.72m}$$

III.6.2: Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min). Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max}j} * t}{20}$$

Avec :

$Q_{\text{max}j}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

III.6.2.1. Bache de la station de pompage (SP) :

La station de pompage (SP) se situe à 1401.33 m de point de piquage. La bache de reprise elle-même est alimentée par une conduite gravitaire. Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de 19.8 l/s.

Alors le volume de la bache de (SP) est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{1426.61}{20 * 4} = 17.83 \text{ m}^3 \text{ En choisi un volume normalise de } 27 \text{ m}^3.$$

Tableau III.3. Tableau donnant le dimension de bâches de reprise pour une forme rectangulaire.

Bache de reprise	Volume (m3)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m2)
SP	27	3	3	3	9

III.7. Equipements des reservoirs

Le réservoir doit être équipé :

III.7.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

a-Par surverse :soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

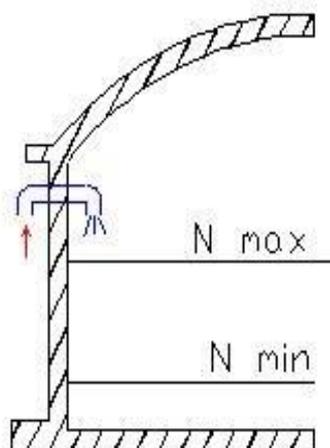


Figure III.2 : Arrivée par surverse
(Chute libre).

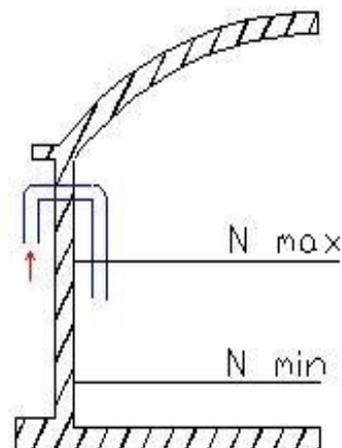


Figure III.3 : Arrivée par sur verse
(Noyée).

b-Par dessous: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

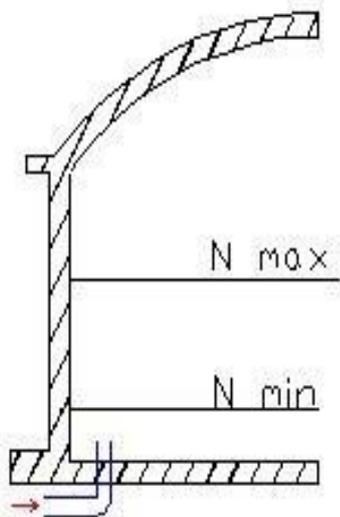


Figure III.4 : Arrivée par dessous
(Par le fond).

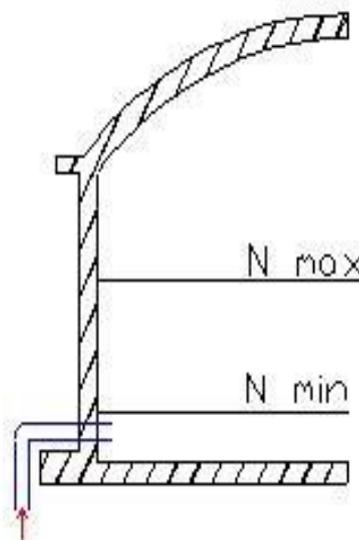


Figure III.5: Arrivée par dessous
(Par le bas)

III.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

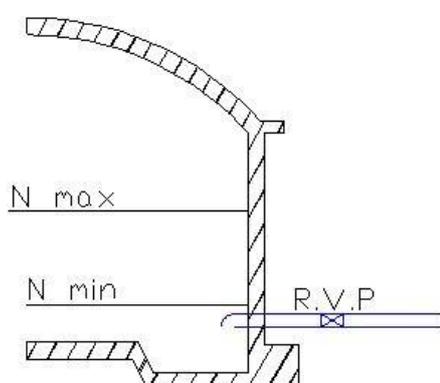


Figure III.6: Conduite de départ

III.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III.7.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

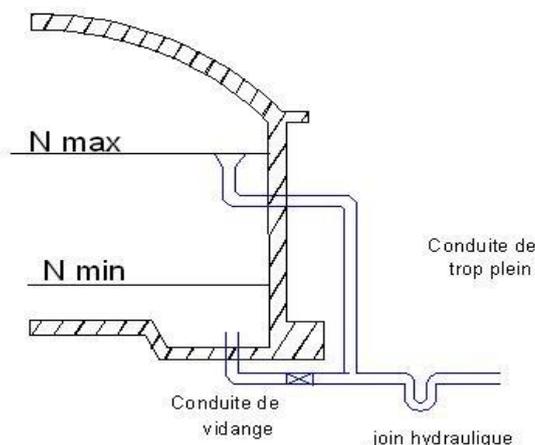


Figure III.7: Conduite de vidange et de trop plein.

III.7.5. Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.

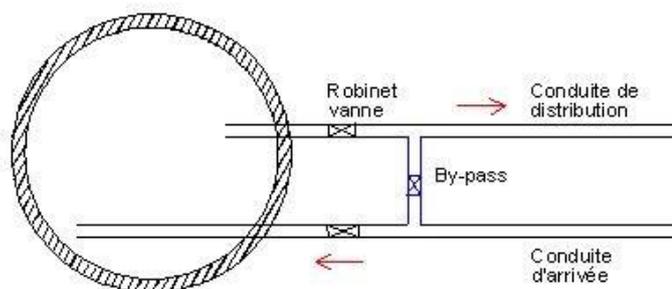


Figure III.8 : conduite by-pass

III.8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

-1^{er} cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (Figure III.8).

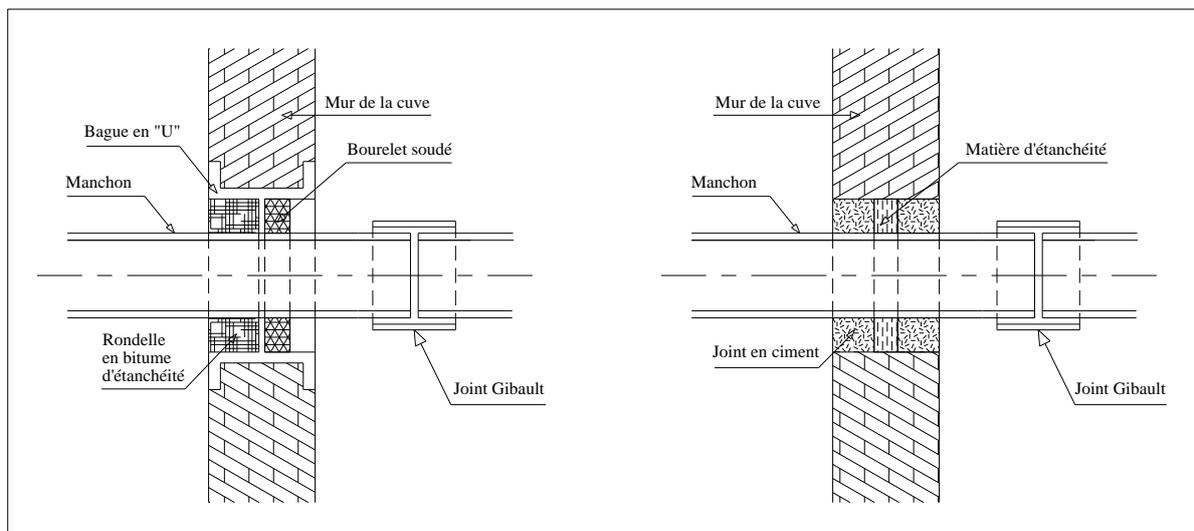


Figure III.9: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

-2^{ème} cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure III.7).

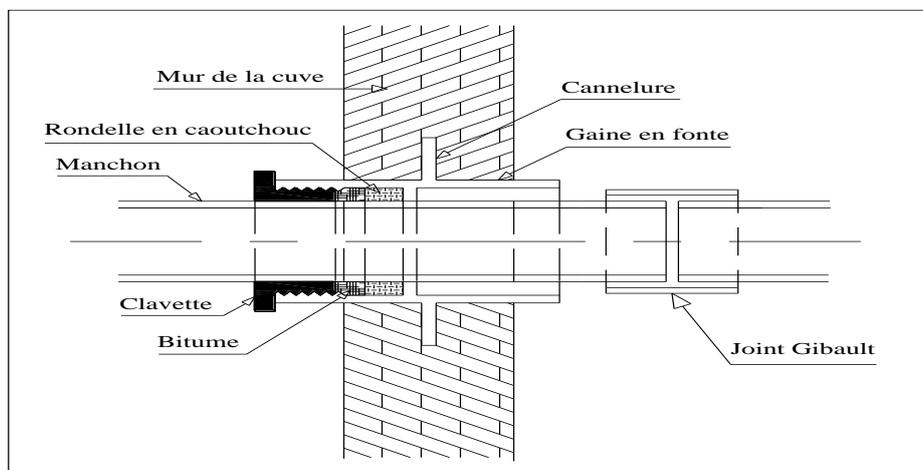


Figure III.10: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

III.9. Hygiène et sécurité des réservoirs :

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

III.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons évalué la capacité de réservoir qui est de 300 m³ pour satisfaire les besoins de la ville à l'horizon de calcul., C'est un réservoir circulaire posé sur la surface de la terre, Il est de 7.5m de diamètre et de 6.8 m de hauteur d'eau.

Chapitre IV

Etude d'adduction

Introduction

Le transport de l'eau se fait par pompage, gravitaire ou mixte à l'aide d'une adduction.

Le projet du transfert d'eau vers l'agglomération Djebel Ouagueb, nécessite le choix de la meilleure variante d'adduction et la détermination des dimensions des ouvrages de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale.

IV.1. Types d'adduction

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

IV.1.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement se fait par pompage.

IV.1.3. Adduction mixte

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

IV.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :

il existe deux types d'écoulement :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre : C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme du canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

IV.2.2. Ecoulement en charge :

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

IV.3.Choix du tracé

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- 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 couteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le trace en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre trace se trouve topographiquement accidentée ou 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-beliers 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.

IV.4.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.4.1.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.

IV.4.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

IV.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.

- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

IV.5. Calcul hydraulique

IV.5.1. Cas gravitaire

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g \dots\dots\dots(IV.2)$$

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e\varepsilon} \dots\dots\dots(IV.3)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e\varepsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , β , m sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : coefficients K' , β , m pour différents types de tuyau.

Tuyau	K'	β	m
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1-5.3	1.9-2
Plastique	0.001052	4.772	2

Source :B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable».

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

Nous pourrions déduire donc le diamètre calculé avantageux de la conduite gravitaire qui est :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots (IV.4)$$

IV.5.2. Cas refoulement

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

- $D_{ec} = \sqrt{Q}$ (Relation de BONIN)(IV.5)

- $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$ (Relation de BRESSE)(IV.6)

- $D_{ec} = \sqrt{Q} (1+0.002n)$ (Formule de MUNIER).....(IV.7)

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

- Formule de VIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$Dec = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46}$ (pompage de 10h/24h)..... (IV.8)

$Dec = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46}$ (pompage continue) (IV.9)

Avec :

Q : représente le débit refoulé en m³/s ;

e : prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

Remarque :

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance.

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

Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, et nous donne un diamètre calculé .

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la méthode technicoéconomique suivante :

- Méthode de détermination du diamètre économique :

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

A. Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. 11 est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

A: Frais d'amortissement (DA);

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 25 ans.

A.N :

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{25} - 1} + 0,0888 \Rightarrow A = 10.17 \%$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2, Dn).

B. Frais d' exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D1, D2, Dn). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, Dn.

IV.5.2.1 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

IV.5.2.1.1. 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 Ks exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots\dots\dots(IV.11)$$

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

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \text{ (Formule de Nikuradzé) } \dots\dots\dots(IV.12)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * Log \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \text{ (Formule Colebrook) } \dots\dots\dots(IV.13)$$

ε : la rugosité de la paroi de la conduite.

Re : nombre de Reynolds.

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots(IV.14)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \left(\frac{0.0178}{1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2} \right) \dots\dots\dots(IV.15)$$

t : température de l'eau en degré;

A $t= 20^\circ\text{C}$: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s

IV.5.2.1.2. pertes de charge singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H \dots\dots\dots(IV.16)$$

IV.5.2.1.3. pertes de charge totales

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\text{Donc :} \quad \Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L \dots\dots\dots(IV.17)$$

IV.5.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(IV.18)$$

H_g : la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

IV.5.2.3. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * H_{mt}}{\eta} \dots\dots\dots(IV.19)$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (w).

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

ρ : masse volumique de l'eau (10^3 kg/m^3).

Q : Débit à refouler (m^3/s).

η : rendement de la station de pompage.

IV.5.1.3- Energie consommée par le pompage :

$$E = P * t * 365 \dots\dots\dots(IV.20)$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

IV.5.2.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots(IV.21)$$

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

e: prix unitaire d'un Kwh

Tableau IV.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie (2016-2017)

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	1,615
Heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	9	0,853

(Source Sonelgaz)

Compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, Nous recommandons un régime de fonctionnement de pompage de 20h/24.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{4*7.267+11*1.615*3*0.853}{20} \Rightarrow e = 2.4696 \text{ DA}$$

IV.6. Proposition des variantes:

Notre projet d'étude qui consiste en le renforcement en eau potable de l'agglomération de Djebel comportera 2 variantes.

- **Variante N°1**

- Cette variante consiste à renforcer l'agglomération de Djebel par une conduite de refoulement à partir de la station de pompage projeté à une côte de terrain **729m** vers le nouveau réservoir projeté à une côte **806.8m**.

- la station de pompage projeté capte l'eau par piquage sur une conduite de transfert l'eau à partir d'une station de traitement de Sidi Khlifa vers la wilaya de Constantine.

- **Variante N°2**

- L'eau potable est acheminée à partir d'un piquage de conduite de transfert à une côte de terrain **729m** et une côte piezométrique **760m** à l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de pompage projeté à une côte de terrain **755m**.

- la Station de pompage (côte = **755m**) refoule les eaux vers le réservoir projeté à une côte **798m** à l'aide d'une conduite en refoulement.

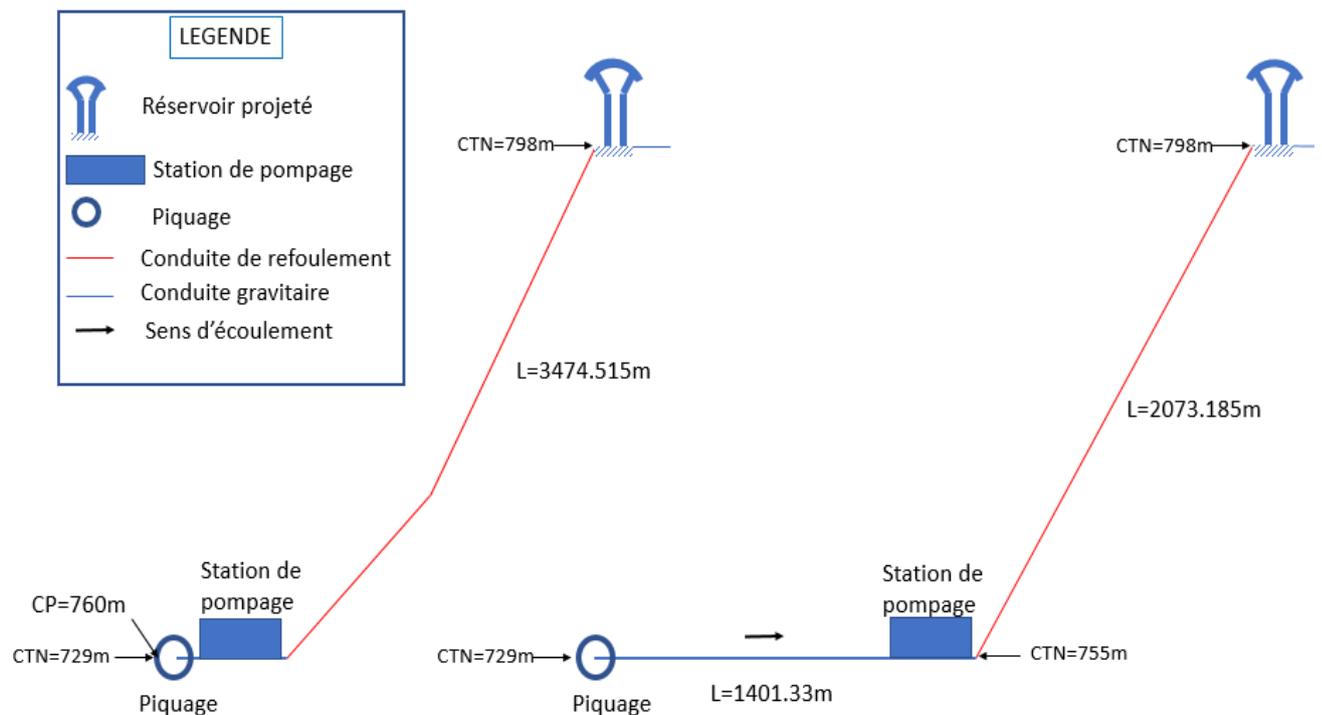


Figure IV.1: Schéma des variantes proposées

IV.6.1. Choix de la variante du tracé d'adduction:

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

IV.6.1. 1. Première variante :

Ce tronçon relie la station de pompage qui est située à une cote de 729m NGA et le réservoir à une cote de 798 m sur une longueur de 3474.515 m, le diamètre approximatif calculé par la formule de BONIN: $D_{ec} = \sqrt{Q}$

donc on trouve le résultat suivant : $D_{ec} = \sqrt{19.8 \times 10^{-3}} = 0.141\text{m}$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Gamme du produit PE 100 PN 16.

Tableau IV.3. Calcul HMT du tronçon (SP- R)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (m)	HMT (m)
90	8.2	73.6	4.65	342531.52	0.016045909	3474.515	75.8	919.86	995.66
110	10.0	90	3.11	280114.66	0.016128768	3474.515	75.8	338.17	413.97
125	11.4	102.2	2.41	246676.32	0.016247313	3474.515	75.8	180.41	256.21
160	14.6	130.8	1.47	192739.45	0.016612288	3474.515	75.8	53.72	129.52
200	18.2	163.6	0.94	154097.31	0.017081828	3474.515	75.8	18.05	93.85
250	22.7	204.6	0.60	123217.59	0.017666689	3474.515	75.8	6.10	81.90
315	28.6	257.8	0.38	97790.22	0.018379214	3474.515	75.8	2.00	77.80

Tableau IV.4. Frais d'investissement tronçon (SP- R)

D _{extérieure} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
90	250.47	3474.515	10.17	88505.62
110	362.02	3474.515	10.17	127922.73
125	470.58	3474.515	10.17	166283.29
160	776.71	3474.515	10.17	274456.83
200	1199.22	3474.515	10.17	423754.19
250	1872.20	3474.515	10.17	661557.18
315	2985.40	3474.515	10.17	1054915.50

Tableau IV.5. Frais d'exploitation tronçon (SP- R)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
90	995.66	235.85	1721692.35	2.4696	4251891.43
110	413.97	98.06	715836.12	2.4696	1767828.89
125	256.21	60.69	443047.31	2.4696	1094149.64
160	129.52	30.68	223966.37	2.4696	553107.34
200	93.85	22.23	162277.56	2.4696	400760.65
250	81.90	19.40	141622.83	2.4696	349751.74
315	77.80	18.43	134529.11	2.4696	332233.09

Tableau IV.6. Bilan de tronçon (SP- R)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
90	88505.62	4251891.43	4340397.05
110	127922.73	1767828.89	1895751.61
125	166283.29	1094149.64	1260432.93
160	274456.83	553107.34	827564.17
200	423754.19	400760.65	824514.84
250	661557.18	349751.74	1011308.91
315	1054915.50	332233.09	1387148.58

