

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes de la wilaya de Boumerdes.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-11

APA Citation (APA توثيق):

Alalou, Said (2011). Etude de l'adduction a partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes de la wilaya de Boumerdes[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'ADDUCTION A PARTIR D'UN PIQUAGE POUR
L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE SEPT COMMUNES
DE LA WILAYA DE BOUMERDES**

Présenté par :

M^r ALALOU Said

Promotrice :

M^{me} KAHLERRAS.M

Devant le jury composé de :

President: - M^r. B.SALAH

Examineurs:

- M^{me}. W.MAHMOUDI**
- M^r. A.HACHEMI**
- M^{me}. S.BELLABAS**
- M^r. M.BOUZIANE**

Octobre 2011

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : MESSOUDA.

Mon père : OMERANE.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mon frère: Foudil.

Mes sœurs : Razika, Khadidja et Zahra.

Mes cousines : Ali, et Zaki .

A tous mes amies en particulier à : Toufik, Meftah, Abd elhadi, Mohamed, Naas, Merzak, Mohamed el Amine, Moussa, Marwane, et Rachid.

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

Said ALALOU

Remerciement

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promotrice madame KAHLEERRAS.M pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Madame KHRBICHE et Monsieur TOULMOUÏ pour leurs documentations et leurs conseils.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et particulièrement Les enseignants de L'ENSH.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Said ALALOÛ

ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها شرق ولاية بومرداس وتعرف حاليا بنقصا كبيرا في المياه و يهدف هذا المشروع الي تزويد سبعة بلديات با المياه الصالحة للشرب انطلاقا من قناه تحويل مياه سد تاكسبت ا نحو الجزائر

من خلال هذه الدراسة سوف نتعرف على كيفية انجاز هذا المشروع وعلى جميع المعدات والهيكل اللازمة لإجاده

Résumé

La zone d'étude se située à l'est de la wilaya de Boumerdes, actuellement elle souffre l'absence d'eau potable

Pour alimenter cette zone en eau potable, on propose ce projet qu'est a pour but d'alimenter sept communes à partir du conduite du transfert des eaux du barrage de Taksebt vers Alger

Le but de cette étude est de connaître comment ce fait la réalisation de ce projet et tous les ouvrages et les équipements nécessaires .

Abstract

The zone of study located at the East of the wilaya of boumerdes, currently it suffers the absence of drinking water

To feed this drinking water zone, one proposes this project which is of feeds seven communes starting from the control of the transfer of water of the stopping of taksebt worm Algier

The goal of this study is to know how this fact the realization of this project and all the works and the equipment necessary.

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 Description générale de la zone d'étude.....	2
I.2 Situation géographique.....	3
I.3 Situation climatologique.....	4
I.3.1 Climat.....	4
I.3.2 Température.....	4
I.3.3 Pluviométrie.....	4
I.4 Séismicité.....	4
I.5 Relief.....	4
I.6 Hydrographie.....	5
I.7 Population.....	5
I.8 Situation hydraulique actuelle.....	6
I.9 Ressources en eau.....	7
Conclusion.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	8
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	8
II.2 Estimation des besoins en eau potable.....	9
II.2 .1 Les besoins domestiques.....	9
II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	9
II.2.2 Besoins scolaires.....	10
II.2.3 Besoins administratifs.....	11
II.2.4 Besoins sanitaires.....	13
II.2.5 Besoins socioculturels.....	14
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	14
II.3 Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	15
II.3.1 Consommation maximale journalière.....	15
II.3.2 Consommation minimale journalière.....	16
II.4 Variation des débits horaires.....	17
II.5 Calcul de déficit de consommation.....	24
Conclusion.....	25

Chapitre III: Les réservoirs

Introduction.....	26
III.1 Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	26
III.2 Classification des réservoirs.....	26
III.3 Choix du réservoir.....	27
III.4 Equipements du réservoir.....	27
III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	27
III.4.1.1 Par Le haut.....	27
III.4.1.2 Par Le bas.....	27
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	27
III.4.6 Conduite de trop-plein.....	28
III.4.6 Conduite de vidange.....	28
III.4.6 Conduite by-pass.....	28
III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	28
III.5 Calcul de la capacité des réservoirs.....	30
III.5.1 La méthode analytique.....	30
III.5.2 Méthode graphique.....	30
III.5.3 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique...31	
III.5.4 Forme des réservoir.....	38
III.6 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage.....	39
III.6.1 Bâche de la station de pompage N°1 (SP1).....	39
III.6.2 Bâche de la station de pompage N°1 (SP2).....	40
III.6.3 Bâche de la station de pompage N°1 (SP3).....	41
Conclusion.....	42

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	43
IV.1 Types d'adduction.....	43
IV.1.1 Adduction gravitaire	43
IV.1.2 Adduction par refoulement	43
IV.1.3 Adduction mixte.....	43
IV.2 Choix des matériaux de canalisation.....	43
IV.2.1 Fonte.....	43
IV.2.2 Acier.....	44
IV.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	44
IV.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	44
IV.3 Proposition de variantes.....	45
IV.3.1 Variante N°1	45
IV.3.2 Variante N°2	46

IV.4	Dimensionnement de l'adduction	47
IV.4.1	Détermination du diamètre avantageux	47
IV.4.2	Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	49
IV.4.3	Les caractéristiques des différents points.....	50
IV.4.4	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	50
IV.4.5	Normalisation des diamètres.....	52
IV.4.6	Les frais d'investissement.....	53
IV.5	Etude technico-économique de l'adduction	53
IV.5.1	Etude de l'adduction par refoulement	53
IV.5.2	Calcul des pertes de charge	54
IV.5.2.1	Pertes de charge linéaires	54
IV.5.2.2	Pertes de charge singulières.....	54
IV.5.2.3	Pertes de charge totales.....	55
IV.5.3	Calcul de la hauteur manométrique totale.....	55
IV.5.4	Puissance absorbée par la pompe.....	55
IV.5.5	Energie consommée par la pompe.....	55
IV.5.6	Frais d'exploitation.....	55
IV.5.7	Frais d'amortissement.....	56
IV.5.8	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement...56	
IV.5.8.1	Tronçon SP 1 –Réservoir de Baghlia	56
IV.5.8.1	Tronçon SP 2 –Réservoir d' Afir	58
IV.5.8.1	Tronçon SP 3–Réservoir d' Ouled Aissa	60
Conclusion.....		63

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	64
V.1 Définition	64
V.2 Couplage des pompes.....	64
V.3 Choix du type de pompe.....	64
V.4 Choix du nombre de pompes.....	64
V.4.1 Refoulement SP1 – Réservoir de Baghlia.....	65
V.4.2 Refoulement SP2 – Réservoir de AFIR.....	65
V.4.3 Refoulement : SP3 – Réservoir d'Ouled Aissa	66
V.5 Courbes caractéristiques des pompes.....	66
V.6 Point de fonctionnement d'une pompe.....	69
V.7 Courbe caractéristique de la conduite.....	69
V.7.1 Refoulement SP 1 - Réservoir Baghlia.....	70
V.7.2 Refoulement SP 1 - Réservoir Afir.....	72
V.7.3 Refoulement SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	73

V.8	Modes de réglage.....	74
a)	Débit disponible > Débit appelé	74
b)	Débit disponible < Débit appelé.....	76
V.8.1	Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	77
a)	Vannage.....	77
b)	Diminution du temps de pompage.....	77
c)	Rognage.....	77
V.8.2	Refoulement : SP 2 - Réservoir Afir.....	78
V.8.3	Refoulement : SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	79
V.9	Choix du moteur électrique.....	80
V.9.1	Critères de choix du moteur électrique.....	80
V.9.2	Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	81
V.9.3	Refoulement : SP 2 - Réservoir Afir.....	81
V.9.4	Refoulement : SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	81
V.10	Etude de la cavitation.....	81
V.11	Calage de la pompe.....	83
a)	Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	83
b)	Refoulement : SP 2 - Réservoir Afir.....	83
c)	Refoulement : SP 3 - Réservoir Ouled Aissa.....	84
Conclusion.....		85

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Introduction	86	
VI.1	Protection des conduites contre le coup de bélier.....	86
VI.1.1	Les causes du coup de bélier	86
VI.1.2	Les conséquences du coup de bélier	86
a)	Cas de la surpression.....	87
b)	Cas de dépression.....	87
c)	Fatigue de la canalisation.....	87
VI.1.3	Description des phénomènes physiques.....	87
VI.1.4	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	88
VI.1.5	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	88
a)	Réservoirs d'air.....	88
b)	Cheminée d'équilibre.....	88
c)	Soupape de décharge.....	89
d)	volant d'inertie.....	89
VI.2	Calcul des réservoirs d'air.....	89
a)	Méthode de VIBERT.....	89
b)	Méthode de BERGERON.....	89

VI.3	Dimensionnement des réservoirs d'air.....	89
VI.3.1	Calcul de la célérité d'onde C.....	91
VI.3.2	Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	91
VI.4	Protection des conduites contre la corrosion.....	92
VI.4.1	Facteurs de la corrosion.....	92
VI.4.2	Corrosion externe.....	93
VI.4.3	Corrosion interne.....	93
VI.4.4	principaux types de protection contre la corrosion extérieure.....	93
VI.4.5	principaux types de protection contre la corrosion intérieure.....	94
Conclusion.	94

Chapitre VII : Pose des Canalisations et accessoires

Introduction	95
VII.1	Pose des canalisations.....	95
VII.1.1	Le Principe de pose des canalisations	95
1)	Pose en terre.....	95
2)	Pose en mauvais terrains sable.....	95
3)	Pose en galerie	95
4)	Pose en pente	96
5)	Traversée de rivière	96
VII.2	Accessoires	96
VII.2.1	Vannes de sectionnement	96
a)	Les vanne d'isolement	97
b)	Les vannes à clapets de non-retour	97
c)	Les vannes de réduction de pression.....	97
VII.2.2	Ventouses	97
a)	Rôles de la ventouse	98
b)	Types de la ventouse	98
VII.2.3	Vidange.....	98
VII.2.4	Clapet anti retour	98
VII.2.5	Organes de raccordement	99
1)	Coudes	99
2)	Cônes	99
3)	Tés	99
4)	Joints.....	99
VII.2.6	By-pass	100
VII.2.7	Crépines.....	100
VII.2.8	Organes de mesure.....	100
VII.2.8.1	Mesure de débit.....	100
a)	Le diaphragme	100

b)	Les venturis	101
c)	La tuyère	101
VII.2.8.1	Mesure de pression.....	102
a)	Manomètres à aiguilles.....	102
b)	Manomètres à soufflet.....	103
Conclusion.....		103

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction		104
VIII.1	Différents travaux à entreprendre.....	104
VIII.1.1	Travaux concernant l'adduction.....	104
a)	Exécution des tranchées.....	104
b)	Pose du lit de sable.....	104
c)	Pose des conduites.....	104
d)	Epreuve de joint et de la canalisation.....	104
e)	Remblayage des tranchées.....	104
f)	Nivellement et compactage	104
VIII.1.2	Travaux concernant les stations de pompage.....	105
VIII.2	Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	105
VIII.2.1	Déblais d'excavation.....	105
VIII.2.1.1	La profondeur de la tranchée.....	105
VIII.2.1.2	Largueur de la tranchée.....	105
VIII.2.2	Lit de sable.....	106
VIII.2.3	Remblais compacté.....	107
VIII.2.4	Volume de la conduite.....	107
VIII.3	Choix des engins de terrassement.....	108
VIII.3.1	Pelle hydraulique.....	108
VIII.3.2	Bulldozer.....	109
VIII.3.3	Chargeur.....	110
VIII.3.4	Compacteur.....	110
VIII.4	Planification des travaux	111
VIII.4.1	Planification des travaux de l'adduction.....	111
VIII.4.2	Définitions des tâches et leurs durées.....	111
Conclusion.....		112
Conclusion générale.....		113

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).....	4
Tableau I-2: Tableau de répartition de la population en 2008.....	5
Tableau I-3 : les caractéristiques des forages.....	6

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -01:Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2030).....	8
Tableau II-02: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	10
Tableau II-03: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	11
Tableau II-04: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	12
Tableau II-05: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	13
Tableau II-06: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tableau II-07: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalière.....	15
Tableau II-08: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.....	16
Tableau II-09: Variation du débit horaire pour la commune de Dellys	17
Tableau II-10: Variation du débit horaire pour la commune de Baghlia.....	18
Tableau II-11: Variation du débit horaire pour la commune d' Afir.....	19
Tableau II-12: Variation du débit horaire pour la commune de Ben choud.....	20
Tableau II-13: Variation du débit horaire pour la commune de Taourga.....	21
Tableau II-14: Variation du débit horaire pour la commune de Sidi Daoud.....	22
Tableau II-15: Variation du débit horaire pour la commune d' Ouled Aissa	23
Tableau II-16: Tableau des deficits à comber à l'année 2030	24

Chapitre III: Les Réservoirs

Tableau III -01: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Dellys.....	31
Tableau III -02: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ben choud.....	32
Tableau III -03: Evaluation du volume résiduel du réservoir d' Afir.....	33
Tableau III -04: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Baghlia.....	34
Tableau III -05: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Taourga.....	35
Tableau III -06: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi daoud.....	36
Tableau III -07: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Aissa	37
Tableau III -08: Tableau donnant les dimensions des reservoirs.....	38
Tableau III -09: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP1).....	39
Tableau III -10: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP2).....	40
Tableau III -11: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP3).....	41
Tableau III-12: Tableau donnant les dimensions des baches de reprise.....	42

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , b pour différents types du tuyau	48
Tableau IV-2: Longueurs des différents tronçons de l'adduction :	49
Tableau IV-3: Les altitudes des différents points de l'adduction :	50
Tableau IV-4: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :	51
Tableau IV-5: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :	52
Tableau IV-6: Pressions pour différents points de l'adduction.....	52
Tableau IV-7: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	53
Tableau IV-8: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir de Baghlia.....	57
Tableau IV-9: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir de Baghlia.....	57
Tableau IV-10: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir de Baghlia.....	57
Tableau IV-11: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir de Baghlia	58
Tableau IV-12: Calcul de la HMT du tronçon du SP 2 –Réservoir de Afir :	58
Tableau IV-13: Calcul des frais d'amortissement du SP 2 –Réservoir de Afir.....	59
Tableau IV-14: Calcul des frais d'exploitation du SP 2 –Réservoir de Afir.....	59
Tableau IV-15: Bilan du tronçon SP 2 –Réservoir de Afir :	59
Tableau IV-16: Calcul de la HMT du tronçon du SP 3 –Réservoir de Ouled Aissa.....	60
Tableau IV-17: Calcul des frais d'amortissement du SP 3 –Réservoir de Ouled Aissa.....	60
Tableau IV-18: Calcul des frais d'exploitation du SP 3 –Réservoir de Ouled Aissa....	61
Tableau IV-19 Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir de Ouled Aissa	61

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(SP1)	65
Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1)	65
Tableau V-3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (SP1)	66
Tableau V-4: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 1 - Réservoir de Baghlia).....	70
Tableau V-5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 2 - Réservoir de Afir).....	72
Tableau V-6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 3 - Réservoir de Ouled Aissa).....	73
Tableau V-7: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	82

Chapitre VI: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Tableau VI-1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	91
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	91

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:.....	91
--	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais de l'adduction	106
Tableau VIII-2 : Calcul du volume du lit de sable	106
Tableau VIII-3: calcul du volume des conduites.....	107
Tableau VIII-4: Volumes des travaux de l'adduction	108
Tableau VIII-5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction	111

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: situation administrative de la wilaya de Boumerdes	2
Figure I-2: Répartition des habitants par commune.....	5

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Evolution de la population.....	9
Figure II-2 : Evolution du déficit.....	24

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	29
--	----

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV-1 : Schéma vertical pour la variante N°1.....	46
Figure IV-2 : Schéma vertical pour la variante N°2.....	47
Figure IV-3: Tracé de l'adduction.....	62

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V-1: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/3A	67
Figure V-2: Courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM 100/3A	68
Figure V-3: Courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM 125/2B	69
Figure V-4: Point de fonctionnement de la pompe SP1.....	71
Figure V-5: Point de fonctionnement de la pompe SP2.....	72
Figure V-6: Point de fonctionnement de la pompe SP3.....	74
Figure V-7: Courbe caractéristiques de la SP N°1 après réglage.....	78
Figure V-8: Courbe caractéristiques de la SP N°2 après réglage.....	79
Figure V-9: Courbe caractéristiques de la SP N°3 après réglage.....	80

Chapitre VI: Protection des conduites contre le régime transitoire et la corrosion

Figure VI-1 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène....	94
---	----

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VII-1: les différents types de vanne.....	97
Figure VII-2: Les différents types de ventouses.....	98
Figure VII-3 : Clapet anti retour.....	99
Figure VII-4 : Diaphragme.....	99
Figure VII-5 : Venturi.....	101

Figure VII.6 : Tuyère.....	101
Figure VII-7 : Manomètre à aiguilles.....	102
Figure VII-8 : Manomètre à soufflet.....	102

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII-1: Pelle hydraulique	109
Figure VIII-2:Bulldozer	109
Figure VIII-3:Chargeur	110
Figure VIII-4 : Compacteur	110
Figure VIII-5 : Réseaux à nœuds	111

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique des différent tronçons d'adduction

Planche N° 2 : Profil en long de l'adduction (Piquage N°3-Baghlia)

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction (Piquage N°6-Ouled Aissa)

Planche N° 4 : Profil en long de l'adduction (Piquage N°2-Taourga)

Planche N° 5 : Profil en long de l'adduction (Piquage N°4-Ben Choud)

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 l'adduction en eau potable de Sept communes (Dellys, Baghliia, Ben Choud, Afir, Taourga, Ouled Aissa et Sidi Daouad) de la Wilaya de Boumerdes à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert des eaux du barrage de Taksebt Wilaya de Tizi Ouzou vers Alger, pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2030.

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, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin des normes de consommation. Comme La conduite du transfert des eaux du barrage de Taksebt vers Alger passe à la limite de cette région, nous proposons d'assurer ces besoins à partir de ce transfert.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2030, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.

La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquence améliore le cadre de vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I.1 Description générale de la zone d'étude

La zone d'étude s'étend sur les rives du Sebaou dans sa partie basse à partir de Tadmaït jusqu'à Dellys et Sidi Daouad en passant par Taourga, Baghliia, Ben Choud et Ouled Aïssa, Les populations occupent le fond de la vallée.