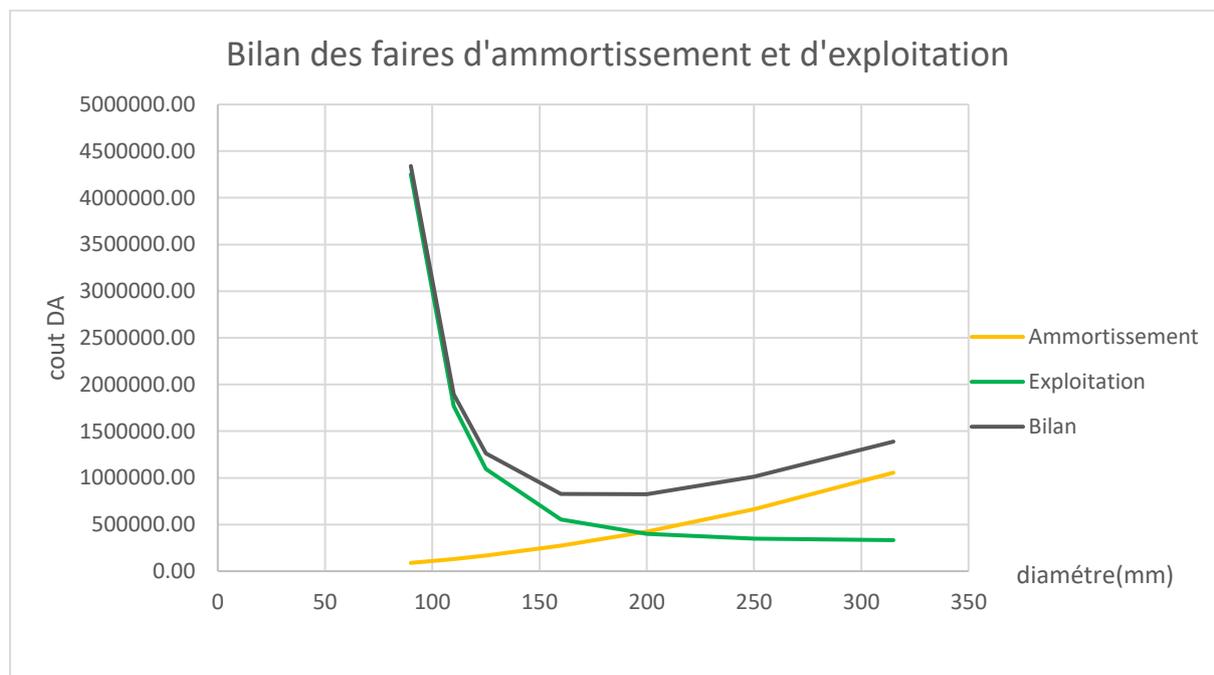


Figure IV.3: Bilan total du tronçon (SP-R)

Nous allons prendre un diamètre de 160 mm offrant une vitesse de 1,16 m/s.

Interprétation

Donc pour la première variante, le tronçon (station de pompage-reservoir) ayant un diamètre de 160mm avec un vitesse acceptable et un bilan total 757118.42 DA.

IV.6.1. 2. La deuxième variante :

IV.6.1. 2. 1. De point de piquage vers la station de pompage :

Ce tronçon relie le point de piquage qui est situé à une cote pizometrique de 760m NGA et la station de pompage située à une cote de 755 m NGA.

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

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

Telle que $H_d = C_{Pp} - C_{TNsp} = 760 - 755 = 5m$

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

D'où $\Delta H = H_d$

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

$$Q_{pomp} = \frac{Q_{max.j}}{t * 3600} = \frac{1425.61}{20 * 3600} = 0.0198 m^3/s$$

En appliquant la formule DARCY –WEISBECH :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\Delta H_t * \pi^2 * g}}$$

Avec $L_e = 1401.33 * 1.10 = 1541.463m$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à

$\lambda = 0.02$ et on calcule le premier diamètre :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\Delta H_t * \pi^2 * g}} = \sqrt[5]{\frac{8 * 0.02 * 1401.43 * 0.0198^2}{5 * 3.14^2 * 9.81}} = 0.182m$$

On fait la première iteration:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{0.182})^{-2} \Rightarrow \lambda = 0.010904921$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.010904921 \cdot 1541.463 \cdot 0.0198^2}{5 \cdot 3.14^2 \cdot 9.81}} = 0.161 \text{ m}$$

Après 4 itérations la valeur de λ se stabilise: $\lambda=0.011137902$ et le $D_{\text{int}} = 0.161 \text{ m}$

Donc le diamètre de normalisé est de 184.6 mm avec PN6.

Tableau IV.7. caractéristiques de tronçon (Point de piquage - SP)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN6	200	184.6	0.0198	0.011137902	1401.33	4.5266	0.74

IV.6.1. 2. 2. De station de pompage vers le reservoir :

Tableau IV.8. Calcul HMT du tronçon (SP- R)

D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ Colebrook	longueur (m)	Hg (m)	ΔHT (m)	HMT (m)
90	3.5	83	3.66	303738.79	0.016079618	2073.185	49.8	301.56	351.36
110	4.2	101.6	2.44	248133.07	0.016240736	2073.185	49.8	110.82	160.62
125	4.8	115.4	1.89	218460.31	0.016405657	2073.185	49.8	59.22	109.02
160	6.2	147.6	1.16	170801.62	0.016850603	2073.185	49.8	17.77	67.57
200	7.7	184.6	0.74	136567.28	0.017384204	2073.185	49.8	5.99	55.79
250	9.6	230.8	0.47	109230.16	0.018025146	2073.185	49.8	2.03	51.83
315	12.1	290.8	0.30	86692.98	0.018790743	2073.185	49.8	0.67	50.47

Tableau IV.9. Frais d'investissement tronçon (SP- R),(tarif catalogue publique CHIALI tubes 2016)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
90	250.47	2073.185	10.17	52809.82
110	362.02	2073.185	10.17	76329.35
125	470.58	2073.185	10.17	99218.46
160	776.71	2073.185	10.17	163763.80
200	1199.22	2073.185	10.17	252847.04
250	1872.20	2073.185	10.17	394740.10
315	2985.40	2073.185	10.17	629450.44

Tableau IV.10. Frais d'exploitation tronçon (SP- R)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
90	351.36	83.23	607573.13	2.4696	1500462.61
110	160.62	38.05	277748.05	2.4696	685926.59
125	109.02	25.82	188514.20	2.4696	465554.67
160	67.57	16.01	116841.24	2.4696	288551.12
200	55.79	13.22	96473.68	2.4696	238251.39
250	51.83	12.28	89630.25	2.4696	221350.86
315	50.47	11.95	87268.63	2.4696	215518.61

Tableau IV.811. Bilan de tronçon (SP- R)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
90	52809.82	1500462.61	1553272.44
110	76329.35	685926.59	762255.95
125	99218.46	465554.67	564773.13
160	163763.80	288551.12	452314.92
200	252847.04	238251.39	491098.43
250	394740.10	221350.86	616090.96
315	629450.44	215518.61	844969.05

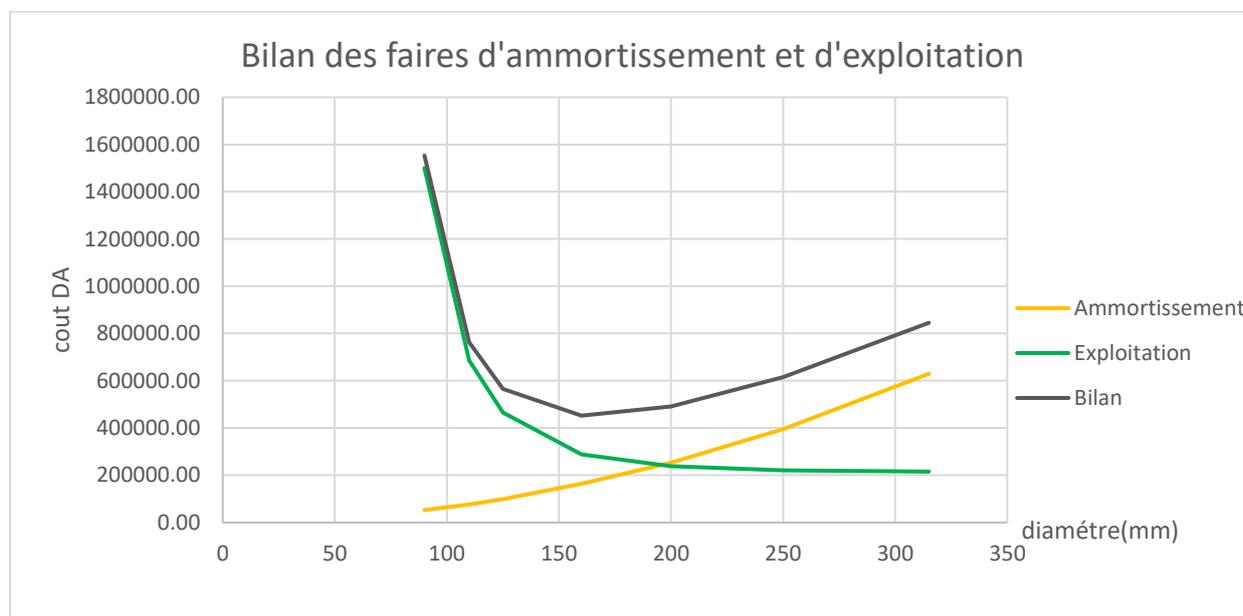


Figure IV.3: Bilan total du tronçon (SP-R)

Nous allons prendre un diamètre de 160 mm offrant une vitesse de 1,16 m/s.

IV.6.2. Comparaison entre les variantes retenues :**Tableau IV.36 :** Comparaison entre les variantes retenues

Variante	Bilan (DA)
Variante 01	827564.17
Variante 02	601543.58

Interprétation:

La variante retenue est donc la deuxième qui comprend un tronçon gravitaire (point de piquage-sp) sur une distance de 1401.33 m (diamètre 200 mm) et un tronçon en refoulement à l'aide d'une station de pompage vers le réservoir projeté place à la cote 798 m sur une distance de 2073.185 m (diamètre 160 mm).

Conclusion:

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet d'approvisionnement en eau potable de l'agglomération de Djebel Ouagueb. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix du système pompage adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction. Cette étude comprendra le choix des pompes et des moteurs adéquats, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

V.1. Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

V.2. Type de pompe

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation, à nous donc de choisir celle offrant les meilleures performances. Nous dénombrons trois (03) grandes familles de pompes :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent une maintenance et un entretien très simple.

V.2.1. Les pompes centrifuges

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes. Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur. Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration. Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des Caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

V.3.1. Pompe installée en charge

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.