Les localités à desservir se trouvent sur les rives d'Oued Sebaou. D'amont en aval On a :

- **Rive Gauche:**
 - Ouled Aïssa
 - Sidi Daoud
- **Rive droite :**
 - Taourga
 - Baghliia
 - Ben Choud
 - Afir
 - Dellys

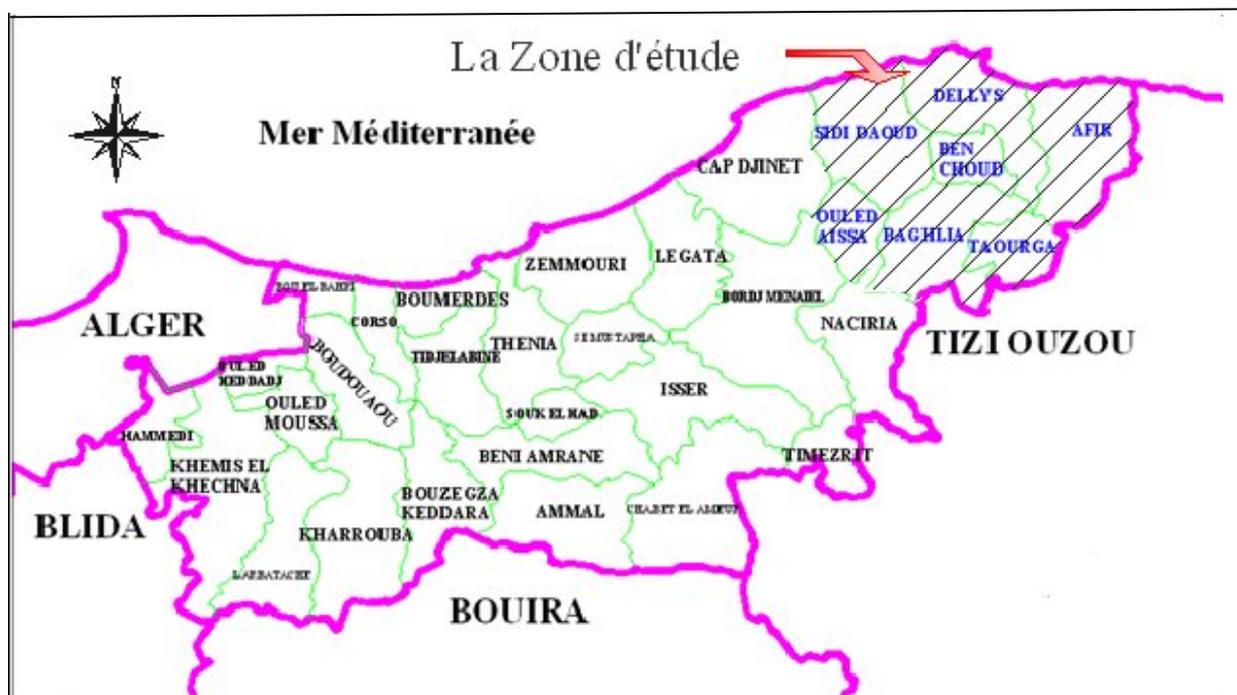


Figure I.1: situation administrative de la wilaya de Boumerdes

I.2 : Situation géographique

Les sept centres urbains sont délimités comme suit :

➤ BAGHLIA

- Les Communes de Ben choud et Dellys au Nord
- Les Communes de Naciria et Tadmait au Sud
- Les Communes de Taourga et Sidi Naamane à l'Est
- Les Communes de Sidi Daoud à l'Ouest

➤ SIDI DAOUD

- La Mer Méditerranée au Nord
- Les Communes de Baghlia et Ouled Aissa au Sud
- Les Communes de Dellys et Ben Choud à l'Est
- La Commune de Cap Djinet à l'Ouest

➤ DELLYS

- La Mer Méditerranée au Nord
- La Commune de Ben Choud au Sud
- La Commune d'Afir à l'Est
- La Commune de Sidi Daoud à l'Ouest

➤ TAOURGA

- Les Communes de Dellys et Afir au Nord
- La Commune de Sidi Naamane au Sud
- La Commune de Sidi Naamane à l'Est
- La Commune de Baghlia à l'Ouest

➤ AFIR

- La Mer Méditerranée au Nord
- La Commune de Sidi Naamane au Sud
- La Commune de Tadmait à l'Est
- La Commune de Dellys à l'Ouest

➤ BEN CHOUD

- La Commune de Dellys au Nord
- La Commune de Baghlia au Sud
- La Commune de Dellys à l'Est
- La Commune de Sidi Daoud à l'Ouest

➤ OULED AISSA

- La Commune de Sidi Daoud et Cap Djinet au Nord
- La Commune de Naciria au Sud
- La Commune de Baghlia à l'Est
- La Commune de Bordj menail à l'Ouest

I.3.Situation climatologique

I.3.1.Climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec; La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

I.3.2.Température

La température moyenne du mois le plus froid est de 6,6°C et celle du mois le plus chaud est de 32°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août. Elle a une valeur moyenne de 19.30°C.

I.3.3.Pluviométrie

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique couvrant les données de la période (1985 à 2010), La répartition des pluies est représentée par le tableau suivant :

Tableau I. 1: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)

MOIS	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Pmoy	78.4	60.35	56.0	50.24	44.2	7.80	2.30	2.85	28.5	50.8	85.8	110

Source : (ANRH) Blida

- Saison pluvieuse de Novembre à Février.
- Saison sèche de Juin, Juillet et Août.
- Saison moyenne de Septembre, Octobre, Mars, Avril et Mai.

La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 900 mm /an.

I.4.Séismicité

La sismicité de la région est très importante si on se réfère à la carte des zones sismiques dressées en 1971 par l'institut de la météorologie et de physique, d'après les données des tremblements de terre entre 1716 et 1970 la région appartient à la zone de degré 6.

Cette activité est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression) récente qui affecte la partie superficielle de la lithosphère surtout dans la partie nord de l'Algérie.

I.5.Relief

Le relief de la zone d'étude se particularise par une zone des vallées de Sebaou et d'une zone des collines.

1.6. Hydrographie

La zone d'étude est traversée par un important réseau hydrographique. Les principaux oueds sont oued Sebaou et oued Taazibt, qui sont des oueds permanents.

1.7. Population

Lors de recensement national de 2008, la population totale des sept centres urbains de la zone d'étude atteignait les 105784 habitants (d'après l'APC de Boumerdes). Cette population est répartie comme suit entre les différents centres

Tableau I.2 : Tableau de répartition de la population en 2008

N°	Daïras	Localités	Nombre d'Habitant
01	Dellys	Dellys	21305
		Ben choud	17656
		Afir	19972
02	Baghlia	Baghlia	19548
		Taourga	8867
		Sidi daoud	12404
03	Naciria	Ouled Aissa	6032
Total			105784

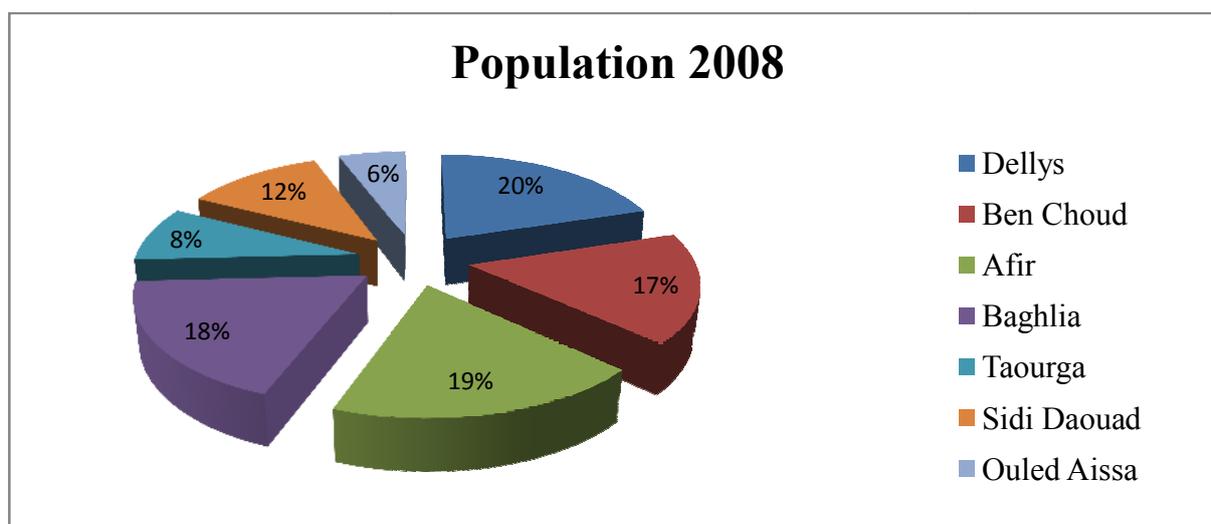


Figure I.2 : Répartition des habitants par commune

I.8.Situation hydraulique actuelle

La zone est alimentée actuellement par les forages, Les caractéristiques des différents forages sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.3: caractéristiques des forages

Forages	Débit (l/s)	Coordonnées (Km)	Profondeur(m)	Observations
F1 Baghlia	14	X=602.960 Y=391.920	61,6	exploité
F2 Baghlia	9,8	X=602.975 Y=392.025	63	exploité
F3 Baghlia	10	X=603.225 Y=392.025	70	exploité
F1 Taourga	2	X=604.650 Y=393.225	25	exploité
F2 Taourga	2,37	X=605.125 Y=387.750	27	exploité
F1 Afir	11,3	X=603.975 Y=389.725	53	exploité
F2 Afir	17	X=606.825 Y=386.150	55	exploité
F3 Afir	10,37	X=604.675 Y=395.250	53	exploité
F1 Dellys	5	X=604.425 Y=393.750	36	exploité
F2 Dellys	7,34	X=604.325 Y=397.600	46	exploité
F1Ouled Aissa	3,25	X=602.860 Y=391.110	24	exploité
F 1Sidi dauod	4	X=604.955 Y=396,775	60	exploité
F2 Sidi dauod	8,42	X=604.875 Y=396,050	60	exploité
F1 Ben Choud	19	X=604.925 Y=395,425	60	exploité
F2 Ben Choud	10,32	X=604.975 Y=395.525	60	exploité
F3 Ben Choud	6,4	X=605.100 Y=394.300	56	exploité

(D.H.W de Boumerdes)

I.8.Ressources en eau

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante d'eau, à cet effet la DHW de Boumerdes (direction de l'hydraulique de la wilaya de Boumerdes), a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à l'aide d'un piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage de Taksebt vers Alger.

La conduite de transfert des eaux du barrage de Taksebt vers Alger SPET (station de production d'eau Taksebt) passe le long de la route nationale (RN12) au Nord des agglomérations de Tadmait et Naciria.

Plus précisément celle-ci passe entre la caserne et la station d'épuration de Tadmait , ensuite traverse la route nationale (RN12) et rejoindre le tunnel de Naciria.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour un horizon d'étude de 2030.

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude

D'après la DHW de la wilaya de Boumerdes, le taux d'accroissement est de 2,7%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2030 c'est-à-dire 22 ans par la relation :

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \quad \text{(II.1)}$$

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

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a = 2,7\%$;(source DHW).Boumerdes

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (22ans).

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2030

N°	Daïras	Localités	Nombre d'Habitants (2008)	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'Habitants (2030)
01	Dellys	Dellys	21305	2,7	38285
		Ben choud	17656	2,7	31728
		Afir	19972	2,7	35890
02	Baghlia	Baghlia	19548	2,7	35127
		Taourga	8867	2,7	15934
		Sidi daoud	12404	2,7	22290
03	Naciria	Ouled Aissa	6032	2,7	10841
-	-	Total	105784	-	190095

La répartition des habitants par commune est représentée sur la figure II.1

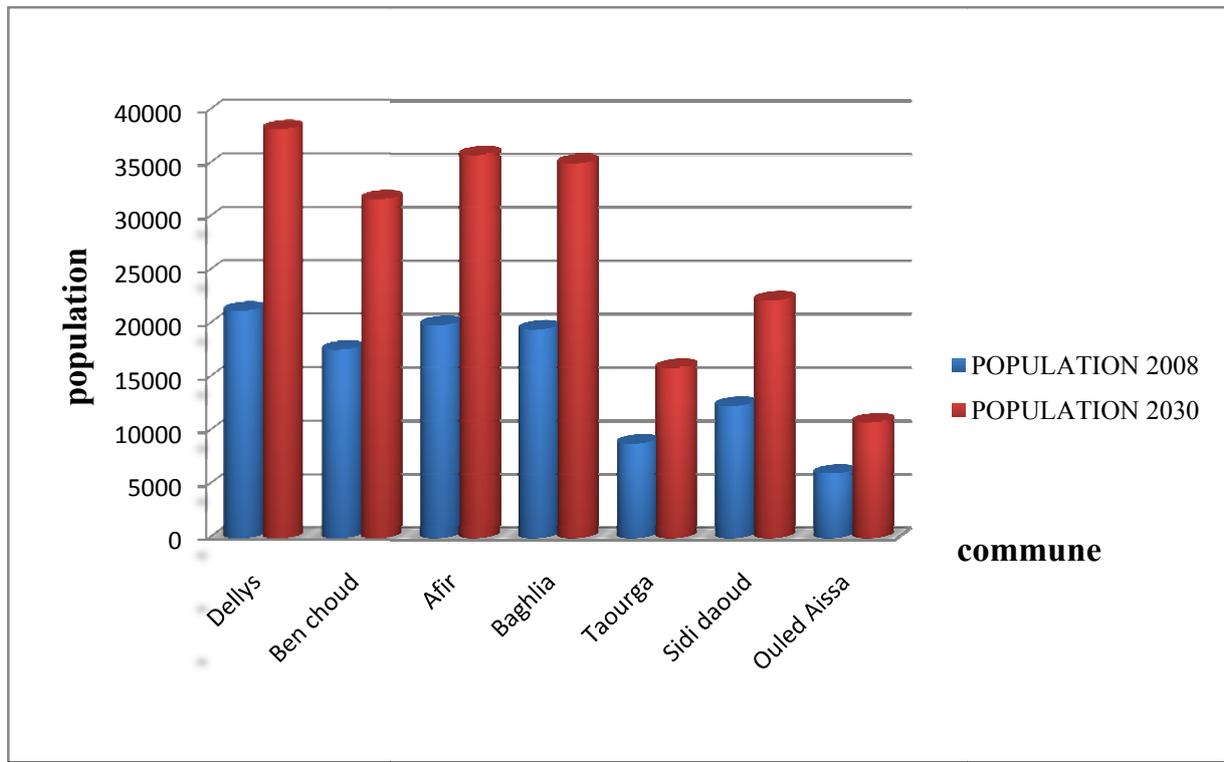


Figure II.1 : Evolution de la population

II.2. Estimation des besoins en eau potable

II.2.1 .Les besoins domestiques

II.2 .1.1.L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source d'APC est arrêtée à 150l/j/hab .

II.2.1.2 .Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2030

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, en utilise la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

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

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières

N°	Dairas	Localités	Nombre d'Habitants (2030)	Dotation (l/j/hab)	Débits (m ³ /j)
01	Dellys	Dellys	38285	150	5742,75
		Ben choud	31728	150	4759,20
		Afir	35890	150	5383,50
02	Baghlia	Baghlia	35127	150	5269,05
		Taourga	15934	150	2390,10
		Sidi daoud	22290	150	3343,50
03	Naciria	Ouled Aissa	10841	150	1626,15
-	-	Total	190095	-	28514,25

II .2.2 .Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II .3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Dellys	Ecoles primaires	8	1843	20	36,68
	CEM	2	1221	20	24,42
	Lycées	1	1000	20	20
	CFPA	1	118	20	3,3
Ben choud	Ecoles primaires	4	720	20	14,4
	CEM	1	580	20	11,6
Afir	Ecoles primaires	6	970	20	19,4
	CEM	2	768	20	15,36
	Lycées	1	565	20	11,3
Baghlia	Ecoles primaires	7	1756	20	35,12
	CEM	2	1165	20	23,3
	Lycées	1	977	20	19,54
	CFPA	1	185	20	3,7
Taourga	Ecoles primaires	4	876	20	17,52
	CEM	1	680	20	13,6
	Lycées	1	480	20	9,6
Sidi daoud	Ecoles primaires	3	510	20	10,2
	CEM	1	430	20	8,6
Ouled Aissa	Ecoles primaires	4	675	20	13,5
	CEM	1	540	20	10,8
	Lycées	1	485	20	9,7

II .2.3 . Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
Dellys	01 DAIRA	35	15	0,525
	01 APC	32	15	0,48
	01 Bureau de poste	10	15	0,15
	01 Siege de P.T.T	60	15	0,9
	01 police	38	40	1,52
	01 centre de finance	26	15	0,39
	01 Gendarmerie	46	40	1,84
	01 Garde communale	45	40	1,8
Ben choud	01 APC	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	28	15	0,42
	01 Gendarmerie	30	40	1,2
	01 Garde communale	38	40	1,52
	01 subdivision agricole	15	15	0,225
Afir	01 APC	27	15	0,405
	01 Bureau de poste	12	15	0,18
	01 Gendarmerie	60	40	2,4
	01 Garde communale	25	40	1
Baghlia	01 DAIRA	33	15	0,495
	01 APC	28	15	0,42
	01 Bureau de poste	10	15	0,15
	01 Siege de P.T.T	55	15	0,825
	01 police	32	40	1,28
	01 Casoral	08	15	0,12
	01 Gendarmerie	46	40	1,84
	01 Garde communale	42	40	1,68
Taourga	01 APC	26	15	0,39
	01 Siege de P.T.T	32	15	0,48
	01 Gendarmerie	30	40	1,2
	01 Garde communale	25	40	1
Sidi daoud	01 APC	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	28	15	0,42
	01 Gendarmerie	20	40	0,8
	01 Garde communale	22	40	0,88
Ouled Aissa	01 APC	27	15	0,405
	01 Gendarmerie	24	40	0,96
	01 Garde communale	18	40	0,72
	01 Siege de P.T.T	46	15	0,69

III .2. 4. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q_{moyj} (m ³ /j)
Dellys	05 salles de soin	1745	15	26,175
	02 Centres de santé	720	15	10,8
Ben choud	03 salles de soin	850	15	12,75
	01 Centre de santé	350	15	5,25
Afir	02 salles de soin	560	15	8,4
Baghlia	04 salles de soin	760	15	11,4
	01 Centres de santé	310	15	4,65
Taourga	02 salles de soin	570	15	8,55
	01 Centre de santé	430	15	6,45
Sidi daoud	03 salles de soin	680	15	10,2
	01 Centre de santé	245	15	3,675
Ouled Aissa	02 salles de soin	360	15	5,4

II .2.5 . Besoins socioculturels

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
Dellys	01Stade	/	3500	04	14
	0 4 Mosquées	1100		10	11
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
	01Centre culturel	/	1200	04	4,8
Ben choud	0 2 Mosquées	450		10	4,5
	01 Maison de jeunes	/	450	04	1,8
Afir	0 2 Mosquées	380		10	3,8
	01 Maison de jeunes	/	600	04	2,4
Baghlia	01Stade	/	5000	04	20
	0 6 Mosquées	1000		10	10
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
	01Centre culturel	/	1300	04	5,2
Taourga	0 3 Mosquées	450		10	4,5
	01 Maison de jeunes	/	1000	04	4
Sidi daoud	0 2 Mosquées	260		10	2,6
	01Centre culturel	/	800	04	3,2
Ouled Aissa	0 3 Mosquées	420	1000	10	4,2

II.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Total Q (m ³ /j)
Dellys	5742,75	84,4	36,98	7,6	31,8	5903,53
Ben choud	4759,2	26	18	3,81	6,3	4813,31
Afir	5383,5	46,06	8,4	3,98	6,2	5448,14
Baghlia	5269,05	81,66	15,05	6,81	37,2	5409,77
Taourga	2390,1	40,72	15	3,07	8,5	2457,39
Sidi daoud	3343,5	18,8	13,88	2,55	5,8	3384,53
Ouled Aissa	1626,15	34	5,4	2,78	4,2	1672,53
Total(m ³ /j)						29089,2

II.3 . Variations de consommation maximale et minimale journalière

II .3. 1 . Consommation maximale journalière

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

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad \text{(II .3)}$$

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/s)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³/s)

Avec : $K_{max.j} \in [1, 1-1,3]$

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

D'ou: $Q_{max.j}=1,3*Q_{moy.j}$

II.3.2 . Consommation minimale journalière

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

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}} \quad (\text{II.4})$$

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

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)

Avec : $K_{\min.j} \in [0,7 - 0,9]$

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

D'où : $Q_{\min.j}= 0,9 * Q_{\text{moy.j}}$

TableauII.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

N°	Daïras	Localités	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{max.j}}$	$Q_{\text{max.j}}$ (m^3/j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m^3/j)
01	Dellys	Dellys	5903,53	1,3	7674,59	0,9	5313,18
		Ben choud	4813,31	1,3	6257,30	0,9	4331,98
		Afir	5448,14	1,3	7082,58	0,9	4903,33
02	Baghlia	Baghlia	5409,77	1,3	7032,70	0,9	4868,79
		Taourga	2457,39	1,3	3194,61	0,9	2211,65
		Sidi daoud	3384,53	1,3	4399,89	0,9	3046,08
03	Naciria	Ouled Aissa	1672,53	1,3	2174,29	0,9	1505,28
-	-	Total	29089,2	-	37815,96	-	26180,28

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garanti la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{\text{max.j}}=37815,96$ (m^3/j) c'est-à dire $Q_{\text{max.j}}=437,68$ l/s

II.4.Variation des débits horaires

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 divers centre d'agglomération en basant sur le tableau II.6 (voir annexe II) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2030, Le nombre d'habitants de chaque commune est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour la commune de Dellys

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=7674,59 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	115,12	1,5	115,12
1-2	1,5	115,12	3	230,24
2-3	1,5	115,12	4,5	345,36
3-4	1,5	115,12	6	460,48
4-5	2,5	191,86	8,5	652,34
5-6	3,5	268,61	12	920,95
6-7	4,5	345,36	16,5	1266,31
7-8	5,5	422,10	22	1688,41
8-9	6,25	479,66	28,25	2168,07
9-10	6,25	479,66	34,5	2647,73
10-11	6,25	479,66	40,75	3127,40
11-12	6,25	479,66	47	3607,06
12-13	5	383,73	52	3990,79
13-14	5	383,73	57	4374,52
14-15	5,5	422,10	62,5	4796,62
15-16	6	460,48	68,5	5257,09
16-17	6	460,48	74,5	5717,57
17-18	5,5	422,10	80	6139,67
18-19	5	383,73	85	6523,40
19-20	4,5	345,36	89,5	6868,76
20-21	4	306,98	93,5	7175,74
21-22	3	230,24	96,5	7405,98
22-23	2	153,49	98,5	7559,47
23-24	1.5	115,12	100	7674,59
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Dellys est de 479,66 m³/h et survient entre 8h et midi.

Tableau II .10 :Variation du débit horaire pour la commune de Baghlia

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=7032,70 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	105,49	1,5	105,49
1-2	1,5	105,49	3	210,98
2-3	1,5	105,49	4,5	316,47
3-4	1,5	105,49	6	421,96
4-5	2,5	175,82	8,5	597,78
5-6	3,5	246,14	12	843,92
6-7	4,5	316,47	16,5	1160,40
7-8	5,5	386,80	22	1547,19
8-9	6,25	439,54	28,25	1986,74
9-10	6,25	439,54	34,5	2426,28
10-11	6,25	439,54	40,75	2865,83
11-12	6,25	439,54	47	3305,37
12-13	5	351,64	52	3657,00
13-14	5	351,64	57	4008,64
14-15	5,5	386,80	62,5	4395,44
15-16	6	421,96	68,5	4817,40
16-17	6	421,96	74,5	5239,36
17-18	5,5	386,80	80	5626,16
18-19	5	351,64	85	5977,80
19-20	4,5	316,47	89,5	6294,27
20-21	4	281,31	93,5	6575,57
21-22	3	210,98	96,5	6786,56
22-23	2	140,65	98,5	6927,21
23-24	1.5	105,49	100	7032,70
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Baghlia est de 439,54 m³/h et survient entre 8h et midi.

Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour la commune d' Afir

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=7082,58$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	1,5	106,24	1,5	106,24
1-2	1,5	106,24	3	212,48
2-3	1,5	106,24	4,5	318,72
3-4	1,5	106,24	6	424,95
4-5	2,5	177,06	8,5	602,02
5-6	3,5	247,89	12	849,91
6-7	4,5	318,72	16,5	1168,63
7-8	5,5	389,54	22	1558,17
8-9	6,25	442,66	28,25	2000,83
9-10	6,25	442,66	34,5	2443,49
10-11	6,25	442,66	40,75	2886,15
11-12	6,25	442,66	47	3328,81
12-13	5	354,13	52	3682,94
13-14	5	354,13	57	4037,07
14-15	5,5	389,54	62,5	4426,61
15-16	6	424,95	68,5	4851,57
16-17	6	424,95	74,5	5276,52
17-18	5,5	389,54	80	5666,06
18-19	5	354,13	85	6020,19
19-20	4,5	318,72	89,5	6338,91
20-21	4	283,30	93,5	6622,21
21-22	3	212,48	96,5	6834,69
22-23	2	141,65	98,5	6976,34
23-24	1.5	106,24	100	7082,58
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d' Afir est de 422,66 m^3/h et survient entre 8h et midi.

Tableau II.12 : Variation du débit horaire pour la commune de Ben choud

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=6257,30$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	%	m^3/h
(h)				
0-1	1,5	93,86	1,5	93,86
1-2	1,5	93,86	3	187,72
2-3	1,5	93,86	4,5	281,58
3-4	1,5	93,86	6	375,44
4-5	2,5	156,43	8,5	531,87
5-6	3,5	219,01	12	750,88
6-7	4,5	281,58	16,5	1032,45
7-8	5,5	344,15	22	1376,61
8-9	6,25	391,08	28,25	1767,69
9-10	6,25	391,08	34,5	2158,77
10-11	6,25	391,08	40,75	2549,85
11-12	6,25	391,08	47	2940,93
12-13	5	312,87	52	3253,80
13-14	5	312,87	57	3566,66
14-15	5,5	344,15	62,5	3910,81
15-16	6	375,44	68,5	4286,25
16-17	6	375,44	74,5	4661,69
17-18	5,5	344,15	80	5005,84
18-19	5	312,87	85	5318,71
19-20	4,5	281,58	89,5	5600,28
20-21	4	250,29	93,5	5850,58
21-22	3	187,72	96,5	6038,29
22-23	2	125,15	98,5	6163,44
23-24	1,5	93,86	100	6257,30
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Ben choud est de $391,08 m^3/h$ et survient entre 8h et midi.

Tableau II.13 : Variation du débit horaire pour la commune de Taourga

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=3194,61$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	47,92	1,5	47,92
1-2	1,5	47,92	3	95,84
2-3	1,5	47,92	4,5	143,76
3-4	1,5	47,92	6	191,68
4-5	2,5	79,87	8,5	271,54
5-6	3,5	111,81	12	383,35
6-7	4,5	143,76	16,5	527,11
7-8	5,5	175,70	22	702,81
8-9	6,25	199,66	28,25	902,48
9-10	6,25	199,66	34,5	1102,14
10-11	6,25	199,66	40,75	1301,80
11-12	6,25	199,66	47	1501,47
12-13	5	159,73	52	1661,20
13-14	5	159,73	57	1820,93
14-15	5,5	175,70	62,5	1996,63
15-16	6	191,68	68,5	2188,31
16-17	6	191,68	74,5	2379,98
17-18	5,5	175,70	80	2555,69
18-19	5	159,73	85	2715,42
19-20	4,5	143,76	89,5	2859,18
20-21	4	127,78	93,5	2986,96
21-22	3	95,84	96,5	3082,80
22-23	2	63,89	98,5	3146,69
23-24	1.5	47,92	100	3194,61
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Baghlia est de 199,66 m³/h et survient entre 8h et midi.

Tableau II.14 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi Daoud

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=4399,89$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	1,5	66,00	1,5	66,00
1-2	1,5	66,00	3	132,00
2-3	1,5	66,00	4,5	198,00
3-4	1,5	66,00	6	263,99
4-5	2,5	110,00	8,5	373,99
5-6	3,5	154,00	12	527,99
6-7	4,5	198,00	16,5	725,98
7-8	5,5	241,99	22	967,98
8-9	6,25	274,99	28,25	1242,97
9-10	6,25	274,99	34,5	1517,96
10-11	6,25	274,99	40,75	1792,96
11-12	6,25	274,99	47	2067,95
12-13	5	219,99	52	2287,94
13-14	5	219,99	57	2507,94
14-15	5,5	241,99	62,5	2749,93
15-16	6	263,99	68,5	3013,92
16-17	6	263,99	74,5	3277,92
17-18	5,5	241,99	80	3519,91
18-19	5	219,99	85	3739,91
19-20	4,5	198,00	89,5	3937,90
20-21	4	176,00	93,5	4113,90
21-22	3	132,00	96,5	4245,89
22-23	2	88,00	98,5	4333,89
23-24	1.5	66,00	100	4399,89
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Sidi Daoud est de 274,99 m^3/h et survient entre 8h et midi.

Tableau II .15 : Variation du débit horaire pour la commune de Ouled Aissa

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=2174,29$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	32,61	1,5	32,61
1-2	1,5	32,61	3	65,23
2-3	1,5	32,61	4,5	97,84
3-4	1,5	32,61	6	130,46
4-5	2,5	54,36	8,5	184,81
5-6	3,5	76,10	12	260,91
6-7	4,5	97,84	16,5	358,76
7-8	5,5	119,59	22	478,34
8-9	6,25	135,89	28,25	614,24
9-10	6,25	135,89	34,5	750,13
10-11	6,25	135,89	40,75	886,02
11-12	6,25	135,89	47	1021,92
12-13	5	108,71	52	1130,63
13-14	5	108,71	57	1239,35
14-15	5,5	119,59	62,5	1358,93
15-16	6	130,46	68,5	1489,39
16-17	6	130,46	74,5	1619,85
17-18	5,5	119,59	80	1739,43
18-19	5	108,71	85	1848,15
19-20	4,5	97,84	89,5	1945,99
20-21	4	86,97	93,5	2032,96
21-22	3	65,23	96,5	2098,19
22-23	2	43,49	98,5	2141,68
23-24	1.5	32,61	100	2174,29
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Ouled Aissa est de 135,89 m³/h et survient entre 8h et midi.

II.5. Calcul de déficit de consommation

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2030), il est nécessaire de calculer le déficit.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque localité

Tableau II.16: Tableau des déficits à combler à l'année 2030

N°	Daïras	Localités	Besoins en eau à l'an 2030 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
01	Dellys	Dellys	7674,59	1066,27	6608,32
		Ben choud	6257,30	3086,42	3170,88
		Afir	7082,58	3341,46	3741,12
02	Baghlia	Baghlia	7032,70	2920,06	4112,64
		Taourga	3194,61	377,97	2816,64
		Sidi daoud	4399,89	1073,49	3326,40
03	Naciria	Ouled Aissa	2174,29	280,85	1893,44
-	-	Total	37815,96	12146,52	25669,44

La répartition des déficits par localité est représentée sur la figure II.2

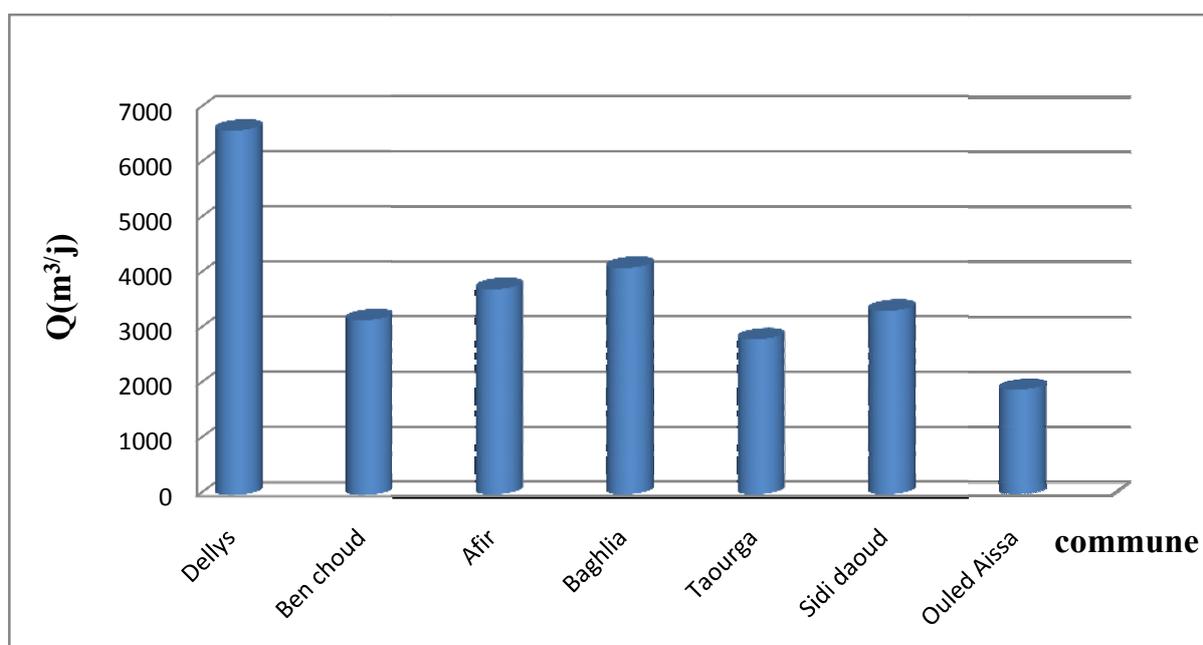


Figure II.2 : Evolution du deficit

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé le déficit des différentes localités qui est estimé à 297,1 l/s.

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.2. Classification des réservoirs [3]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.3. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

III.4. Equipements du réservoir [2]

Le réservoir doit être équipé :

III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant 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:

III.4. 1.1. Par Le haut : 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.

III.4. 1.2. Par Le bas: soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III .4.2. 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 décomposer dans la cuve.

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 survitresse se manifestera dans la conduite.

III .4.3 . 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 .4.4 . 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.

III .4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

III .4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

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

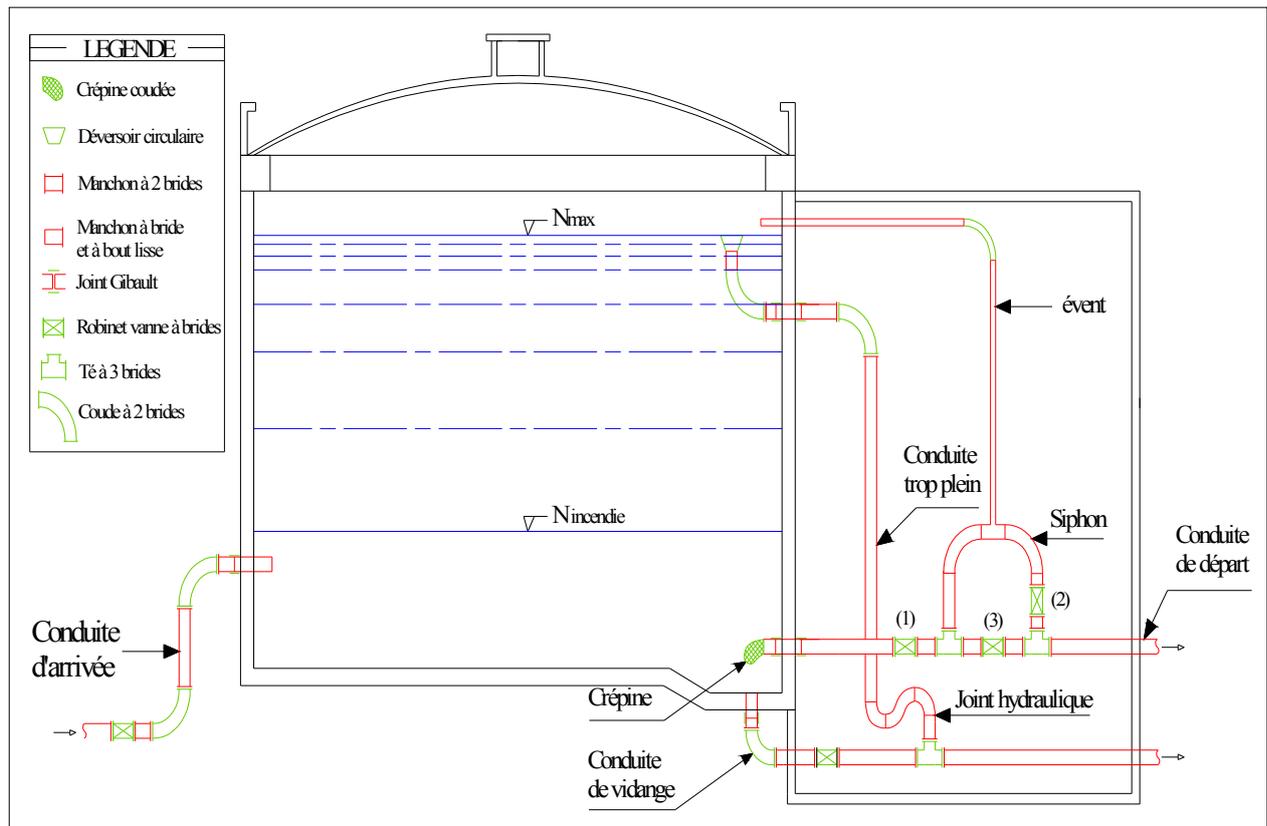


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III .5. Calcul de la capacité des réservoirs

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (07) sept ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

La méthode analytique.