V.3.2. Pompe installée en aspiration

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide).

V.4. Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée.

V.5. Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- $(NPSH)_r$ minimal.

V.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Eviter les zones inondables

- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de:
 - Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.7. Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, nous ferons appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.

V.7.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- Chaque conduite de refoulement abouti à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

V.7.2. Couplage en série

Dans ce cas :

- 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.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

V.8. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : $[H-Q]$, $[P_{abs}-Q]$, $[\eta_p-Q]$, $[(NPSH)_r-Q]$

V.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge

total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite ($s^2.m^{-5}$) elle est donnée par :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge. L: Longueur de la conduite (m).

g: Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2.s^{-1}$)

D: Diamètre de la conduite (m).

V.10. Point de fonctionnement des pompes

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c -Q] 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.

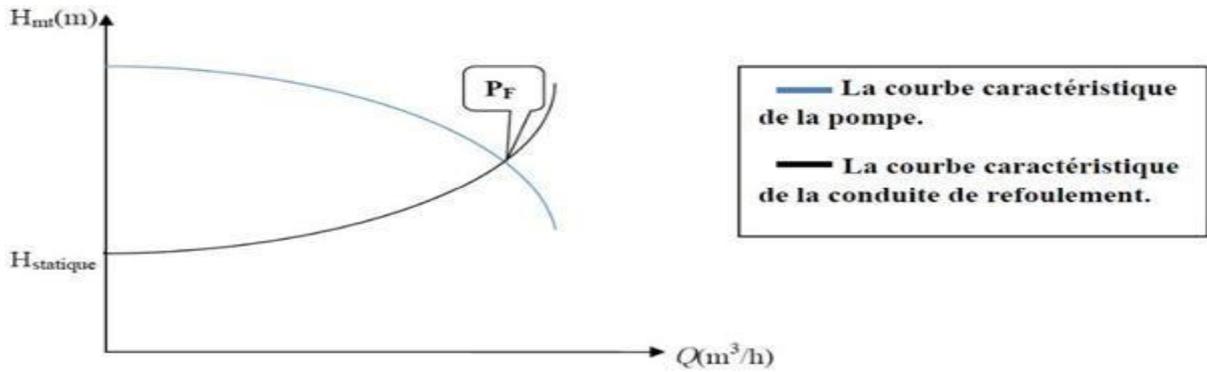


Figure V.1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.11. Modes de réglage

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

V.11.1. Débit disponible > Débit appelé

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

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet Vanne de refoulement.

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

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots(V.4)$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (V-6)$$

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

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs, des rétrécissements brusques, des coudes..etc).

5. Changement du type de la pompe

6. Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

V.11.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

1. **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**
3. **Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

V.12. Cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes

centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Le critère qui sert à définir la pression nécessaire à l'aspiration pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point du fluide une pression supérieure à la pression de vapeur saturante, est le «NPSH » sigle de l'abréviation anglo-saxonne de« Net Positive Section Head ». Cette caractéristique, donnée par le constructeur est qualifiée de « NPSH requis », tient compte en particulier de la chute de pression que subit le fluide lors de son accélération à l'entrée de la roue. La pompe ne fonctionnera correctement que si la pression totale à l'entrée PA est supérieure à la somme

$p^{\circ} + \text{NPSH requis}$. Nous appelons « NPSH disponible » la différence entre la pression totale à l'entrée et la pression de vapeur saturante. Il faut donc respecter la condition :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H requis suffisamment faibles.

V.13. Calage des pompes Centrifuges

V.13.1. Installation en charge

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible

pour que le NPSH disponible doit toujours être supérieur à NPSH requis. Pour une installation en charge le NPSH_d est donné par :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_d = P_{at} - T_v + h_{asp}^{adm} - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \dots\dots\dots (V-7)$$

$$\Delta h_{asp} = \Delta h_{asp}lin + \Delta h_{asp}sin \dots\dots\dots (V-8)$$

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots (V-9)$$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (V-10)$$

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

On prend : r = 0,3 m.

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \dots\dots\dots (V-11)$$

P_{atm} : pression atmosphérique ;

$$P_a = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots (V-12)$$

Avec :

H : altitude de la station

P_v : Tension de vapeur saturée ;

h_{asp}^{adm} : Hauteur d'aspiration admissible ;

Δh_{asp} : La somme des pertes de charges ;

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V-13)$$

Avec:

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (V-14)$$

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

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

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

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

V.13.2. Installation en aspiration

Pour une installation en aspiration la est donné par :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_{at} - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \dots\dots\dots (V-15)$$

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \dots\dots\dots(V-16)$$

V.14. Moteur d'entraînement:

V.14.1. Définition:

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

V.14.2. Choix du moteur:

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

- Puissance du moteur absorbée.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation du moteur.

V.14.3. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{moteur} = N_{pompe} (+/-) 200 \text{ tr/mn} \dots\dots\dots(V.17)$$

V.15 Application à l'adduction de la ville de Djebel Ouague[4]

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 19.8 l/s et une hmt de 67.77 m.

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

Tableau V.1.Caractéristiques des pompes cas de 2 pompe

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	MEC-A3/65	19.8	67.57	72.3	2950	19	3.56	3
2	MEC-A3/50	9.9	67.57	61.3	2900	18	2.84	3

Pour cette station de pompage nous allons prendre une MEC-A2/65

Remarque

On opte pour un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours.
Ces deux (02) pompes sont identiques de type **MEC-A2/65**

V.15.1 Description de la pompe

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en fonte
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP

Données techniques	Caractéristiques
Q	19.8 l/s
H	67.6 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteurP	19 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN 80
Raccord d'aspiration	DN 100

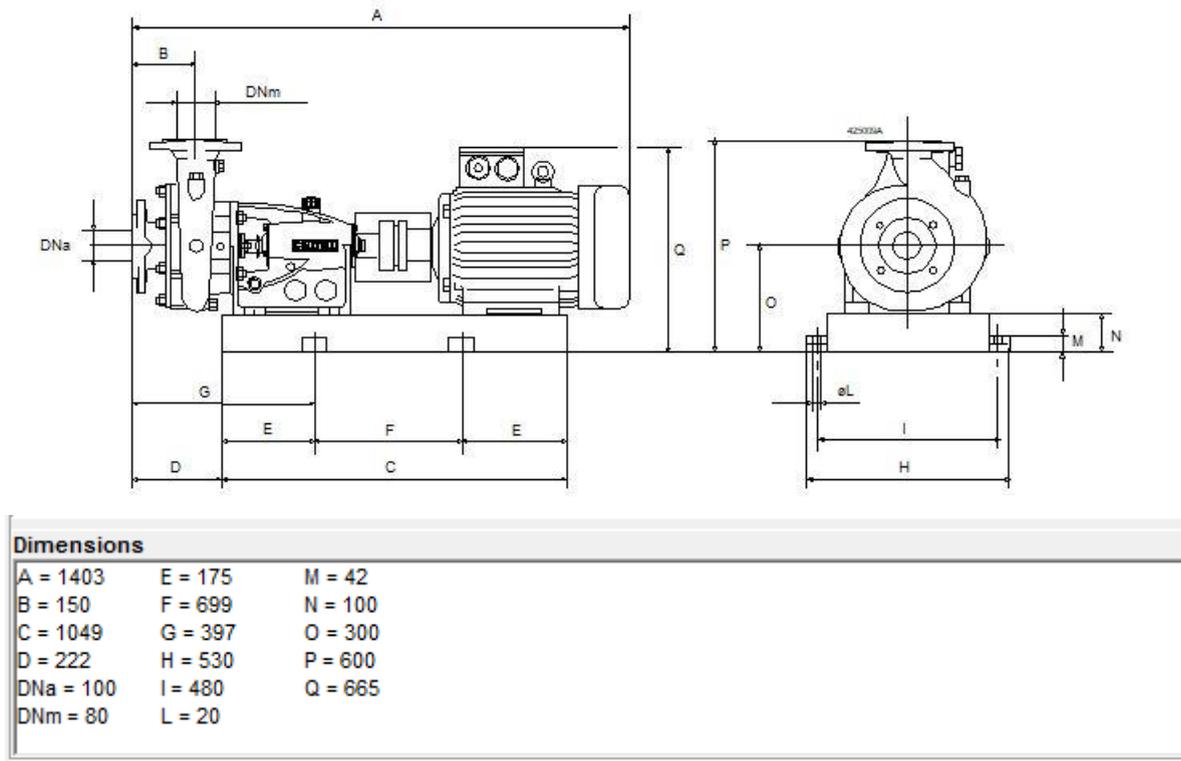


Figure V.2 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 3B

V.15.2 Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [Pabs-Q], [ηp-Q], [(NPSH)r-Q] Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.5)

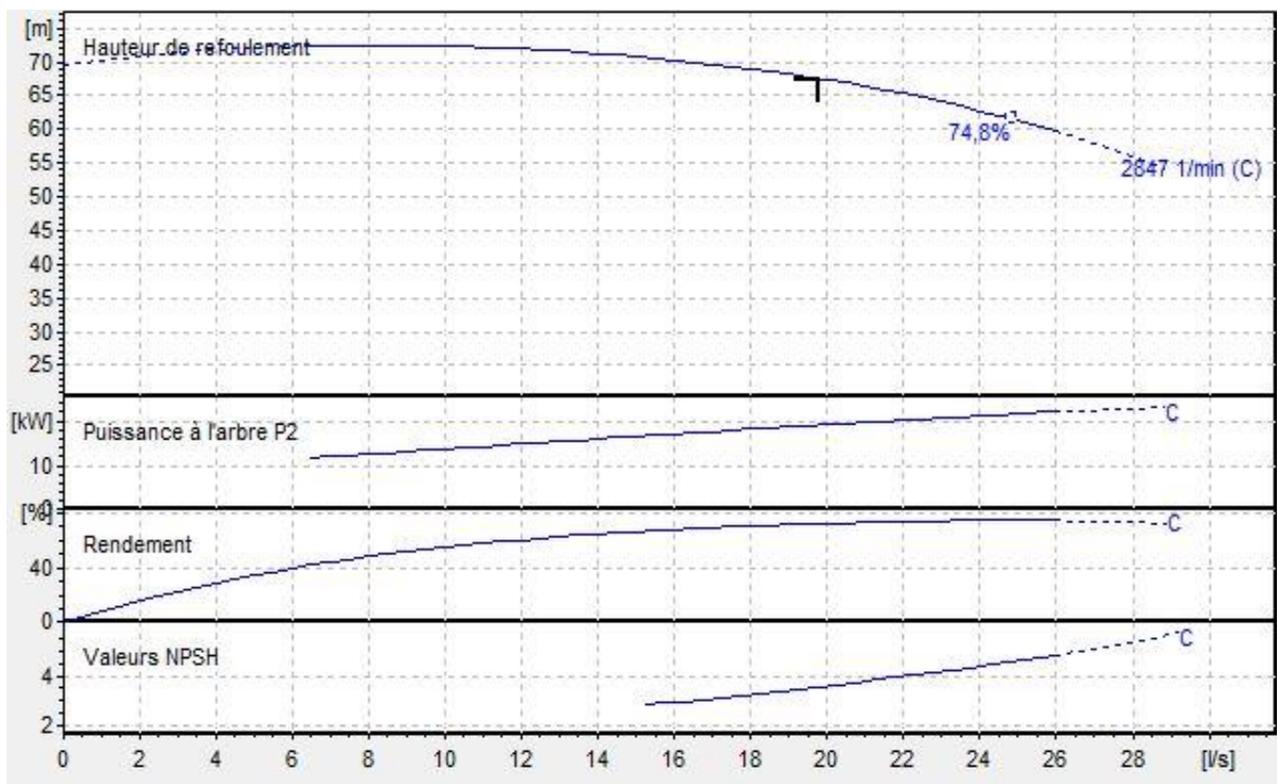


Figure V.3: Les courbes caractéristiques de la pompe

V.15.3 Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.3. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	Δh_{plin} (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
1	0	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	0.00	0.00	49.80
2	4	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	0.63	0.69	50.49
3	8	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	2.52	2.77	52.57
4	12	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	5.67	6.23	56.03
5	16	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	10.08	11.08	60.88
6	20	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	15.74	17.32	67.12
7	24	49.8	2073.185	0.1476	0.016079618	22.67	24.94	74.74

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.6)

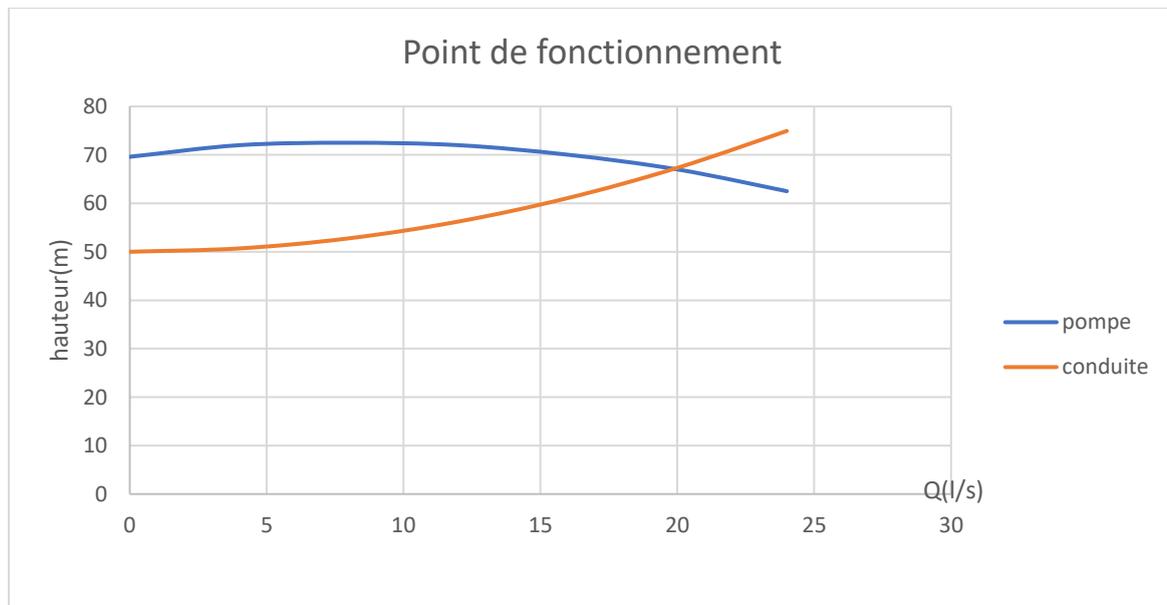


Figure V.4: point de fonctionnement de pompe

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 0.0199 \text{ m}^3 / \text{s} \approx Q_{app} = 0.0198 \text{ m}^3 / \text{s} \\ H_{pf} = 67.6 \text{ m} \approx H_{app} \approx 67.57 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.15.4 Dimensionnement des équipements des pompes

V.15.4.1 Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$D_a > d_a$ (V.18)

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 80 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$D_a = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes:

$$V_a = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0.0198}{3.14 \times 0.16^2} = 0.985 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

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

P_{atm} : pression atmosphérique ;

$$P_a = 10,33 - 0,00139 * H$$

Tableau V.4 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C
 Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} = 0.0689 \text{ m}$$

$$\Delta h_{asp} = 1.1 \times 0.0689 = 0.0758 \text{ m}$$

Avec :

L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 20 m ;

D : diamètre de la conduite d'aspiration(m), Da=160mm

Q : débit refoulé (m³/s)

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 3.56 m. La station de pompage sera implanté a la cote 755 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 755$$

$$P_{atm} = 9.28 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température T°=18 °C ⇒ Tv = 0,216 mce.

$$h_{asp}^{adm} = -3.56 - 0.5 + 9.28 - 0.216 - \frac{0.985^2}{2 \times 9.81} - 0.0758 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4.88 \text{ m}$$

On a: 4.88 > 3

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.15.5 Calage de la pompe

Le niveau minimum du plan d'aspiration:

$$\nabla_{\min} = C_p - h + h_{inc} = 755 - 3 + 0.3 = 752.3 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 752.3 + 4.88 - 0.3 = 756.88 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 756.88m .pour éviter la cavitation

V.15.6 Choix du moteur électrique

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.15.6.1 Caractéristiques du moteur

Fréquence :50 Hz

Tension nominale :400V

Vitesse nominale :2950 tr/min

Nombre de pôles :2

Puissance nominal :19 Kw

Courent nominal :-A

V.15.7 Equipements en amont

a) hauteur de butée

Y étant la distance entre l a génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que : $y = 0,3\text{m}$ pour $Da \leq 500 \text{ mm}$

$Y = 1\text{ m}$ pour $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme $Da = 2000 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0.3 \text{ m}$

b) Longueur du convergent

$$l_{con} = (3,5 - 4) (Da-da) \dots \dots \dots (V.19)$$

Prenons: $l_c = 3.5 (Da - da) = 3.5 * (160 - 100) = 210 \text{ mm}$

c) Dimension du trancon

$$l_{tr} = 2.Da \dots \dots \dots (V.20)$$

Nous aurons : $l_{tr\ asp} = 2 * 160 = 320 \text{ mm}$

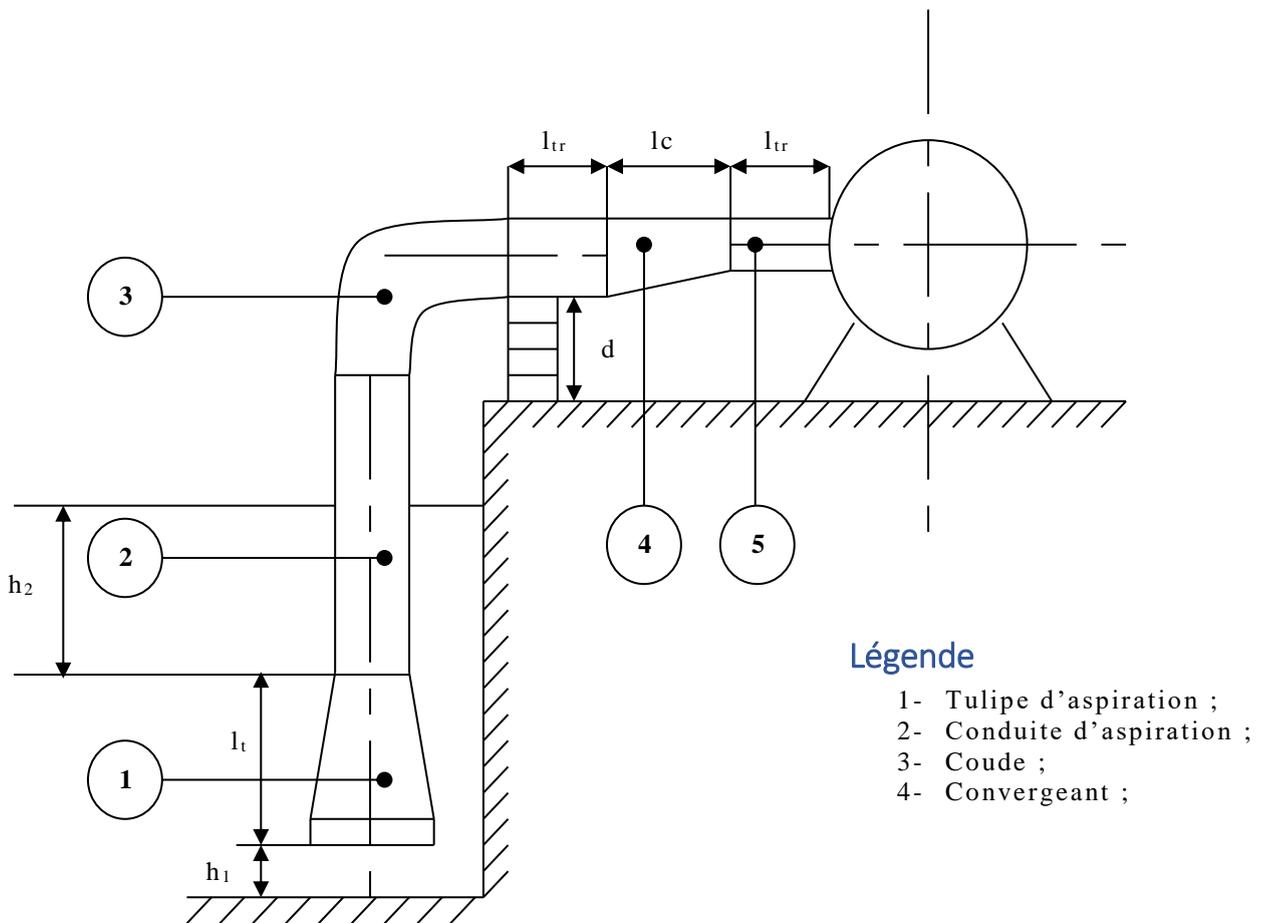


Figure V.5 : équipements en amont

V.15.8 Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_t r \geq 2 D_r \dots\dots\dots(V.21)$$