La méthode graphique.

III .5.1.La méthode analytique

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{III .2})$$

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

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

III .5.2. Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad (\%)$$

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

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

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

En utilisant la méthode analytique, on calcule les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

Dans cette présente étude sept communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

III .5.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de DELLYS

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de DELLYS :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,16 * 6608,32}{100} = 1266,15\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1266,15 + 120 = 1386,15\text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1500\text{m}^3$.

Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de BEN CHOUD

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de BEN CHOUD :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,16 * 3170,88}{100} = 607,54\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 607,54 + 120 = 727,54\text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 750\text{m}^3$.

Tableau III .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'AFIR

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8,5
01 - 02	-	1.5	-	1.5	7
02 - 03	-	1.5	-	1.5	5,5
03 - 04	-	1.5	-	1.5	4
04 - 05	5	2.5	2,5	-	6,5
05 - 06	5	3.5	1,5	-	8
06 - 07	5	4.5	0,5	-	8,5
07 - 08	5	5.5	-	0,5	8
08 - 09	5	6.25	-	1,25	6,75
09 - 10	5	6.25	-	1,25	5,5
10 - 11	5	6.25	-	1,25	4,25
11 - 12	5	6.25	-	1,25	3
12 - 13	5	5	-	0,00	3
13 - 14	5	5	-	0,00	3
14 - 15	5	5.5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	6	-	1	1,5
16 - 17	5	6	-	1	0,5
17 - 18	5	5.5	-	0,5	0
18 - 19	5	5	-	0,00	0
19 - 20	5	4.5	0,5	-	0,5
20 - 21	5	4	1	-	1,5
21 - 22	5	3	2	-	3,5
22 - 23	5	02	3	-	6,5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir d' AFIR :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 \cdot 3741,12}{100} = 374,11 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 374,11 + 120 = 494,11 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 500 \text{ m}^3$.

Tableau III .4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de BAGHLIA

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8,5
01 - 02	-	1.5	-	1.5	7
02 - 03	-	1.5	-	1.5	5,5
03 - 04	-	1.5	-	1.5	4
04 - 05	5	2.5	2,5	-	6,5
05 - 06	5	3.5	1,5	-	8
06 - 07	5	4.5	0,5	-	8,5
07 - 08	5	5.5	-	0,5	8
08 - 09	5	6.25	-	1,25	6,75
09 - 10	5	6.25	-	1,25	5,5
10 - 11	5	6.25	-	1,25	4,25
11 - 12	5	6.25	-	1,25	3
12 - 13	5	5	-	0,00	3
13 - 14	5	5	-	0,00	3
14 - 15	5	5.5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	6	-	1	1,5
16 - 17	5	6	-	1	0,5
17 - 18	5	5.5	-	0,5	0
18 - 19	5	5	-	0,00	0
19 - 20	5	4.5	0,5	-	0,5
20 - 21	5	4	1	-	1,5
21 - 22	5	3	2	-	3,5
22 - 23	5	02	3	-	6,5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de BAGHLIA:

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 4112,64}{100} = 411,26\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 760,84 + 120 = 531, \text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 750\text{m}^3$.

Tableau III .5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de TAOURGA

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	4	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	3	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	2	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de TAOURGA:

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,16 * 2816,64}{100} = 539,67\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 539,67 + 120 = 659,67\text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 750\text{m}^3$.

Tableau III .6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de SIDI DAOUD

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1.5	2,67	-	8,82
01 - 02	4,17	1.5	2,67	-	11,49
02 - 03	4,17	1.5	2,67	-	14,16
03 - 04	4,17	1.5	2,67	-	16,83
04 - 05	4,17	2.5	1,66	-	18,49
05 - 06	4,17	3.5	0,67	-	19,16
06 - 07	4,17	4.5	-	0,33	18,83
07 - 08	4,17	5.5	-	1,33	17,50
08 - 09	4,17	6.25	-	2,09	15,41
09 - 10	4,17	6.25	-	2,09	13,32
10 - 11	4,17	6.25	-	2,09	11,23
11 - 12	4,17	6.25	-	2,09	9,14
12 - 13	4,17	05	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	05	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5.5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	06	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	06	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5.5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	05	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4.5	-	0,33	0,00
20 - 21	4,17	04	0,16	-	0,16
21 - 22	4,17	03	1,16	-	1,32
22 - 23	4,17	02	2,16	-	3,48
23 - 00	4,17	1.5	2,67	-	6,15
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de SIDI DAOUD :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,16 * 3326,40}{100} = 627,34\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 627,34 + 120 = 747,34\text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 750\text{m}^3$.

Tableau III .7: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'OULED AISSA

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8,5
01 - 02	-	1.5	-	1.5	7
02 - 03	-	1.5	-	1.5	5,5
03 - 04	-	1.5	-	1.5	4
04 - 05	5	2.5	2,5	-	6,5
05 - 06	5	3.5	1,5	-	8
06 - 07	5	4.5	0,5	-	8,5
07 - 08	5	5.5	-	0,5	8
08 - 09	5	6.25	-	1,25	6,75
09 - 10	5	6.25	-	1,25	5,5
10 - 11	5	6.25	-	1,25	4,25
11 - 12	5	6.25	-	1,25	3
12 - 13	5	5	-	0,00	3
13 - 14	5	5	-	0,00	3
14 - 15	5	5.5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	6	-	1	1,5
16 - 17	5	6	-	1	0,5
17 - 18	5	5.5	-	0,5	0
18 - 19	5	5	-	0,00	0
19 - 20	5	4.5	0,5	-	0,5
20 - 21	5	4	1	-	1,5
21 - 22	5	3	2	-	3,5
22 - 23	5	02	3	-	6,5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100 %	100 %	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de OULED AISSA :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 1893,44}{100} = 189,34 \text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 350,28 + 120 = 309,34 \text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 350 \text{m}^3$.

III .5.4. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m3.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les Réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III.4)}$$

La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R \quad \text{(III.5)}$$

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Tableau III.8: Tableau donnant les dimensions des reservoirs

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Dellys	1500	20	313,81	4,78	0,38	0,5	5,28
Ben choud	750	17	227,27	3,3	0,53	0,5	3,8
Afir	500	14,5	165,02	3,03	0,73	0,5	3,53
Baghlia	750	17	227,27	3,3	0,53	0,5	3,8
Taourga	750	17	227,27	3,3	0,53	0,5	3,8
Sidi daoud	750	17	227,27	3,3	0,53	0,5	3,8
Ouled Aissa	350	12	113,04	3,1	1,06	0,5	3,6

III.6 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage

III.6.1 Bâche de la station de pompage N°1 (SP1)

La station de pompage (SP1) se situe à 1419,62m du piquage n°3 est alimentée gravitairement avec un débit de 4112,64 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la méthode analytique.

Tableau III.9: Evaluation du volume résiduel de la bâche (SP1)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01-02	4,17	5	-	0,83	1,67
02-03	4,17	5	-	0,83	2,5
03-04	4,17	5	-	0,83	3,33
04-05	4,17	5	-	0,83	4,17
05-06	4,17	5	-	0,83	5
06-07	4,17	5	-	0,83	5,83
07-08	4,17	5	-	0,83	6,67
08-09	4,17	5	-	0,83	7,5
09-10	4,17	5	-	0,83	8,33
10-11	4,17	5	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5	-	0,83	10
12-13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,5
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,5
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 00	4,17	-	4,17	-	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

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

V_{bache} : capacité de la bâche (m³),

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

$Q_{\text{max},j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 4112.64}{100} = 685.58 \quad (\text{m}^3)$$

On choisi un volume normalise de **750 m³**.

III.6.2 .Bâche de la station de pompage : N°2 (SP2)

La station de pompage (SP2) se situe à 989 ,28m du piquage n°5 est alimentée gravitairement avec un débit de 3741 ,12 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP2) est déterminé par la méthode analytique.

Tableau III.10: Evaluation du volume résiduel de la bâche (SP2)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01-02	4,17	5	-	0,83	1,67
02-03	4,17	5	-	0,83	2,5
03-04	4,17	5	-	0,83	3,33
04-05	4,17	5	-	0,83	4,17
05-06	4,17	5	-	0,83	5
06-07	4,17	5	-	0,83	5,83
07-08	4,17	5	-	0,83	6,67
08-09	4,17	5	-	0,83	7,5
09-10	4,17	5	-	0,83	8,33
10-11	4,17	5	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5	-	0,83	10
12-13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,5
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,5
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 00	4,17	-	4,17	-	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

$$V_{bache} = \frac{16,67 * 3741.12}{100} = 623.64 \quad (\text{m}^3)$$

On choisi un volume normalise de **750 m³**.

III.6.3. Bâche de la station de pompage : N°3 (SP3)

La station de pompage (SP3) se situe à 979,44m du piquage n°6 est alimentée gravitairement avec un débit de 1893,44 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP3) est déterminé par la méthode analytique.

Tableau III.11: Evaluation du volume résiduel de la bâche (SP3)

Heures	Apports	sorties (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	5	-	0,83	0,83
01-02	4,17	5	-	0,83	1,67
02-03	4,17	5	-	0,83	2,5
03-04	4,17	5	-	0,83	3,33
04-05	4,17	5	-	0,83	4,17
05-06	4,17	5	-	0,83	5
06-07	4,17	5	-	0,83	5,83
07-08	4,17	5	-	0,83	6,67
08-09	4,17	5	-	0,83	7,5
09-10	4,17	5	-	0,83	8,33
10-11	4,17	5	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5	-	0,83	10
12-13	4,17	5	-	0,83	10,83
13 - 14	4,17	5	-	0,83	11,67
14 - 15	4,17	5	-	0,83	12,5
15 - 16	4,17	5	-	0,83	13,33
16 - 17	4,17	5	-	0,83	14,17
17 - 18	4,17	5	-	0,83	15
18 - 19	4,17	5	-	0,83	15,83
19 - 20	4,17	5	-	0,83	16,67
20 - 21	4,17	-	4,17	-	12,5
21 - 22	4,17	-	4,17	-	8,33
22 - 23	4,17	-	4,17	-	4,17
23 - 00	4,17	-	4,17	-	0
Total	100 %	100 %	--	--	--

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

V_{bache} : capacité de la bache (m^3),

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

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{16,67 * 1893.44}{100} = 314.64 \quad (\text{m}^3)$$

On choisi un volume normalise de **400 m³**.

Tableau III.12: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m^3)	D (m)	S (m^2)	H (m)
SP 1	750	13,82	150	5
SP 2	750	13,82	150	5
SP3	400	11,28	100	4

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de sept réservoirs et de trois stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

IV.1.Types d'adduction [2]

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 desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.1.2.Adduction par refoulement

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

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.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.2.1.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.2.2.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 maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

IV.2.3.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.2.4.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 cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du $1/20^{\text{ème}}$ du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV .3.Proposition des variantes

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

IV .3.1.Variante N°1

Cette variante comprend une conduite unique en rive gauche qui part du point de piquage jusqu'au le pont de Baghlia avec une longueur de 6,8Km, A partir de ce pont la conduite se divise en deux conduites distinctes ; l'une en rive droite pour alimenter les communes de la rive droite et l'autre en rive gauche pour l'alimentation des communes de la rive gauche. Dans cette variante le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de pompage.

- La première station de pompage (SP1) qui est alimentée gravitairement à partir du piquage N°03 à une longueur de 1419,62m et qui refoule l'eau vers le réservoir de Baghlia (266m) à une longueur de 1675 m .
- La deuxième station de pompage (SP2) qui est alimentée gravitairement à partir du piquage N°05 à une longueur de 989,28m et qui refoule l'eau vers le réservoir d'Afir (275,5m) à une longueur de 1095 m .
- La troisième station de pompage (SP3) qui est alimentée gravitairement à partir du piquage N°06 à une longueur de 979,44m et qui refoule l'eau vers le réservoir de Ouled Aissa (225m) à une longueur de 1779 m .

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.1

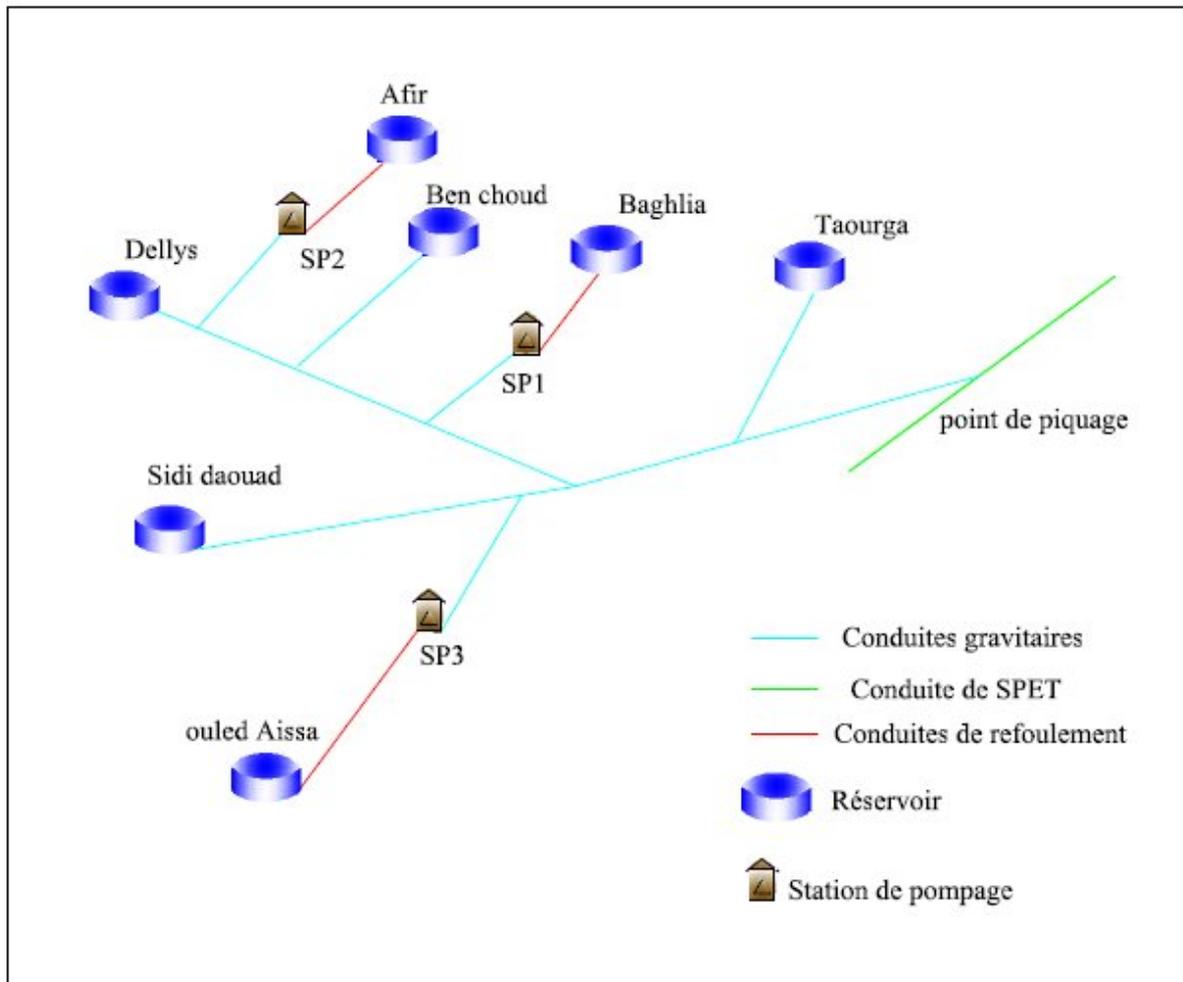


Figure IV.1: Schéma vertical de la variante N°1

IV .3.2.Variante N°2

Deux conduites distinctes l'une en rive droite pour l'alimentation des communes de la rive droite et l'autre en rive gauche pour l'alimentation des communes de la rive gauche. Ces deux conduites partent de deux points de piquage distincts situés de part et d'autre de la route nationale RN25. Dans cette variante le système d'adduction par refoulement est le même que la variante N°01.

Le schéma explicatif pour la variante N°02 est représenté dans la figure IV.2

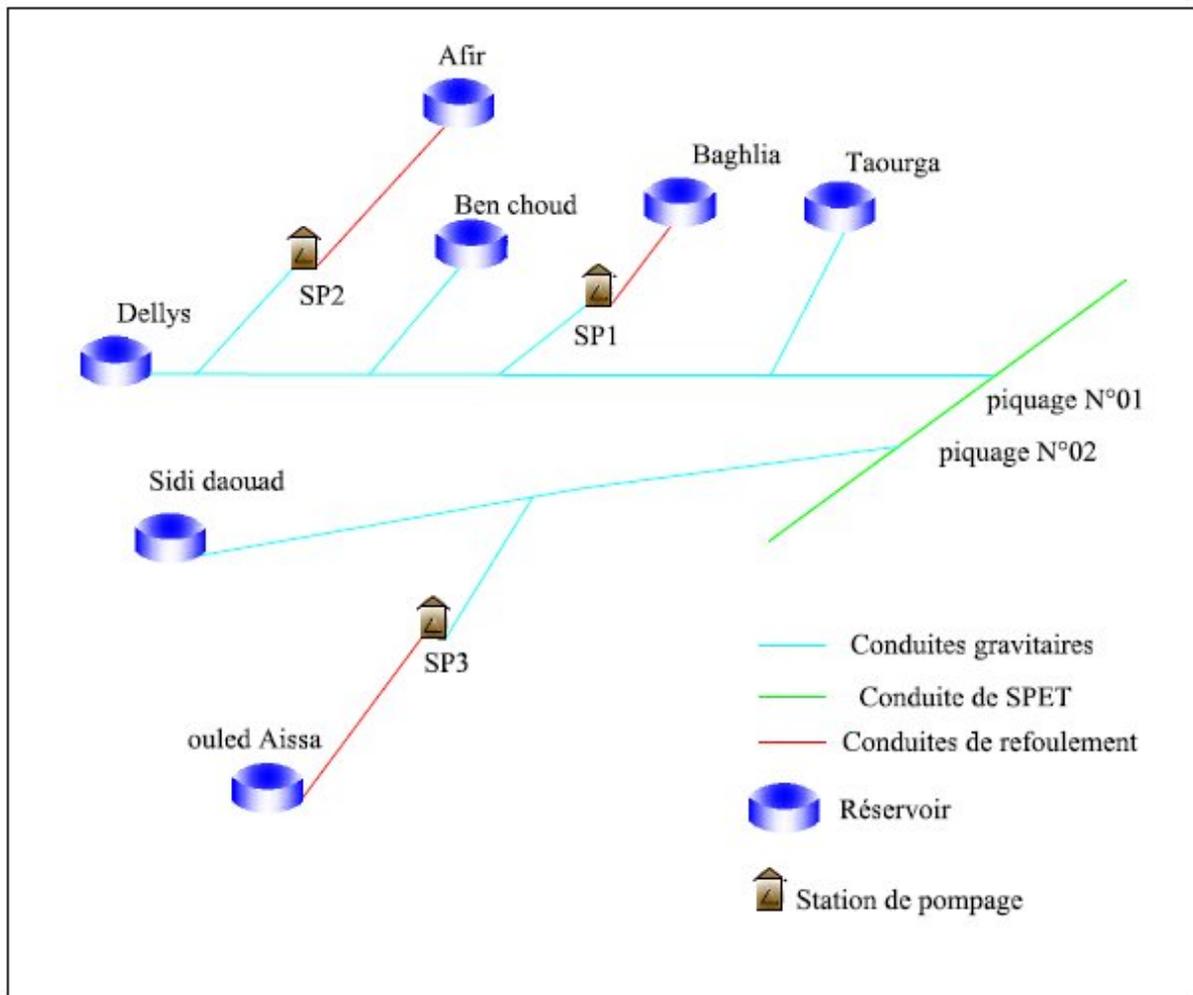


Figure IV.2: Schéma vertical de la variante N°2

Conclusion

La différence entre les deux variantes se situe entre le piquage N°1 et le pont de Baghlia, pour la première variante une seule conduite projetée et pour la deuxième variante deux conduites projetées.

On opte pour la variante N°1 parce qu'elle est plus économique que la deuxième variante.

IV.4. Dimensionnement de l'adduction

IV.4.1. Détermination du diamètre avantageux

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{IV.2})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{eq} : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{IV.3})$$

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 on choisit les coefficients K' , m et β .

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

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$ (matériaux : la fonte).

IV.4.2. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Piquage 1	Piquage 2	3404,93	3915,67
2	Piquage 2	Réservoir de Taourga	1805,03	2075,78
3	Piquage 2	Point de ramification	3393,83	3902,91
4	Point de ramification	Piquage 3	2023,68	2327 ,24
5	Piquage 3	Station de reprise de Baghlia	1419,62	1632,56
6	Piquage 3	Piquage 4	2385,40	2743,21
7	Piquage 4	Réservoir de Ben choud	1084,65	1247,35
8	Piquage 4	Piquage 5	654,17	752,30
9	Piquage 5	Station de reprise de Afir	989,28	1137,67
10	Piquage 5	Réservoir de Dellys	1622,08	1865,39
11	Point de ramification	Piquage 6	1064,89	1224,62
12	Piquage 6	Station de reprise de Ouled Aissa	979,44	1126,36
13	Piquage 6	Réservoir de Sidi Daouad	5135,86	5906,24
Total			25962,68	27530,06

IV.4.3 .Les caractéristiques des différents points

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	Piquage 1	28
2	Piquage 2	27,2
3	Réservoir de Taourga	114,93
4	Point de ramification	26,4
5	Piquage 3	25,9
6	Station de reprise de Baghlia	86,04
7	Piquage 4	25,5
8	Réservoir de Ben choud	97,24
9	Piquage 5	25,1
10	Station de reprise de Afir	86,89
11	Réservoir de Dellys	101,17
12	Piquage 6	25,4
13	Station de reprise de Ouled Aissa	90,65
14	Réservoir de Sidi Daouad	92,65

IV.4.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (IV.4)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔH _i (m)	D _{calculé} (mm)
1	297,1	3404,93	3915,67	0,0029	11,36	577,46
2	32,60	1805,03	2075,78	0,0091	19	201,94
3	264,50	3393,83	3902,91	0,0029	11,32	552,71
4	204,09	2023,68	2327,24	0,0029	6,75	501,19
5	47,60	1419,62	1632,56	0,0021	34,56	198,86
6	156,49	2385,40	2743,21	0,0029	7,96	453,36
7	36,70	1084,65	1247,35	0,011	13,76	203,87
8	119,79	654,17	752,30	0,0029	2,18	374,54
9	43,30	989,28	1137,67	0,0208	32,72	181,11
10	76,49	1622,08	1865,39	0,0029	5,41	346,08
11	60,41	1064,89	1224,62	0,0065	7,96	271,18
12	21,91	979,44	1126,36	0,0167	18,87	155,09
13	38,50	5135,86	5906,24	0,0065	38,39	229,37

IV.4.5. Normalisation des diamètres

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{ca} (mm)	D (mm)	ΔH_i (m)	V (m/s)
1	297,1	577,46	600	9,27	1,05
2	32,60	201,94	200	20	1,04
3	264,50	552,71	600	7,34	0,94
4	204,09	501,19	500	6,84	1,04
5	47,60	198,86	200	33,53	1,52
6	156,49	453,36	450	8,28	0,98
7	36,70	203,87	200	15,23	1,17
8	119,79	364,54	350	5,04	1,24
9	43,30	181,11	200	19,34	1,38
10	76,49	346,08	350	5,10	0,8
11	60,41	261,18	250	12,42	1,23
12	21,91	155,09	150	22,52	1,24
13	38,50	229,37	250	24,32	0,78

Tableau IV.6: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (bar)
1	Piquage 1	148	28	12
2	Piquage 2	138,73	27,2	11,15
3	Point de ramification	131,39	26,4	10,5
4	Piquage 3	124,55	25,9	9,86
5	Piquage 4	116,27	25,5	9,08
6	Piquage 5	111,23	25,1	8,61
7	Piquage 6	118,97	25,4	9,36

IV.4.6 .Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.7: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
600	19564,76	6798,76	13541039,8
500	10158,12	2023,68	2092680,64
450	7014,35	2385,4	1703320,7
350	5249,74	2276,25	1216481,56
250	3749,3	6200,75	2366694,45
200	2812,17	5298,58	1516871,69
150	1956,65	1126,36	224356,236
Investissement(DA)			22661445

IV.5.Etude technico-économique de l'adduction

IV.5.1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

❖ Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi les quelles :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.6})$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

IV.5.2. Calcul des pertes de charge

IV.5.2.1. pertes de charge linéaires

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = I * L \quad (\text{IV.8})$$

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

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{D}{K_s})^{-2} \quad (\text{IV.9})$$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV.10})$$

- **k₀** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- **α** : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,04 mm/an)

- **T** : temps de service, (t = 19 ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 19 = 1,56 \text{ mm}$.

IV.5.2.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

IV.5.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad \text{(IV.11)}$$

IV.5.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad \text{(IV.12)}$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.5.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad \text{(IV.13)}$$

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

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

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

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

IV.5.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad \text{(IV.14)}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.5.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad \text{(IV.15)}$$

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

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

IV.5.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \quad [\text{DA}] \quad \text{(IV.16)}$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \text{(IV.17)}$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 19$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10.41 \%$$

$$A = 10.41 \%$$

IV.5.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement**IV.5.8.1. Tronçon SP 1 –Réservoir de Baghlia**

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 4112,64 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{4112,64}{20 * 3600} = 0,0571 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 1675\text{m}$$

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

$$-D_{c_{\text{Bonnin}}} = 0,239\text{m}$$

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

Tableau IV.8: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir de Baghlia

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
200	1,818	0,035	0,0305	1675	57,482	232,482
250	1,164	0,033	0,0091	1675	17,546	192,546
300	0,808	0,031	0,0035	1675	6,666	181,666
350	0,594	0,030	0,0024	1675	2,945	177,945
400	0,455	0,029	0,0014	1675	1,452	176,452
450	0,359	0,028	0,0002	1675,	0,779	175,779

Tableau IV.9:Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir de Baghlia

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
200	2812,17	1675	490351,052
250	3749,3	1675	653756,068
300	4455,52	1675	776897,884
350	5249,96	1675	915422,4
400	6125,96	1675	1068168,33
450	7014,35	1675	1223074,67

Tableau IV.10:Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir de Baghlia

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
200	158,811139	1159321,32	5414030,55
250	131,530059	960169,43	4483991,24
300	124,098133	905916,368	4230629,44
350	121,555975	887358,621	4143964,76
400	120,536461	879916,163	4109208,48
450	120,076537	876558,717	4093529,21

Tableau IV.11: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir de Baghlia

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	5414030,55	490351,052	5904381,6
250	4483991,24	653756,068	5137747,31
300	4230629,44	776897,884	5007527,32
350	4143964,76	915422,4	5059387,16
400	4109208,48	1068168,33	5177376,81
450	4093529,21	1223074,67	5316603,88

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de $V = 1,16\text{m/s}$.

IV.5.8.2 : Tronçon SP 2 –Réservoir d' Afir

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 3741,12 m³/j .

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{3741,12}{20 * 3600} = 0,052 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$- L = 1095\text{m}$$

$$-H_g = 183,6\text{m}$$

$$-D_{c \text{ Bonnin}} = 0,228\text{m}$$

Tableau IV.12: Calcul de la HMT du tronçon du SP 2 –Réservoir d' Afir

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
150	2,944	0,0389	0,1159	1095	145,96	329,56
200	1,656	0,0354	0,0247	1095	31,164	214,76
250	1,059	0,0329	0,0075	1095	9,51	193,11
300	0,73	0,0311	0,0028	1095	3,614	187,21
350	0,54	0,0297	0,0012	1095	1,59	185,19
400	0,41	0,0286	0,0006	1095	0,78	184,38
450	0,32	0,0276	0,0003	1095	0,42	184,02

Tableau IV.13: Calcul des frais d'amortissement du SP 2 –Réservoir d' Afir

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	1956,65	1095	223037,555
200	2812,17	1095	320557,852
250	3749,3	1095	427380,832
300	4455,52	1095	507882,497
350	5249,96	1095	598440,315
400	6125,96	1095	698295,117
450	7014,35	1095	799562,249

Tableau IV.14: Calcul des frais d'exploitation du SP 2 –Réservoir d' Afir

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
150	205,019649	1496643,44	6989324,84
200	133,604782	975314,912	4554720,64
250	120,134938	876985,047	4095520,17
300	116,465476	850197,974	3970424,54
350	115,210303	841035,215	3927634,45
400	114,706925	837360,553	3910473,78
450	114,479841	835702,837	3902732,25

Tableau IV.15: Bilan du tronçon SP 2 –Réservoir d' Afir

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	6989324,84	223037,555	7212362,4
200	4554720,64	320557,852	4875278,491
250	4095520,17	427380,832	4522901,004
300	3970424,54	507882,497	4478307,035
350	3927634,45	598440,315	4526074,769
400	3910473,78	698295,117	4608768,898
450	3902732,25	799562,249	4702294,499

Le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de $V = 1,06\text{m/s}$.

IV.5.8.3. Tronçon SP 3–Réservoir d' Ouled Aissa

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 1893,44 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{1893,44}{20 * 3600} = 0,0263 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 1779\text{m}$$

$$-H_g = 128,55\text{m}$$

$$-D_{c \text{ Bonnin}} = 0,162\text{m}$$

Tableau IV.16: Calcul de la HMT du tronçon du SP 3 –Réservoir d' Ouled Aissa

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
150	1,48	0,03895353	0,029347	1779	60,03	188,58
200	0,84	0,03541088	0,00633082	1779	12,95	141,50
250	0,53	0,03298552	0,0019324	1779	3,95	132,50
300	0,37	0,03118416	0,00073418	1779	1,50	130,05
350	0,27	0,0297738	0,00032432	1779	0,66	129,21
400	0,21	0,02862802	0,00015994	1779	0,32	128,87
450	0,16	0,02767139	8,5791E-05	1779	0,17	128,72

Tableau IV.17: Calcul des frais d'amortissement du SP 3 –Réservoir d' Ouled Aissa

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
150	1956,65	1779	362359,644
200	2812,17	1779	520796,73
250	3749,3	1779	694347,489
300	4455,52	1779	825135,125
350	5249,96	1779	972260,567
400	6125,96	1779	1134490,42
450	7014,35	1779	1299014,83

Tableau IV.18: Calcul des frais d'exploitation du SP 3 –Réservoir d' Ouled Aissa

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
150	59,3374032	433163,044	2022871,41
200	44,5218499	325009,504	1517794,38
250	41,6905777	304341,217	1421273,48
300	40,919281	298710,751	1394979,21
350	40,655452	296784,8	1385985,02
400	40,5496452	296012,41	1382377,96
450	40,5019136	295663,969	1380750,74

Tableau IV.19: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir d' Ouled Aissa

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
150	2022871,41	362359,644	2385231,05
200	1517794,38	520796,73	2038591,11
250	1421273,48	694347,489	2115620,97
300	1394979,21	825135,125	2220114,34
350	1385985,02	972260,567	2358245,59
400	1382377,96	1134490,42	2516868,38
450	1380750,74	1299014,83	2679765,57

Le diamètre économique est de 200 mm, avec une vitesse de $V = 0,84\text{m/s}$.

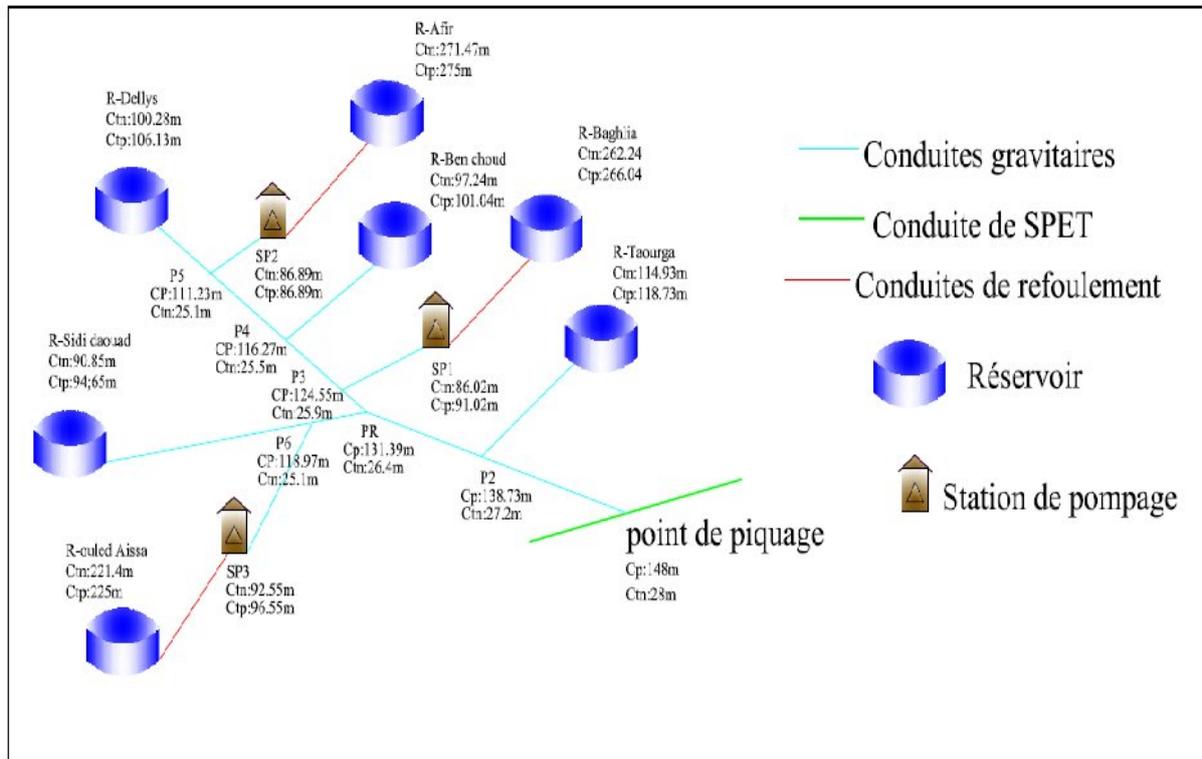


Figure IV.3:Tracé de l'adduction

Conclusion

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico- économique de l'adduction :

-L'adduction par refoulement constituée de trois stations de pompage, La première conduite de refoulement à une longueur de 1675m et un diamètre de 250mm, La deuxième à une longueur de 1095 et un diamètre de 250mm, La troisième à une longueur de 1779m et un diamètre de 200mm.

-L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de 26109m et des diamètres de 600 mm, 500mm, 450 mm, 350mm, 200mm et 150mm.

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction.

V.1. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

V.2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

V.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4.1: Refoulement SP1 – Réservoir de Baghlia

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	205,63	192,54	-	-	-	-	-	-	-	-
2	102,81	192,54	PM125/3B	194	74,1	2900	4	157,5	11	125
3	68,54	192,54	PM150/3A	193	79,4	2900	3	75	3,93	150
4	51,41	192,54	PM80/7B	193	72,2	2900	7	62	2,83	80

A partir du tableau (V-1), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours.

Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/3A CAPRARI**.

V.4.2. Refoulement SP2 – Réservoir d'AFIR

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	187,06	193,11	-	-	-	-	-	-	-	-
2	93,53	193,11	PM100/3A	194	76,7	2900	3	66	5,07	100
3	62,35	193,11	PM100/11A	195	75,3	2900	6	55	2,81	100
4	46,76	193,11	PM65/7C	194	69	2900	7	40,4	2,12	80

A partir du tableau (V-2), on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours.
Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/3A CAPRARI**.

V.4.3: Refoulement : SP3 – Réservoir d' Ouled Aissa

Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de Pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	\emptyset roue (mm)
1	94,67	141,5	PM125/2B	142	76,5	2900	2	172	4,51	125
2	47,34	141,5	PM100/9A	143	71,2	1450	9	87	5,89	100
3	31,56	141,5	PM80/6B	145	70,8	2900	6	65,8	4,07	80
4	23,67	141,5	PM65/7C	147	69,3	2900	7	56,15	6,91	80

A partir du tableau (V-3), on déduit que la variante d'une (01) pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour une pompe (01) en plus d'une (01) pompe de secours.
Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM125/2B CAPRARI**.

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q].
Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1)
pour la première station de pompage, la figure (V.2) pour la deuxième station et la
figure (V.3) pour la troisième station.