$$l_t r = 2 * 160 = 320 \text{ mm}$$

$$d_v = 0,25 D_r \dots\dots\dots(V.22)$$

$$d_v = 0,25 * 160 = 40 \text{ mm}$$

$$l_{d i v} = (3,5 - 4) (D_r - d_r) \dots\dots\dots(V.23)$$

$$l_{d i v} = 3,5 (160 - 80) = 280 \text{ mm}$$

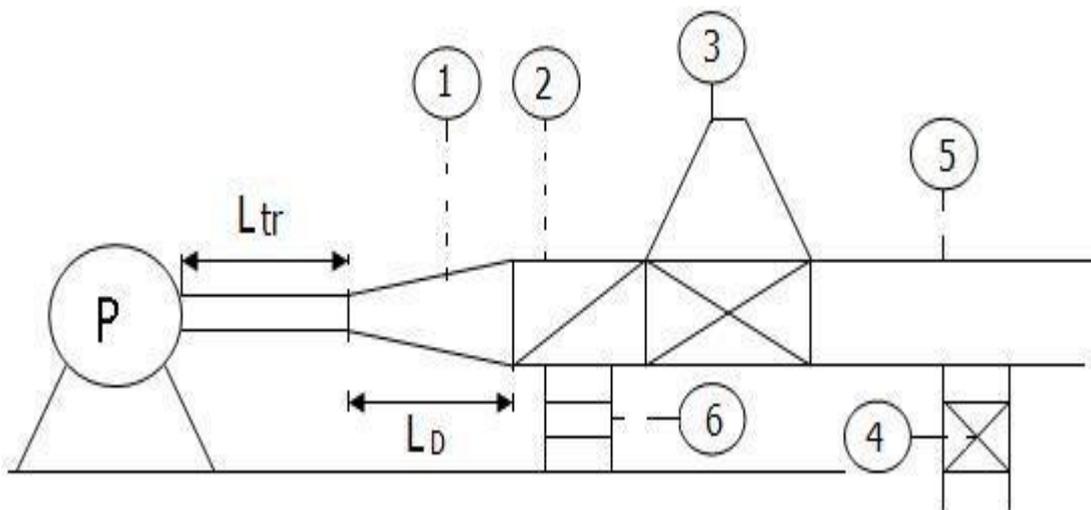


Figure V.6 : équipements en aval

Sur la Figure V.8: les équipements en a l'aval d'une pompe sont :

1. Le divergent
2. Tronçon
3. Ventouse
4. Vidange de fond
5. Conduite de refoulement
6. Butée

V. 15.9 Génie civil de la station de pompage

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égales.

V. 15.9.1 Calcul génie civil

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

V. 15.9.1.1 épaisseur 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. 15.1.2 Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots \dots \dots (V.24)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots \dots \dots (V.25)$$

H_p : hauteur de la pompe $H_p = 600$ mm

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5$ m ;

A.N : $H_5 = 0,6 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,4$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2$ m

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3$ m ;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5$ m ;

A.N : $H_b = 1,4 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,2$ m

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5$ m.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de 5,5 m.

V. 15.9.1.3 Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + 2s \dots \dots \dots (V.26)$$

n : nombre de pompes, $n = 2$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$L = 2$ m

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = 2$ m,

L_{pf} : longueur largeur de la salle des machines, $L_{pf} = 4.1$ m.

L_r : largeur de l'armoire électrique, $L_r = 1$ m ;

L_e : l'espace entre l'armoire électrique et les murs, $L_e = 1$ m.

s : épaisseur du mur, $s = 0,25$ m ;

A.N : $L_b = 4 + 2 + 4.1 + 1 + 1 + 2 \cdot 0.25 \Rightarrow L_b = 13.32$ m

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **13.32 m**.

V. 15.9.1.4 Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s \dots\dots\dots(V.27)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,25 m ;

l₁ : distance entre mur et premier organe de la pompe, l₁ = 2.09m ;

l₂ : largeur de pompe, l₂=1m

l₃ : distance entre la pompe et le mure du couloir, l₃=1.81m;

l₄ : largeur du couloir, l₄ = 1.91m;

l₅ : longueur du bureau de chef d'exploitation, l₅=5.08m.

A.N: $l_b = 2.09+1+1.81+1.91+5.08+2*.25+2*0.14 \Rightarrow l_b = 12.67 \text{ m}$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **12.67m**.

V. 15.9.1.5 Dimensions des portes

✓ porte principale : 4.2*3

✓ porte secondaire : 2,2*0.78

V. 15.9.1.6 Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = S_{SP} \times 0.14(m)$$

$$\Rightarrow \sum S_f = 4.44 \times 14 \times 0.14 \Rightarrow \sum S_f = 8.70m$$

V. 15.9.1.7 Dimensionnement des marches d'escalier

hauteur : 17 cm ;

largeur : 30 cm ;

longueur : 100 cm

pente : 1/1,75.

V.16. Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage et de ventilation
- Un système de commande automatique et de contrôle.
- Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage
- Un système anti-incendie.

V.16.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m=1.2*P \text{ (pompe + moteur)(V.28)}$$

Vu que la pompe PM 100/ 2 E et son moteur pèsent tous deux 268 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 321.6 kg

V.16.2. Système de commande automatique et de contrôle

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance

V.16.3. Système de ventilation

Son rôle est d'évacuer la chaleur due au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

V.16.4. Système d'alimentation électrique

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continu de la station en cas de coupure.

V.16.5. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

V.16.6. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale. Suite à ce chapitre nous avons pu faire les constatations suivantes :

Pour le système de transfert d'eau point de piquage vers le reservoir de Djebel Ouagueb, il nous faut une station de pompage qui comprend une (01) pompe monocellulaires de type MEC-A2/65 et une (01) autre de secours de même type.

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction

Toute canalisation une fois mis en terre nécessitera une protection contre le phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VI.1.1. Les causes du coup de bélier

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

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

VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de

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

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à -10 mce, il se produira une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01:

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est (L/a) au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02:

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche .l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $(L/2)$ c'est-à-dire à $(2L/a)$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps (L/a) c'est-à-dire à $(3L/a)$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps (L/a) c'est-à-dire à $(4L/a)$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $(4L/a)$

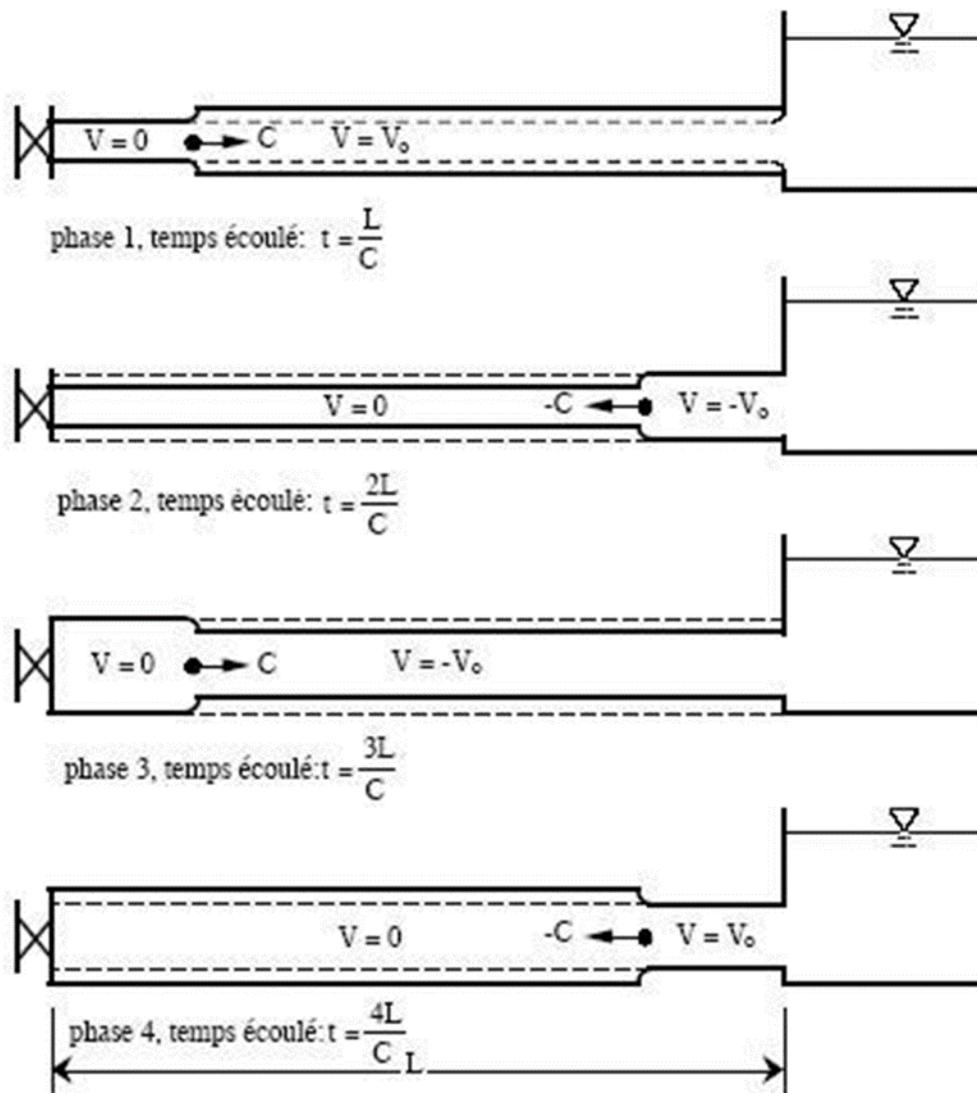


Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

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

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la Seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite. Dans le chapitre IV intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule a fermeture lente d'une durée de 0.5 h, ce qui nous emmené à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH

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

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2 ,07*10⁹ pascal
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a :Rayon intérieur de la conduite (m)
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; ν_m=0,46 (PEHD)
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; ν_s=0,33
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; E_m =3.10⁹ Pascal
- E_s : Module de Yong du sol considéré E_s =2.10⁸ Pascal

Tableau VI.1. Les caractéristiques de tronçon (Point de piquage- SP)

Tronçon	D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	L (m)	Hg (m)	Vitesse (m/s)
Piquage-SP	200	7.7	184.6	1401.33	5	0.74

Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde de tronçon (Point de piquage - SP)

Tronçon	K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
Piquage-SP	2,07	1000	0,0923	0,46	0,33	2	3	0.0077	517.77

Et d'ou la charge tenant compte du coup de belier:

- **La surpression :**

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots[\text{VI.2}]$$

- **La dépression :**

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots[\text{VI.3}]$$

Avec:

$$b = \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots[\text{VI.4}]$$

Tableau VI.3. Calcul de surpression et depression (Point de piquage -SP)

Tronçon	V ₀ (m/s)	b(m)	H _g	H _s	H _d
Piquage-SP	0.74	39.06	5	44.06	-34.06

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

$$tr = 2 * L / C \dots\dots\dots[\text{VI.5}]$$

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

L : longueur de la conduite gravitaire (m).

C : célérité d'onde (m/s) .

Tableau VI.4. Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.

Tronçon	L(m)	C (m/s)	tr(s)
Piquage-SP	1401.33	517.77	5.41

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

$$b = (2 * L * V) / (g * t) \dots\dots\dots[\text{VI.6}]$$

Avec :

L : la longueur de la conduite (m) ;

V0 : Vitesse d'écoulement m /s ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

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

Tableau VI.5. Calcul du suppression et depression

Tronçon	L(m)	T	V0(m/s)	b(m)
Piquage-SP	1401.33	1800	0.74	0.117

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

VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression a une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

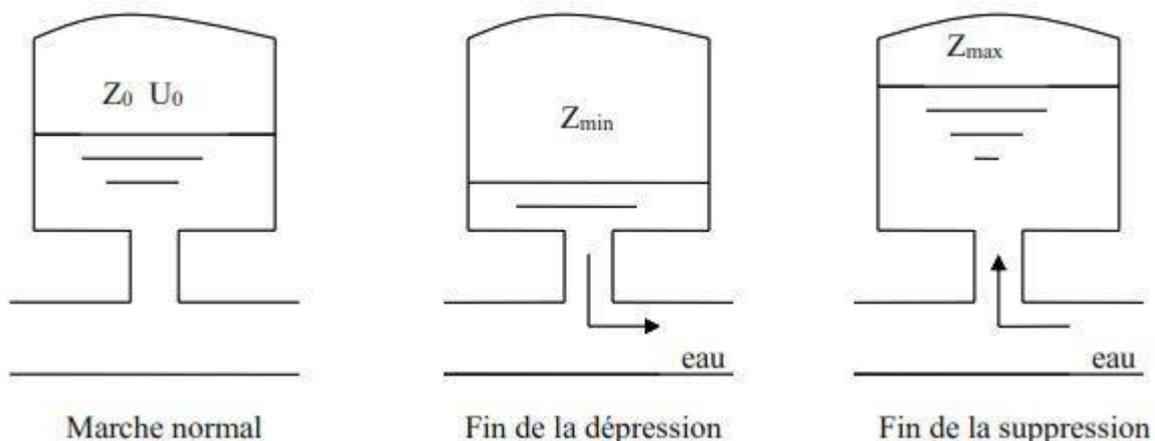


Figure VI.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée joue le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

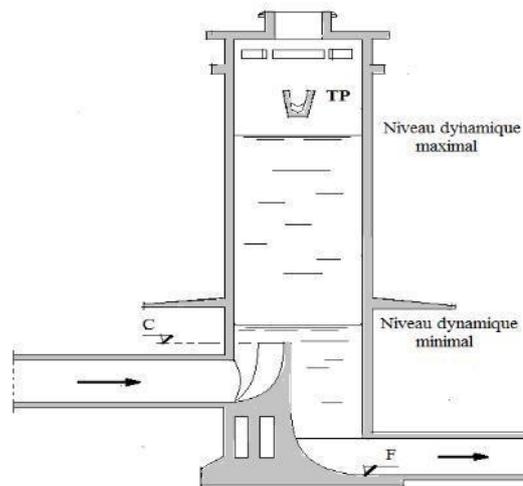


Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre

c) Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

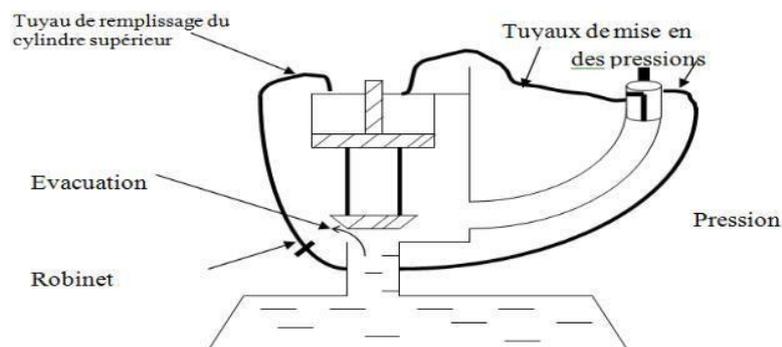


Figure VI.4 : Soupape de décharge

d) Volant d'inertie :

calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.1.5.1. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT

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

b) Méthode de BERGERON

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

VI.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH su cité qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}$$

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots \dots \dots [VI.7]$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s). g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots\dots\dots (VI.8)$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \dots\dots\dots [VI.9]$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0}$$

D'où :

$$\Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \cdot Z_{min}}{Z_0} \dots\dots\dots [VI.10]$$

U_{max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.5. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

tronçon	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP-Reservoir	160	147.6	0.017	1.16	2073.185	49.8

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Calcul de célérité d'onde pour l'adduction de refoulement

Tronçon	K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)	e _m (m)	C (m/s)
Piquage-SP	2,07	1000	0.1476	0,46	0,33	2	3	0.0062	518.59

Tableau VI.8. Calcul de volume de réservoir d'air pour l'adduction de refoulement

N° de Station	Z ₀ (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	Z _{max} (m)	Z _{max} / Z ₀	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻³)	U ₀ /L*S (x10 ⁻²)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)
SP1	59.8	1.16	9,81	111.12	1.86	0.0686	1.15	1.2	0.65	0.423	0.65

Le volume d'air maximale est de 0.65 m^3 .nous le majorons de 30% et nous trouvo un volum normalisé 1000 litres .

Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement pour l'installation de réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie de stations de pompage, ayant une capacité de 1000 litres.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier se fait par une manœuvre de la vanne pour une durée supérieure à 0.5 h.

Chapitre VII : Gestion du Projet

Introduction

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à Suivre pour la bonne exécution de notre projet, allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

VII.1. Différents travaux à entreprendre**VII.1.1.Travaux concernant l'adduction**

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

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

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

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VII.1.4. Choix des engins de terrassement [3]

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics.

Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.2. Pose de canalisation [2]

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être protégées.

Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différents contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

VII.2.1. Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.

- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.

- Le tassement différentiel du terrain.

- Action des racines des arbres.

VII.2.2. Réalisation des fouilles

a)Tracé

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet. Le choix du matériau de construction est très important. En effet, le PEHD que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

b)Longueur de la tranchée

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, a chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

c)Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$B=D+2 \times e \dots \dots \dots (VII.1)$$

-B : largeur de la tranchée (m).

-D : diamètre de la conduite (m).

-e : espacement = 25 cm

d)La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

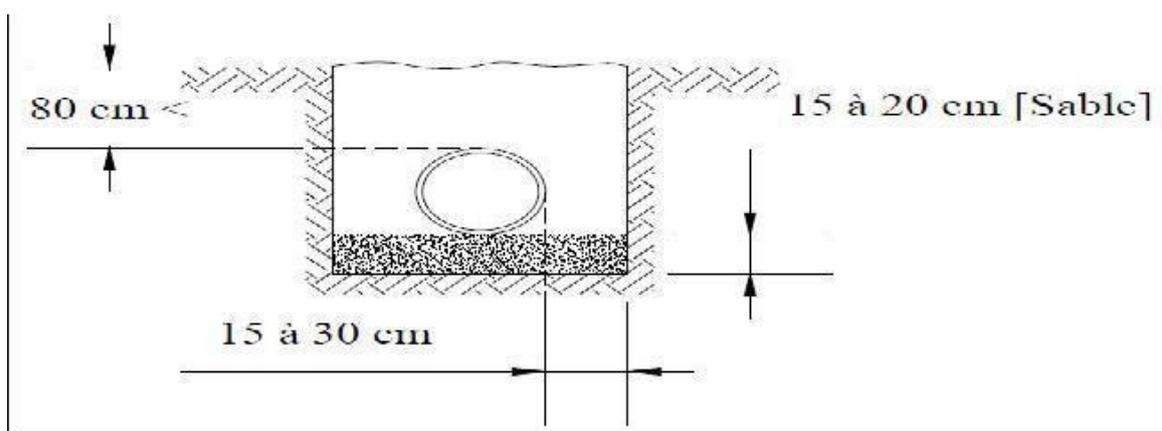


Figure VII.1 : Profondeur de tranchée

e) Lit de pose

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

f) Aménagement du lit de pose

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

VII.2.3. La mise en tranchée

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation. - A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VII.2.5. Epreuve des joints et canalisation principale

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar. VII.2.6. Remblaiement des tranchées Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement on utilisant la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.

VII.2.7. Le compactage

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

VII.3. Pièces spéciales

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits. Les accessoires utilisés sont :

VII.3.1. Robinets vannes

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif. Ces dispositifs peuvent être soit :

a) Robinets-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compté d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.



Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule

b) Vanne papillon

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon



Figure VII.3 : Robinets vanne papillon

Dans notre cas, nous prévoyons :

- L'installation d'un robinet vanne à opercule à :
 - Chaque 500m de la conduite de refoulement.
 - la conduite d'aspiration de chaque pompe.
 - Sur les conduites d'arrivées et de vidange des réservoirs.
- L'installation de robinets vanne papillon sur les conduites de départ du réservoir.

VII.3.2. Clapets anti retour

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. il est placé à la sortie de chaque pompe

VII.3.3. Ventouses

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire la conduite et l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

VII.3.4. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

VII.3.5. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.

VII.3.6. Joints de raccordement

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.

VII.3.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression.

Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;

b) Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

- **Manomètres à aiguilles** : dans les manomètres à aiguille , le mouvement est transmis à l'aiguille, soit par un secteur denté soit par un levier soit par une

membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- **Manomètres à soufflet** : ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

VII.3.8. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont:

a) Coude

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.4.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \dots \dots \dots (VII.2)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \dots \dots \dots (VII.3)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.4.1.1. La profondeur de la tranchée :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots \dots \dots (VII.4)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

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

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

VII.4.1.2. Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

VII.4.2.Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \dots \dots \dots (VII.5)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

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

L : longueur de la tranchée (m).

VII.4.3. Remblais compacté

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

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 * b * L. \quad V_c = S * L.$$

VII.4.4. Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur	Htr	B	V_{exc}	V_{con}	V lit de sable	V_{rem}	V_{eva}
200	0.031	1401.33	1.15	0.7	1128	43.44	147.14	937.42	528.98
160	0.02	2073.185	1.11	0.66	1519	41.5	205..25	1272.25	702.45

Tableau VII.2: Devis estimatif des travaux de l'adduction.

Désignation de travaux	Unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant (DA)
Décapage	m ³	350	2647	926450
Le lit de sable	m ³	600	352.39	211434
Les déblais	m ³	450	84.64	38088
Les remblais	m ³	700	2209.67	1546769
Evacuation	m ³	700	1231.43	862001
Total				3584742

VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Tableau VII.3.récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)					
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	portes	
				secondaire	principale
13.32	12.67	5.5	0,25	2.2*1.2	4.2*3.2

Poteaux : bxb =40x40

Poutres : bxb = 40x40

VII.5.1. volumes

a. Décapage

$$V_d = e \times l \times L = 0,25 \times 13,32 \times 12,67 = 42,19 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 42,19 \text{ m}^3}$$

b. Excavation (Fouilles)

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

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

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

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

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

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

$$\mathbf{V_{bp} = 3.15 \text{ m}^3}$$

d. Béton armé

- Semelles

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

$$\mathbf{V_s = 12.6 \text{ m}^3}$$

- Demi – poteaux

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

$$V = 0,16 \times 14$$

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

- Poutre inférieure

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 13,32 \times 4) + (0,4 \times 0,4 \times 2 \times 5,4) + (0,4 \times 0,4 \times 4 \times 5,08)$$

$$+ (0,4 \times 0,4 \times 2 \times 1,91) + (0,4 \times 0,4 \times 2 \times 6,03) + (0,4 \times 0,4 \times 2 \times 3,62)$$

$$- (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 22) = 15,8 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{pinf} = 15.8 \text{ m}^3}$$

- Poteaux

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ; \text{ donc pour 22 poteaux est : } V_p = 22 \times 0,88 = 19,36 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_p = 19.36 \text{ m}^3}$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 22 \times [(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (0,4 \times 0,4 \times 1,1)] = 70,38 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rf} = 41.38 \text{ m}^3}$$

f. Maçonnerie

- Maçonnerie mur

On utilise le type de briques : Briques (30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

$$\text{Surface du mur } S = (5,08 \times 5,5 \times 5) + (13,32 \times 5,5 \times 4 - 2 \times 0,5 \times 5 \times 4) + (1,91 \times 5,5 \times 2) + (4,5 \times 5,5 \times 2) = 459,25 \text{ m}^2 \text{ Nb} = 459,25 / 0,06 = 7654 \text{ briques.}$$

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$Nb+100=100+8254=7754 \text{ briques}$$

- Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure

$$S = (5.08 \times 0.9 \times 5) + (13.32 \times 0.9 \times 4 - 2 \times 0.9 \times 4) + (1.91 \times 0.9 \times 2) + (4.5 \times 0.9 \times 2) = 75.15 \text{ m}^2$$

$$Nb = 75.15 / 0.06 = 1253 \text{ briques.}$$

$$\text{Nb.tot} = 7754 + 1253 = 9007 \text{ briques}$$

Tableau VII.4. les travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	9.18
2	Excavation	m ³	60.75
3	Remblai compacté	m ³	171.94
4	Béton de propreté	m ³	4.05
5	Béton Armé	m ³	74.56
6	Maçonneries	Unité	6074

Tableau VII.5. Devis des différents travaux de la station de pompage

Travaux	Quantité (M3 /unités)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	42.19	142	5990.98
Excavation	47.25	348	16443
Remblai compacté	3.15	400	1260
Béton de propreté	3.15	656	2066.4
Béton armé	41.38	32000	1324160
Maçonneries	9007	23	207161
			TOTAL :1557081.38

V.6. Protection et sécurité du travail

Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VII.6.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.6.1.1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.

- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.6.2.Facteursmatéries

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VII.7.3.Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.7.4Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VII.7.4.Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VII.7.4.1.Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

VII.7.4.2.Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.7.4.3.Protection collective

VIII.7.4.3.1.Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation modern.

VIII.7.4.3.2. Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence,

alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

VIII.7.4.3.3.Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude du renforcement en eau potable de l'agglomération de Djebel Ouagueb à partir du piquage situé sur la conduite de transfert l'eau à partir d'une station de traitement de Sidi Khlifa vers la wilaya de Constantine. Nous avons essayé d'aborder tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet..

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et ce pour un horizon de 25 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction en vue d'acheminer l'eau pour cette zone il a fallu :

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis de déterminer le débit à satisfaire qui est de $1425.61 \text{ m}^3/\text{j}$
- Dimensionner un réservoir projeté afin d'assurer la continuité d'écoulement de 300m^3 de capacité.
- Projeter des conduites en PEHD de 200mm de diamètre pour le tronçon reliant le point de piquage à la station de pompage et un diamètre de 160mm pour le tronçon reliant la station de pompage au réservoir projeté.
- Implanter une station de pompage ainsi que protéger l'adduction du coup de bélier en projetant un réservoir d'air à la sortie de station pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
- Estimer les coûts financiers du projet.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir qu'une gestion adéquate du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable».
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- [3] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation , Paris 1982.

Catalogues

- [4] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression »

Annexes

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

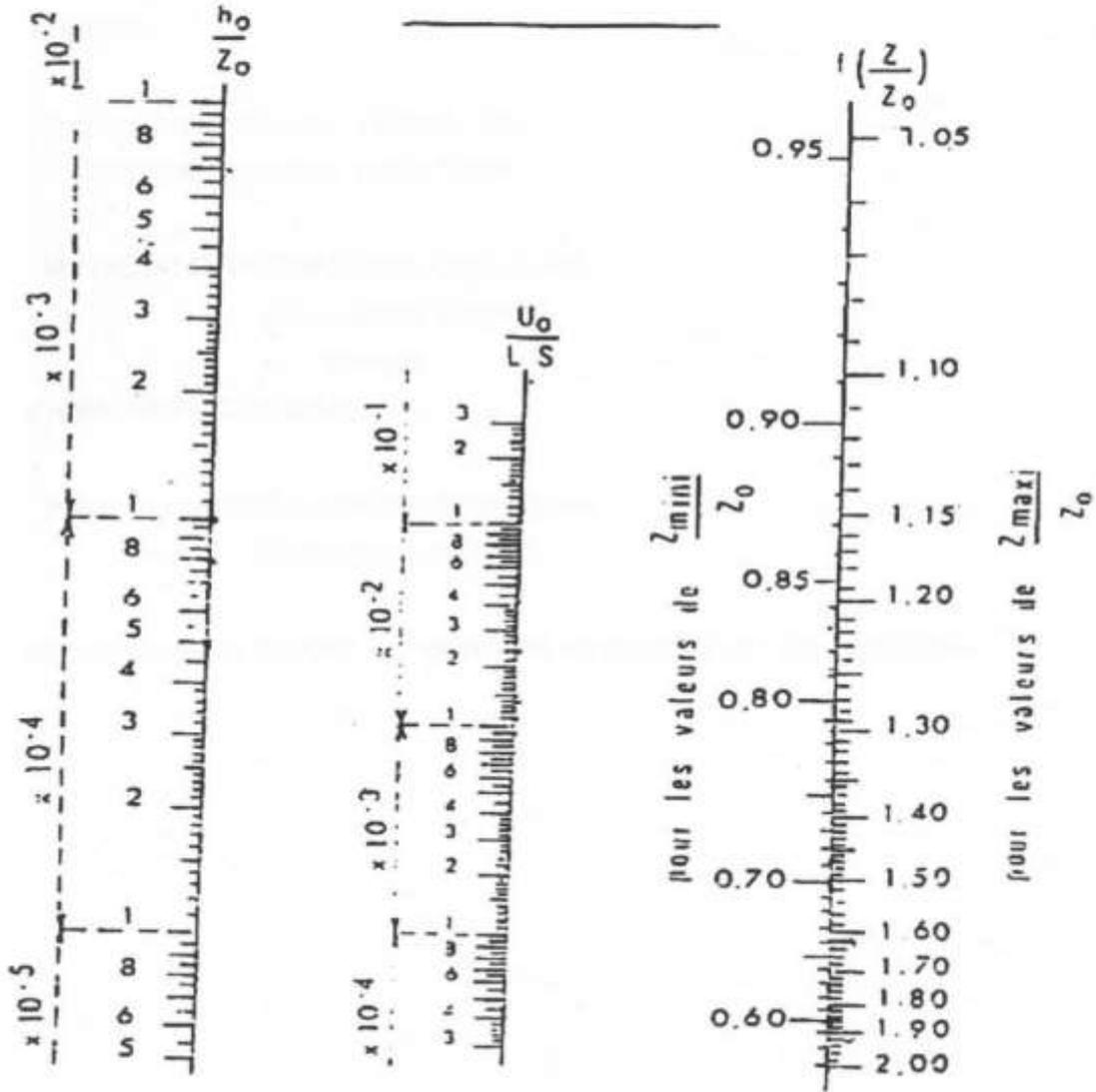


PLANCHE XXVII