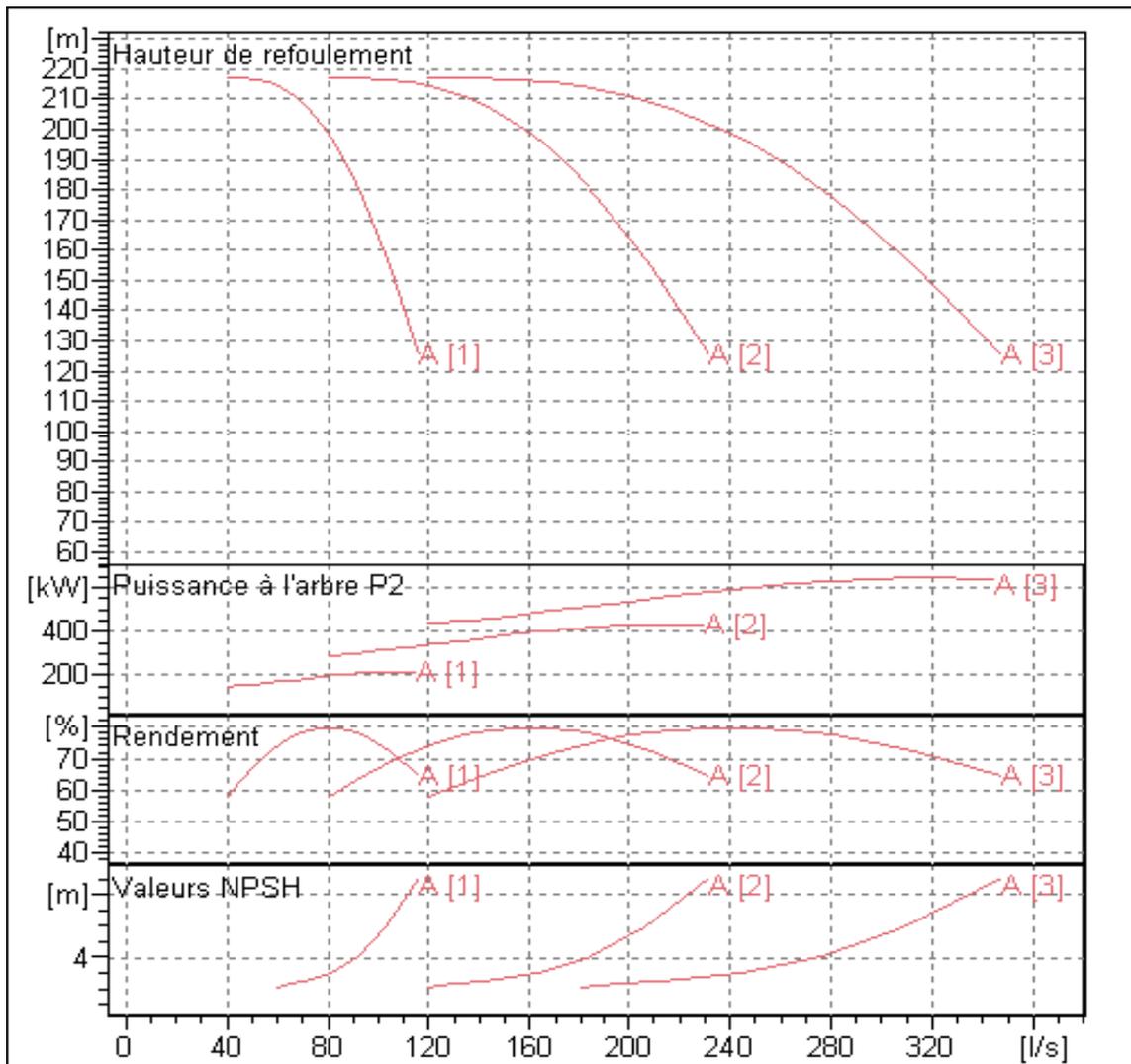


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/3A

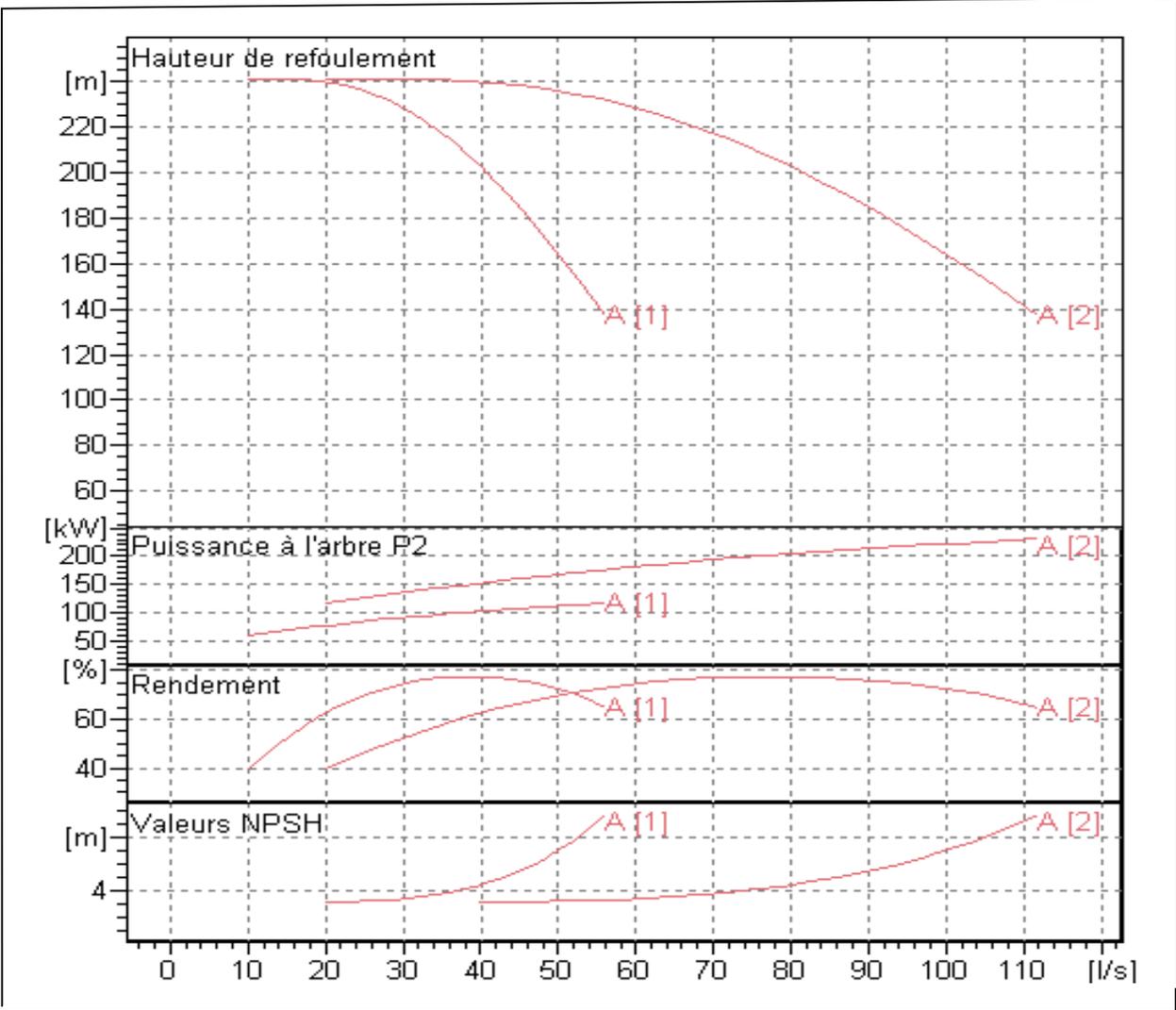


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type PM 100/3A

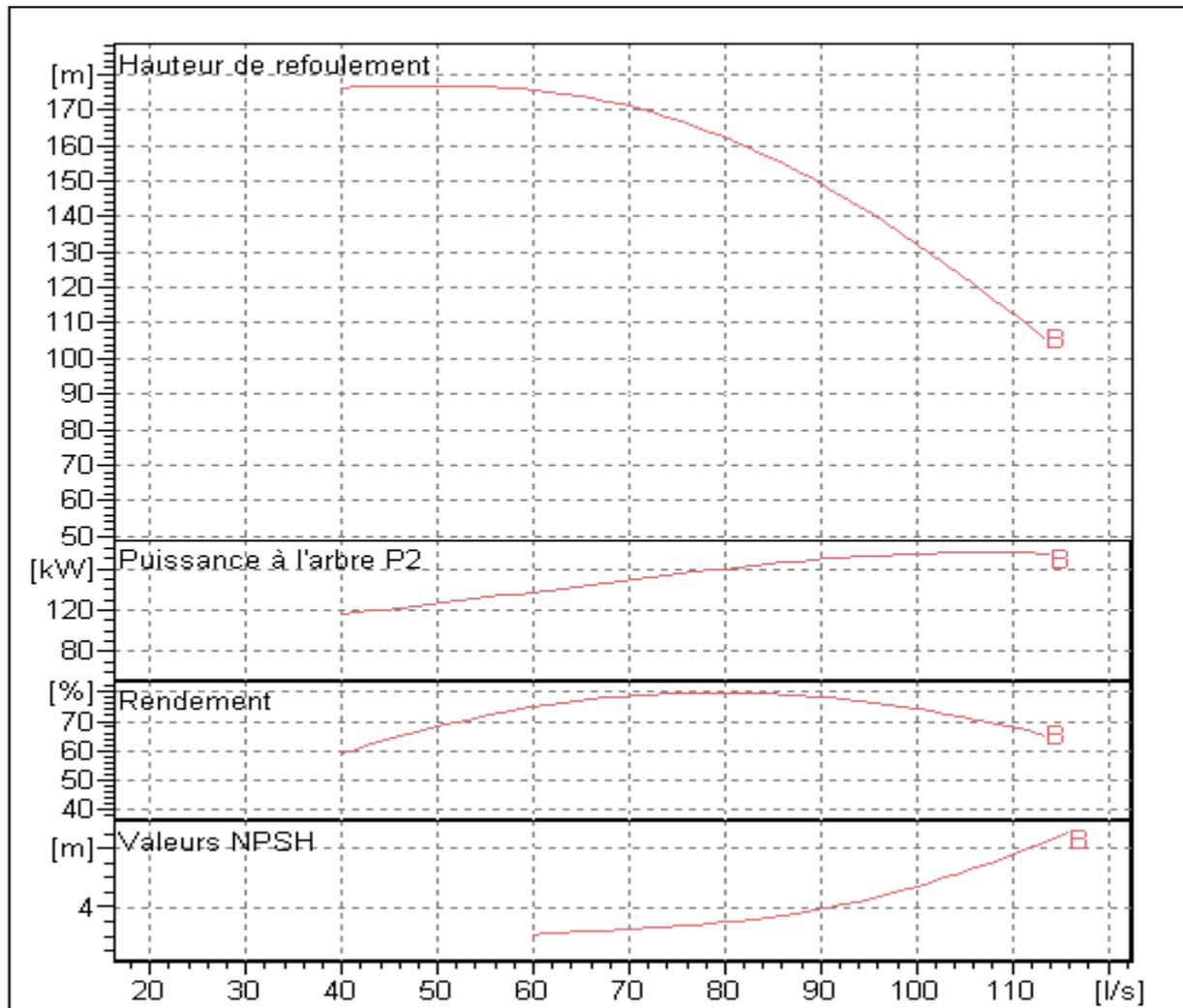


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP3) de type PM 125/2B

V.6 .Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V.7: Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

V.7.1. Refoulement SP 1 - Réservoir de Baghlia

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	175	1675	250	0,029	0	0	175
2	10	30	175	1675	250	0,029	0,43	0,48	175,48
3	20	60	175	1675	250	0,029	1,73	1,91	176,91
4	30	90	175	1675	250	0,029	3,90	4,29	179,29
5	40	120	175	1675	250	0,029	6,93	7,62	182,62
6	50	150	175	1675	250	0,029	10,83	11,91	186,91
7	60	180	175	1675	250	0,029	15,59	17,15	192,15
8	70	210	175	1675	250	0,029	21,22	23,34	198,34
9	80	240	175	1675	250	0,029	27,71	30,49	205,49
10	90	270	175	1675	250	0,029	35,08	38,58	213,58
11	100	300	175	1675	250	0,029	43,30	47,63	222,63
12	110	330	175	1675	250	0,029	52,40	57,64	232,64

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

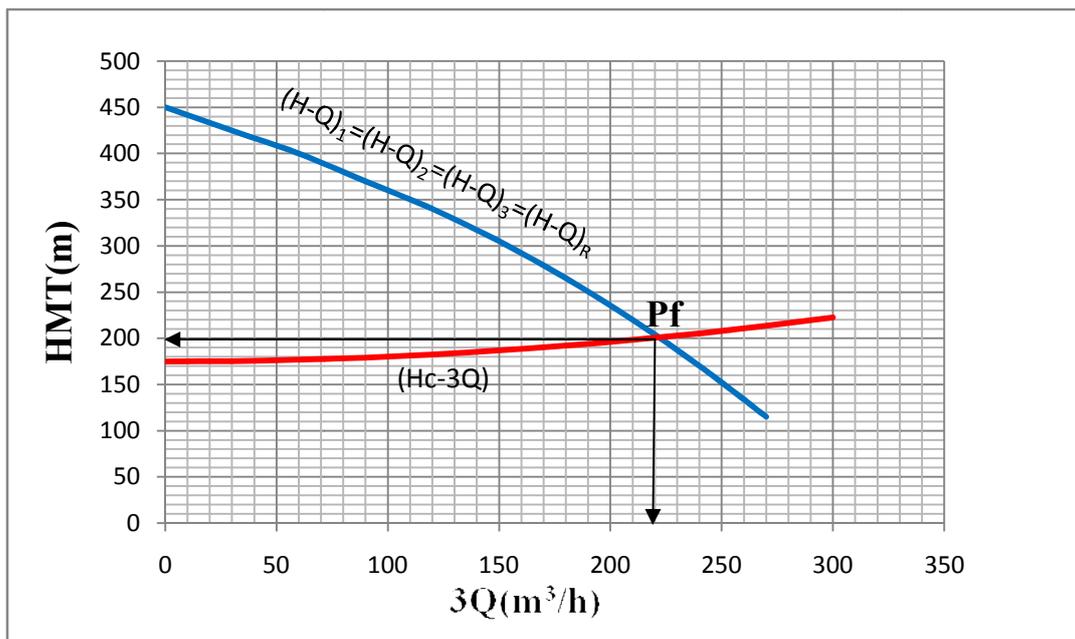


Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 220 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 205,63 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 200 \text{ m} > H_{app} = 192,54 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V.7.2. Refoulement SP 1 – Réservoir d'Afir

Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	183,6	1095	250	0,029	0	0	183,6
2	15	30	183,6	1095	250	0,029	0,28	0,31	183,91
3	30	60	183,6	1095	250	0,029	1,13	1,25	184,85
4	50	100	183,6	1095	250	0,029	3,15	3,46	187,06
5	60	120	183,6	1095	250	0,029	4,53	4,98	188,58
6	75	150	183,6	1095	250	0,029	7,08	7,79	191,39
7	90	180	183,6	1095	250	0,029	10,19	11,21	194,81
8	110	220	183,6	1095	250	0,029	15,22	16,75	200,35
9	120	240	183,6	1095	250	0,029	18,12	19,93	203,53
10	150	300	183,6	1095	250	0,029	28,31	31,14	214,74
11	160	320	183,6	1095	250	0,029	32,21	35,43	219,03
12	170	340	183,6	1095	250	0,029	36,36	40,00	223,60

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V-5).

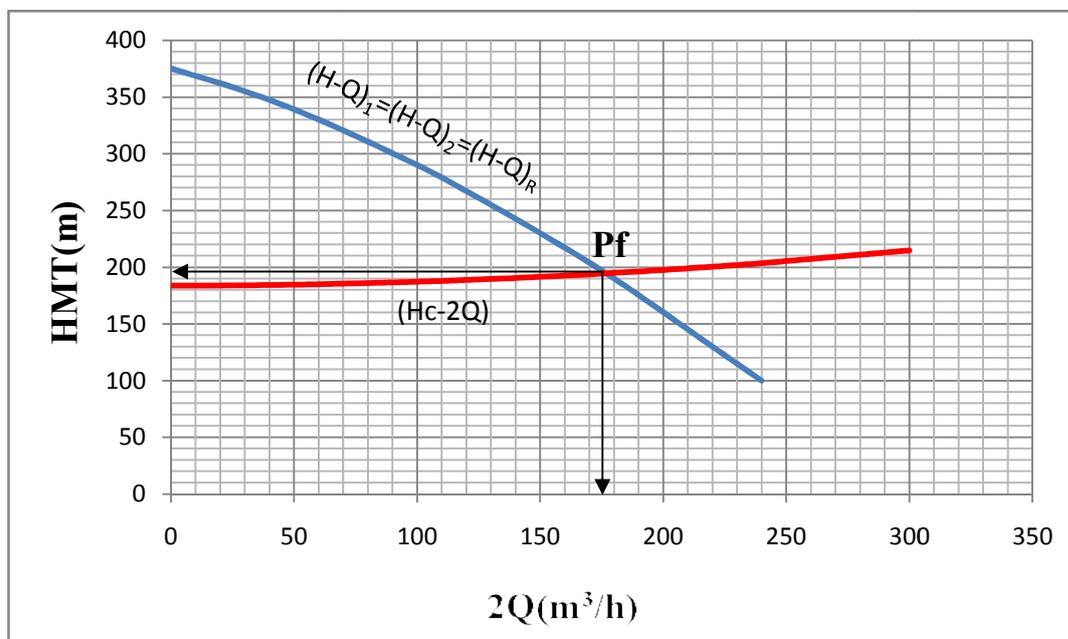


Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 2)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 178 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 187,06 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 198 \text{ m} > H_{app} = 193,11 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V.7.3. Refoulement SP 3 – Réservoir d' Ouled Aissa

Tableau V .6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	1Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	128,55	1779	200	0,031	0	0	128,55
2	10	10	128,55	1779	200	0,031	0,18	0,20	128,75
3	20	20	128,55	1779	200	0,031	0,71	0,78	129,33
4	30	30	128,55	1779	200	0,031	1,60	1,76	130,31
5	40	40	128,55	1779	200	0,031	2,85	3,14	131,69
6	50	50	128,55	1779	200	0,031	4,46	4,90	133,45
7	60	60	128,55	1779	200	0,031	6,42	7,06	135,61
8	70	70	128,55	1779	200	0,031	8,73	9,61	138,16
9	80	80	128,55	1779	200	0,031	11,41	12,55	141,10
10	90	90	128,55	1779	200	0,031	14,44	15,88	144,43
11	100	100	128,55	1779	200	0,031	17,83	19,61	148,16
12	110	110	128,55	1779	200	0,031	21,57	23,73	152,28

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

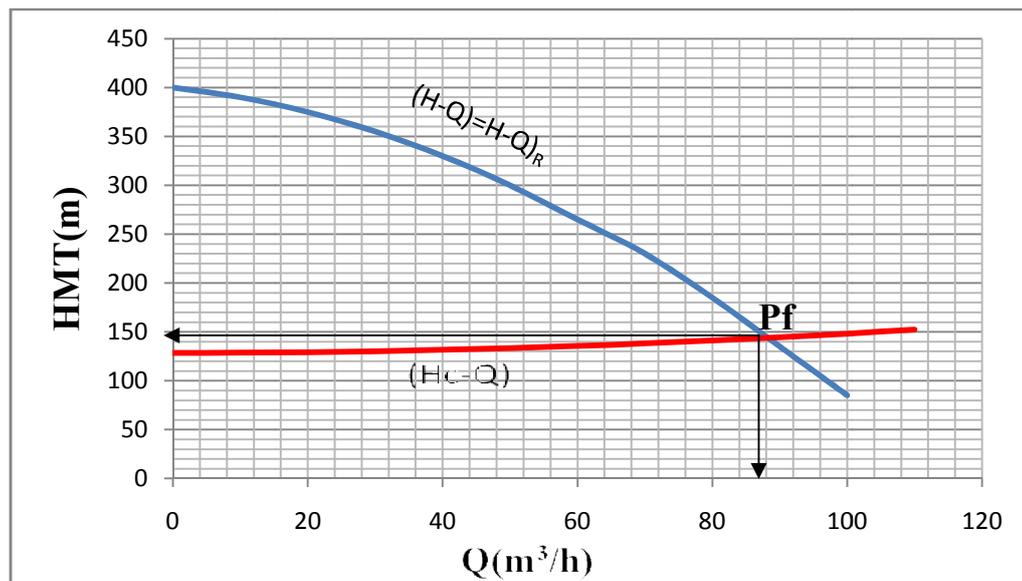


Figure N°V.6: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 3)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 87,8 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 94,67 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 148 \text{ m} > H_{app} = 141,5 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieure au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée.

V.8. Modes de réglage [4]

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

- $\eta_{ap,van}^{inst}$: 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' et la hauteur appelée;

$$h_v = H' - H_{app} \tag{V.5}$$

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

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

4. 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \tag{V.6}$$

- 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).

5. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

6. Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

6.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^2 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura :
$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q$$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \quad \Rightarrow \quad D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \quad \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, si non il faut opter pour une autre solution.

B- Débit disponible < Débit appelé

1. **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe**

Remarque

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

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

V .8.1 : Refoulement : SP 1 - Réservoir de Baghlia

a) Vannage

$$\eta_{inst}^{av,van} = 79,4\%$$

$$\bullet h_v = 212 - 192,54 \Rightarrow h_v = 19,46 \text{ m.}$$

$$\bullet \eta_{inst}^{ap,van} = 79,4 * \frac{192,54}{212} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 72,11 \%$$

• la nouvelle puissance absorbée:

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{205,63}{3} \Rightarrow Q = 68,54 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 68,54 * 192,54}{0,7211 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 49,87 \text{ Kw.}$$

b) Diminution du temps de pompage

$$\bullet \text{ Le nouveau temps de pompage sera : } t' = \frac{205,63}{220} * 20 \Rightarrow t' = 18,69 \text{ h} = 18 \text{ h} 42 \text{ min}$$

• Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf}=220 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 79,4 %.

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{220}{3} \Rightarrow Q = 73,33 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 73,33 * 192,54}{0,79,4 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 48,46 \text{ Kw}$$

c) Rognage

$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q \Rightarrow H_{mt} = \frac{192,54}{205,63} \cdot Q \Rightarrow H_{mt} = 0,936 \cdot Q$$

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}}$$

$$D = 150 \cdot \sqrt{\frac{205,54}{220}} = 144,98 \Rightarrow D = 144,98 \text{ mm}$$

$$\left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \Rightarrow m = 0,96$$

$$R \% = (1-m) \cdot 100 \Rightarrow R \% = (1-0,96) \cdot 100 = 4 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est : **78,2%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 68,54 * 192,54}{0,782 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 45,98 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour le réglage par Rognage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

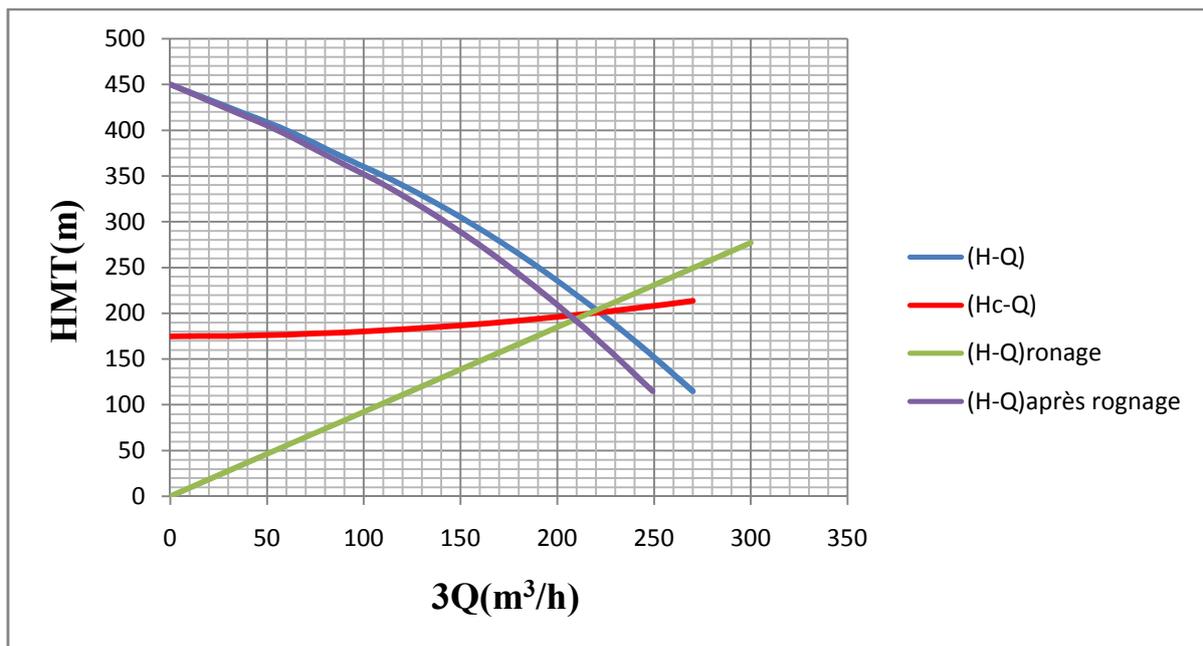


Figure N°V.7: Courbe caractéristiques de la SP N°1 après réglage

V .8.2 .Refoulement : SP 2 – Réservoir d’Afir

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

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

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{187,06}{178} = 3047,61 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

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

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{193,11}{187,06^2} = 0,00552$$

Le rendement après la similitude est : **76,7 %**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 93,53 * 193,11}{0,767 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 64,17 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation)
car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

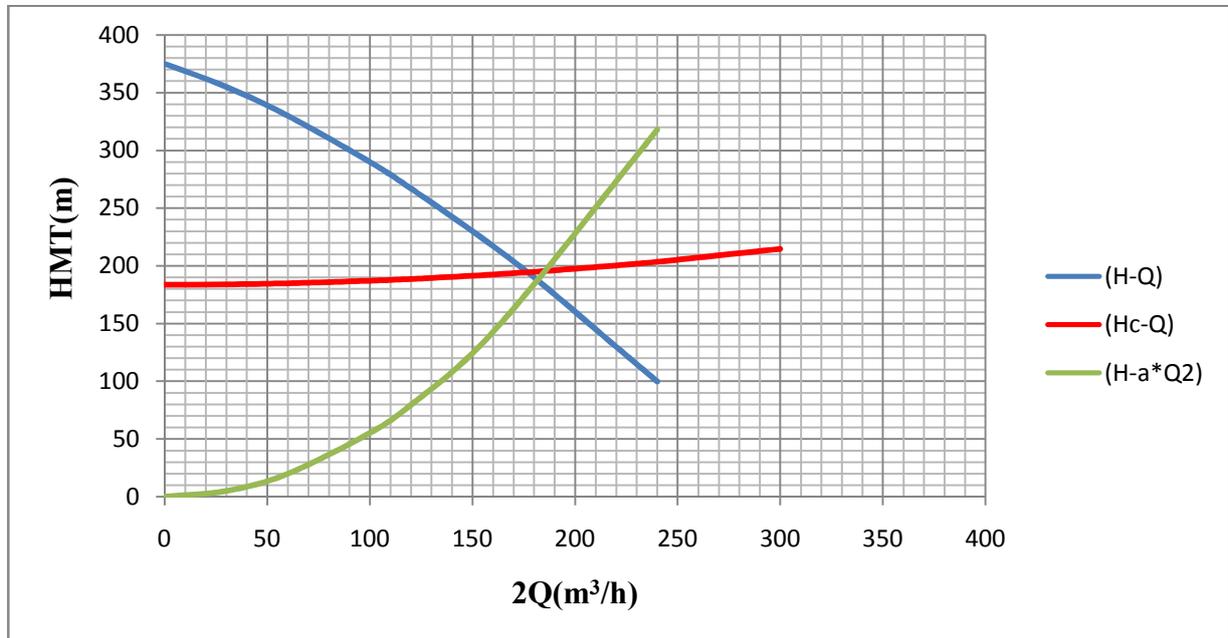


Figure N°V.8: Courbe caractéristiques de la SP N°2 après réglage

V .8.3 .Refoulement : SP 3 – Réservoir d' Ouled Aissa

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

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

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{94,67}{87,8} = 3126,91 \text{ Tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

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

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{141,5}{94,67^2} = 0,0158$$

Le rendement après la similitude est : **76,5 %**

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 94,67 * 141,5}{0,765 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 47,72 \text{ KW}$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation)
car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

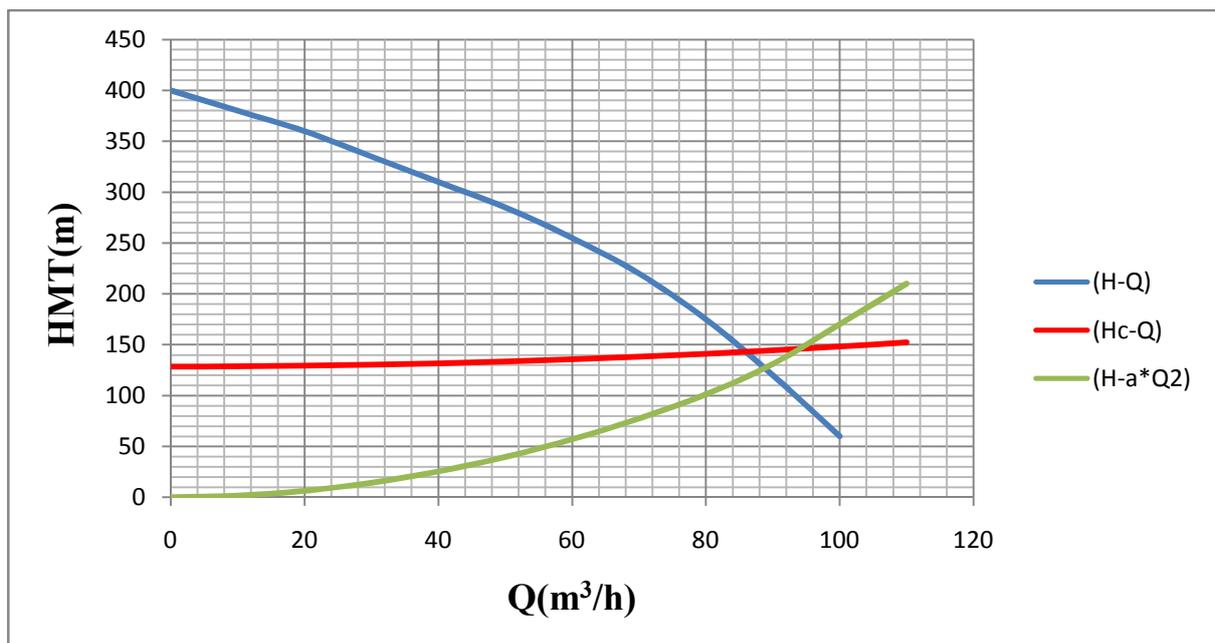


Figure N°V.9: Courbe caractéristiques de la SP N°3 après réglage

V.9.Choix du moteur électrique

V.9.1.Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

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.9.2.Refoulement : SP 1 – Réservoir de Baghlia**Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 60Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1750tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 200Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.9.3.Refoulement : SP2 - Réservoir d’Afir**Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 132Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V.9.4.Refoulement : SP2 - Réservoir d’Ouled Aissa**Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 60Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 140Kw
- Courent nominal :-A
- Type de moteur : 3~

V .10 . Etude de la cavitation [4]

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

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.8})$$

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

On prend : $r = 0,4$ m.

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\text{V.9})$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.7: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

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

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

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4 * Q}{\pi * D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V.11})$$

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

V.11. Calage de la pompe

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

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{V.12})$$

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

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

a) Refoulement : SP1- Réservoir de Baghlia

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,91\text{m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 86,04 = 10,21 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180\text{mm}$$

$$\text{— La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 68,54}{3,14 * 0,18^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,75\text{m/s}$$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0,3\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336\text{m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3,93 + 0,3 + 0,24 + \frac{0,75^2}{2 * 9,81} - 10,21 + 0,336 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,38 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,21 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,75^2}{2 * 9,81} - 3,93 - 0,336 = 5,38\text{m}$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 86,04 + 5,38 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 91,32\text{m}$$

b) Refoulement : SP 2 – Réservoir d' Afir

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,38\text{m}$

- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 86,89 = 10,21 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,5 * 100 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 93,53}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,47 \text{ m/s}$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0,3 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 5,07 + 0,24 + 0,336 + \frac{1,47^2}{2 * 9,81} - 10,21 + 0,3 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -4,15 \text{ m}$$

- changement de type d'installation .

- Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,21 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,47^2}{2 * 9,81} - 5,07 - 0,336 = 4,15 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 86,89 + 4,15 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 90,94 \text{ m}$

c) Refoulement : SP 3 – Réservoir d'Ouled Aissa

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,46 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 92,45 = 10,20 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 94,67}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,49 \text{ m/s}$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0.3m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 4,51 + 0,24 + 0,336 + \frac{1.49^2}{2 * 9.81} - 10.2 + 0,3 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,7 m$$

• changement de type d'installation.

-Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,2 - 0,3 - 0,24 - \frac{1.49^2}{2 * 9.81} - 4.51 - 0,336 = 4,7m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 92,45 + 4,7 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 97,05m$

Conclusion

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour les trois stations de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Introduction

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier [1],[5]

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

c) Fatigue de la canalisation

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

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 $\frac{L}{a}$. 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ 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.

Phase 03 : 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ 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 $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ 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 $\frac{4L}{a}$

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

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.10^9$ à 20° c .

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 : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

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 jouera 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.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, 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 libre, le cas échéant, 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.

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.2.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.3.Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c est 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 (~ 1400 m/s). 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 B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (fonte)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 1,10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.4})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP1	Fonte	250	0,049	1,16	1675	175
SP2	Fonte	250	0,049	1,06	1095	183,6
SP3	Fonte	200	0,031	0,84	1779	128,55

VI.3.1. Calcul de la célérité d'onde C

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

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	K (Pa) (x 10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (x 10 ⁸)	E _m (Pa) (x 10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0,0046	1029,42
SP2	2,07	1000	0,125	0,3	0,33	2	1	0,0046	1029,42
SP3	2,07	1000	0,1	0,3	0,33	2	1	0,0046	1080,41

VI.3.2. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de station	Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻⁴)	Z _{min} /Z0	U0 (m ³)	Umax (m ³)	V (m ³)
SP1	185	306,72	1,16	9,81	0,0686	3,71	37	0,64	0,3	0,47	500
SP2	193,6	304,83	1,06	9,81	0,0573	2,96	35	0,68	0,19	0,28	300
SP3	138,55	231,06	0,84	9,81	0,0359	2,6	22	0,64	0,12	0,188	200

VI.4. Protection des conduites contre la corrosion

Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VI.4.1. Facteurs de la corrosion

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VI.4.2. Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.4.3. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

VI.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène

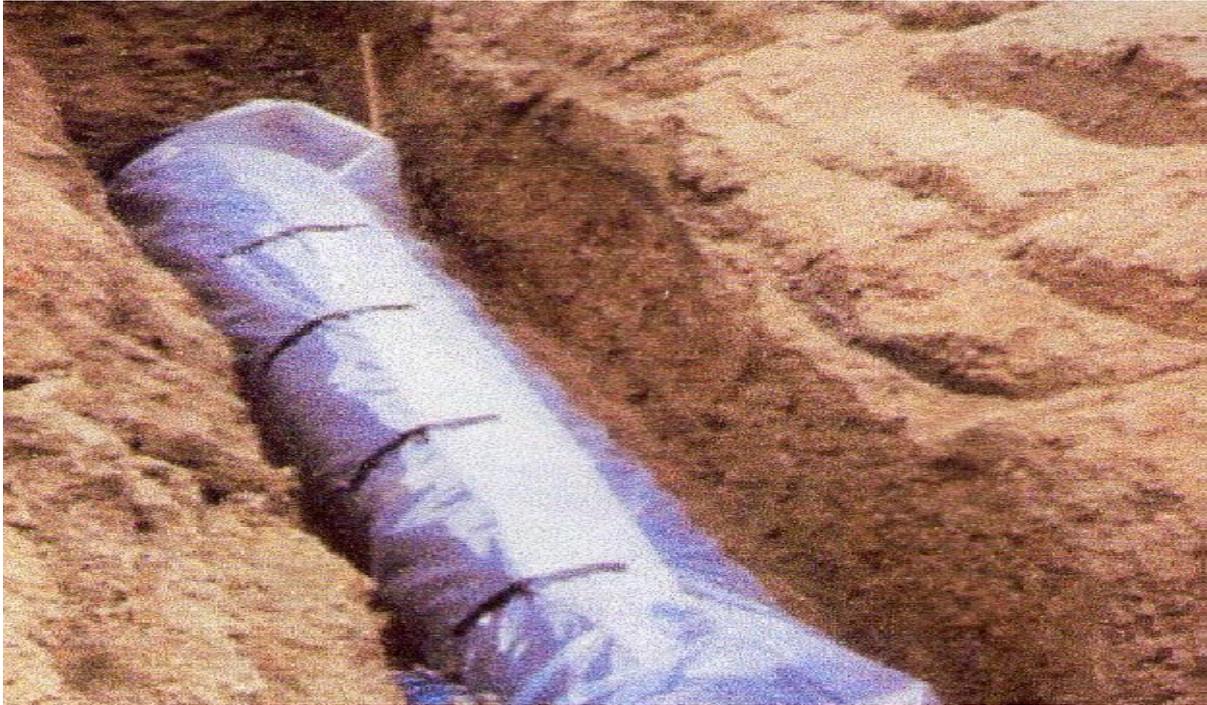


Figure VI.1: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VI.4.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1), (SP2) et (SP3), trois réservoirs d'air d'une capacité respectives.500, 300 et 200 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VII.1. Pose des canalisations

VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations [6]

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

1. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

2. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

3. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

4. Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

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

5. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction .

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VII.2. Accessoires

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 ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VII.2.1. Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

a) Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

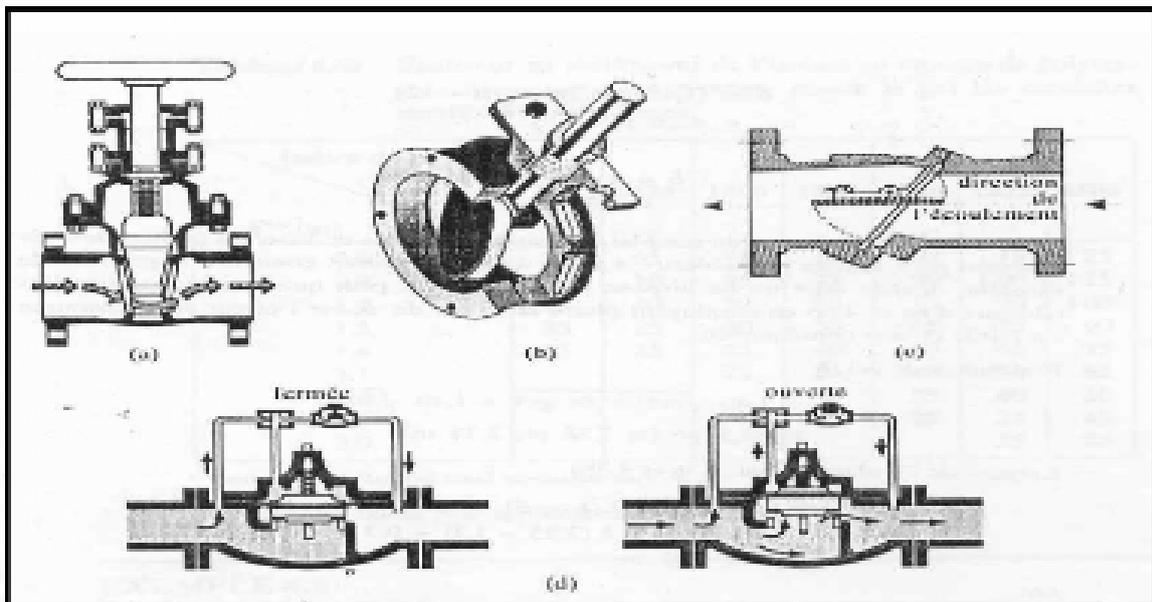


Figure VII.1: les différents types de vanne

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2 Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée

par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a) Rôles de la ventouse

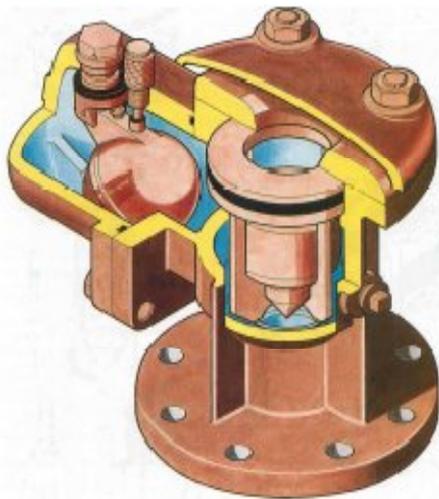
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VII.2: Les différents types de ventouses

VII.2.3. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VII.2.4. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

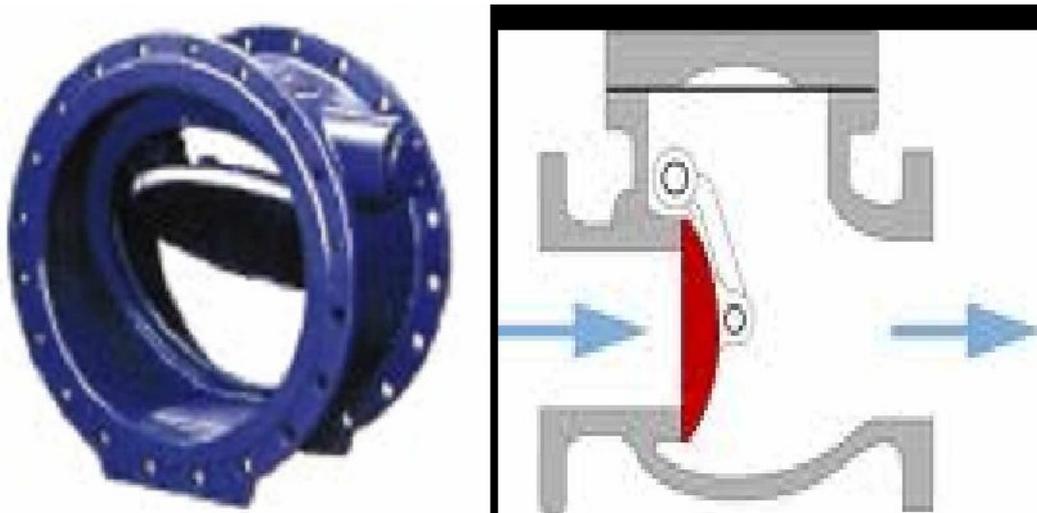


Figure VII.3 : Clapet anti retour

VII.2. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

La déviation d'une partie d'écoulement.

L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.

Le changement de diamètre de la conduite.

Le montage et le démontage des accessoires.

Le changement de direction de la conduite.

1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

2) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

3) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux

emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VII.2. 6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- 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.2. 7.Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VII.2. 8.Organes de mesure

VII.2.8.1.Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

a)Le diaphragme

Le diaphragme est consiste en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

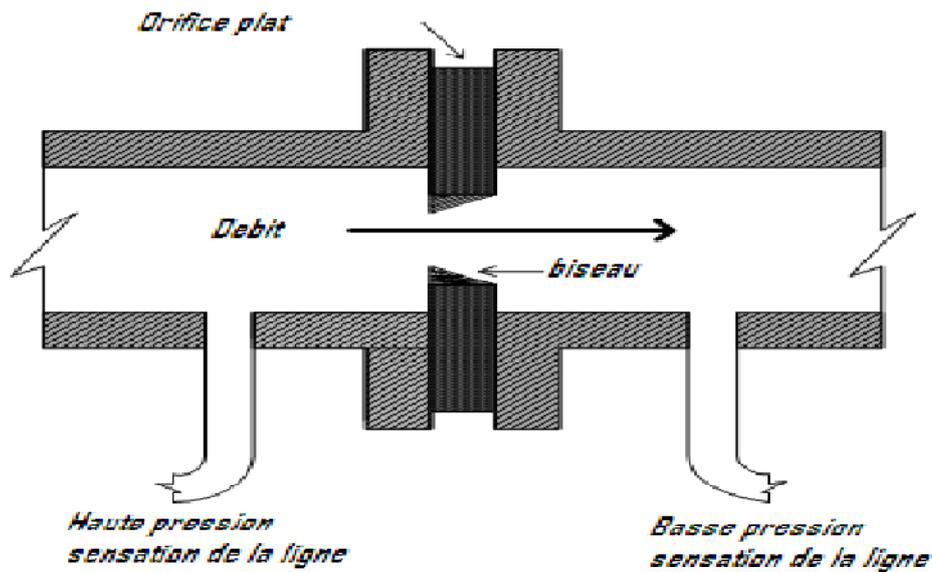


Figure VII.4 : Diaphragme

b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII .5). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

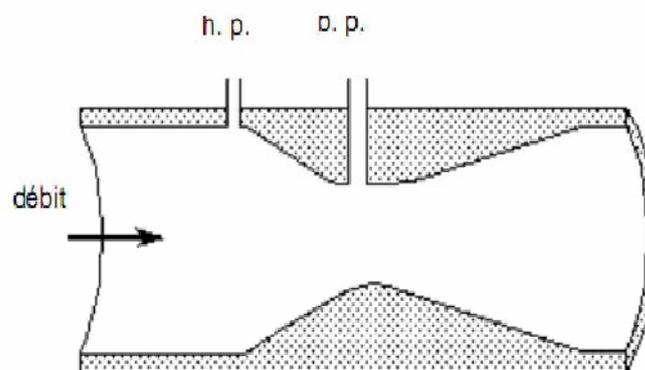


Figure VII.5 : Venturi

c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

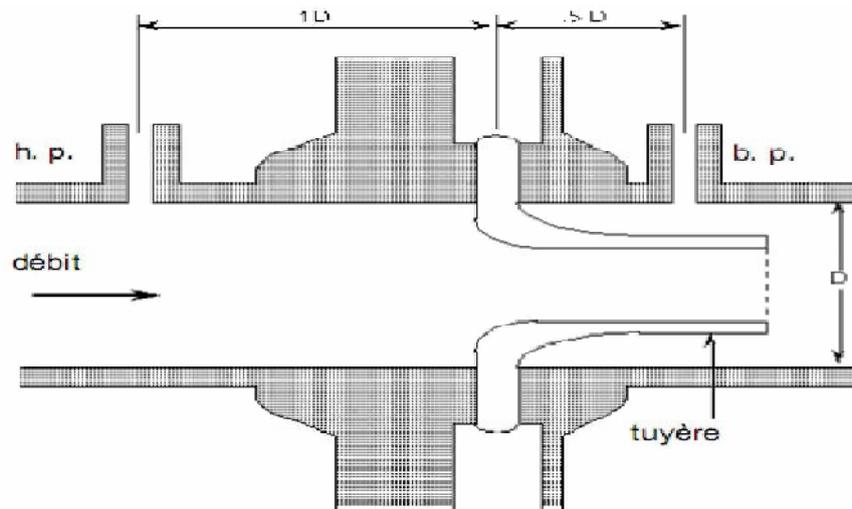


Figure VII.6 : Tuyère

VII.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VII.7 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

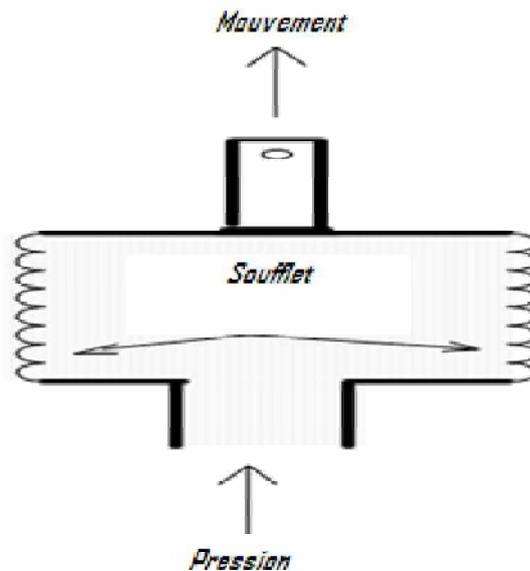


Figure VII.8 : Manomètre à soufflet

Conclusion

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;

- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;

- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;

- Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.

- Les clapets anti-retour ;

- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

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

b) Pose du lit de sable

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

c) Pose des conduites

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

d) Epreuve de joint et de la canalisation

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

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

VIII.1.2.Travaux concernant les stations de pompage

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

- 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.

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

VIII.2.1.Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (\text{VIII.1})$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
b : largeur de la tranchée;
h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (\text{VIII.2})$$

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

VIII.2.1.1.La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.
Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VIII.3})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
D : diamètre de la conduite (m).
h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.
 h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VIII.2.1.2.Largueur de la tranchée

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

$b = D + 0,6 \text{ m.}$

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

Tableau VIII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_D (m²)	V_D(m³)
600	6798,76	1,2	1,75	2,1	14277,39
500	2023,68	1,1	1,65	1,815	3672,97
450	2385,4	1,05	1,6	1,68	4007,47
350	2276,25	0,95	1,5	1,425	3243,65
250	8970,75	0,85	1,4	1,19	10675,19
200	7077,58	0,8	1,35	1,08	7643,78
150	1126,36	0,75	1,3	0,975	1098,20
volume Total					44618,68

VIII.2.2.Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.4)}$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15 \text{ cm}$;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VIII.2: calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m³)
600	6798,76	1,2	0,15	1223,7768
500	2023,68	1,1	0,15	333,9072
450	2385,4	1,05	0,15	375,7005
350	2276,25	0,95	0,15	324,365625
250	8970,75	0,85	0,15	1143,77063
200	7077,58	0,8	0,15	849,3096
150	1126,36	0,75	0,15	126,7155
Volume Total				4377,54

VIII.2.3. Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \text{(VIII.5)}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

VIII.2.4. Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{(VIII.6)}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VIII.7)}$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VIII.3: calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m³)
600	6798,76	0,283	1921,33
500	2023,68	0,196	397,15
450	2385,4	0,159	379,19
350	2276,25	0,096	218,89
250	8970,75	0,049	440,13
200	7077,58	0,031	222,24
150	1126,36	0,018	19,89
Volume Total			3598,81

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \text{(VIII.8)}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 44618,68 - 4377,54 - 3598,81 = 36642,33 \text{m}^3$

Tableau VIII.4: Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	44618
2	Lit de sable	m ³	4377
3	Les conduites	ml	30658
4	Remblais	m ³	36642

VIII.3.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VIII.3.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins : Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spéciale de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure VIII.1 : Pelle hydraulique

VIII.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VIII.2 : Bulldozer

VII.3.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.3: Chargeur

VII.3.4.Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.4 : Compacteur

VIII.4. Planification des travaux

VIII.4.1. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VIII.4.2. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.5

Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	110
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	30
D	Epreuve de joint et de la canalisation	20
E	Remblais	90
F	Compactage	30

Donc le réseau à nœud de ces tâche est représenté comme suit :

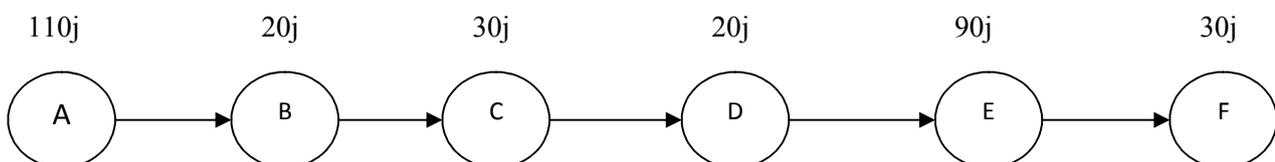


Figure VIII.5 Réseaux à nœuds

Remarque

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 300 jours, soit environ 10 mois.

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.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

Conclusion Générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains Objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 190095 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 25669, 44 m³/j des eaux du barrage de Taksebt .

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

L'adduction à une longueur totale des de 30658m et des diamètres variés de 600 à 150 mm.

La grande différence d'altitude exigé l'implantation de Trois stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à les réservoirs de Baghlia, Afir et Ouled Aissa .

L'emplacement des réservoirs de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** Paris 1977 « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable », p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [3] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I
- [4] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [5] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [6] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [7] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL

Catalogues

- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

Tableau II.6: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

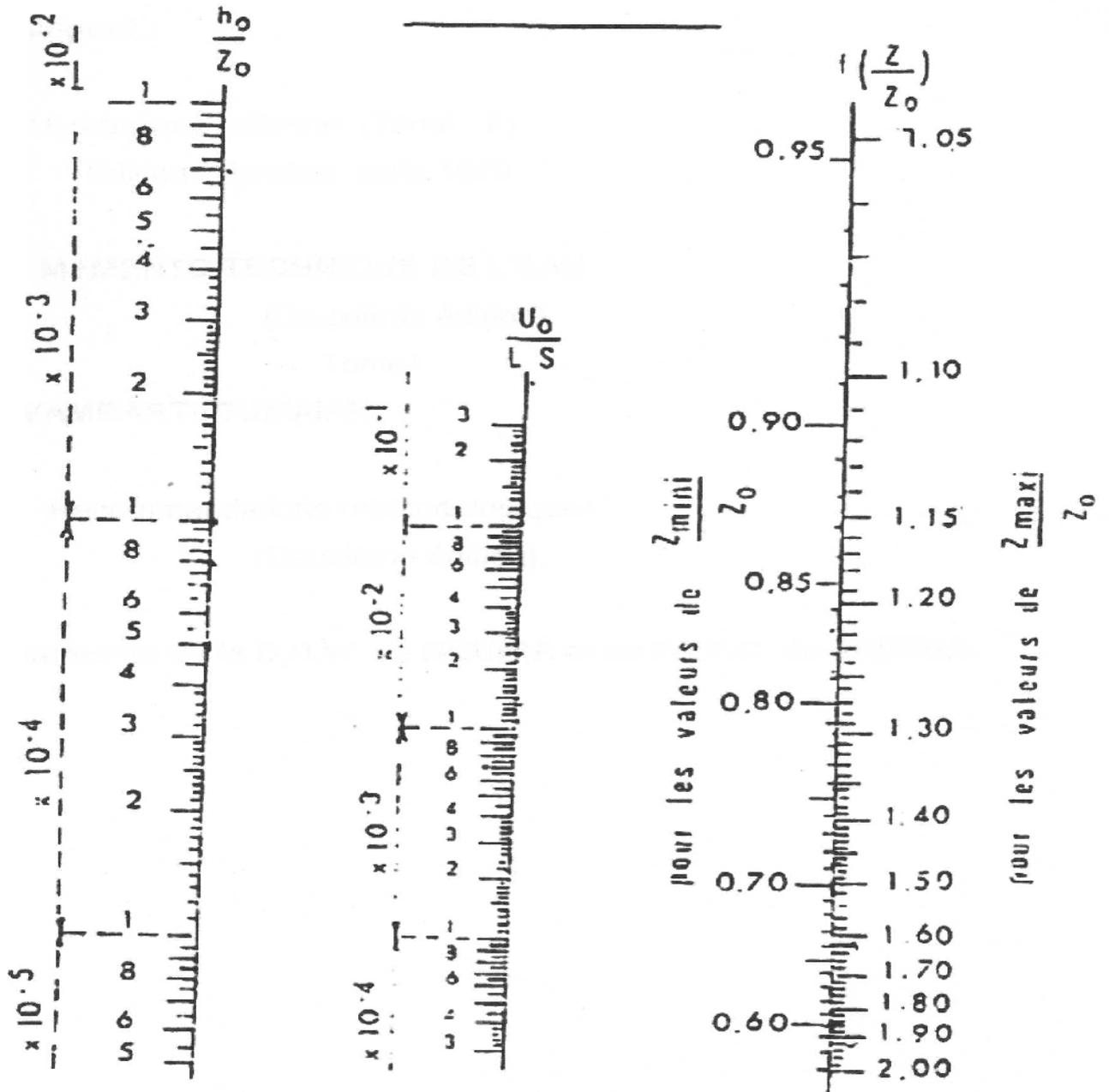


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT