

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement du système d'aduction des communes d'ahmar elain , bourkika , hadjout et meurad (w. Tipaza) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0022-13

APA Citation (APA توثيق):

Benmedjennah, Saddam Hocine (2013). Renforcement du système d'aduction des communes d'ahmar elain , bourkika , hadjout et meurad (w. Tipaza)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**RENFORCEMENT DU SYSTEME D'ADDUCTION DES
COMMUNES D'AHMAR ELAIN, BOURKIKI, HADJOUT ET
MEURAD (W.DE TIPAZA)**

Présenté par :

M^r. BENMEDJENNAH SADDAM HOCINE

DEVANT LES MEMBRES DE JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M ^{me} L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M ^r R.KERID	M.A.A	Examineur
M ^r M.BELALI	M.A.B	Examineur
M ^r A.HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Septembre 2013

Dédicace

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

Ma mère : Khadîdja.

Mon père : Abd Elhamid.

Mes frères: Fares, Nawel, Mohcen, Sabrina, et Dina.

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

À tous mes frères et amis en particulier à : Yacine ti, Patchen, Chambou, Yacine, Bob, Rahim, Selma, Khadidja, Rachid, et Mus.

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

BEN MEDJENNAH
SADDAM HOCINE

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 promoteur monsieur HACHEMI pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur BOUKRAFTANE 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.

BEN MEDJENNAH
SADDAM HOCINE

ملخص:

في اغلب الحالات تكون المصادر المائية الصالحة للشرب بعيدة عن السكان و من اجل هذا السبب يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لنقل هذه المياه إلى الخزانات. نتطرق في هذه المذكرة إلى دراسة تقوية شبكة قنوات لنقل المياه وذلك لتزويد بلديات المنطقة الشرقية لولاية تيبازة وهي: احمر العين, بوركيكة, حجوط و مراد بالماء الصالح للشرب وذلك من خلال محطة تحلية مياه البحر ببلدية فوكة وهذا لتلبية إحتياجات هؤلاء السكان.

Résumé :

Dans la plus part des cas les ressources en eau potable se trouvent loin des agglomérations, et pour cette raison, on est obligé de projeter des adductions pour ramener l'eau chez les consommateurs.

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude on fait une étude d'un réseau d'adductions pour alimenter les communes de la région Sud-Est de la wilaya de Tipaza qui sont : Ahmar ELAin, Bourkika, Hadjout et Meurad à partir de la station de dessalement d'eaux de mer de la commune de Fouka dans le but de satisfaire les besoins futures de consommation de ces agglomérations

SUMMARY:

In most of the cases, the drinkable water resources are far from the urban areas and for that reason; we are obliged to plan adductions to bring back water to the consumers. Within the framework of this end study's report, we make a study of a network of adduction to feed the municipalities in the east region of the Wilaya of Tipaza which are: Ahmar ElAin, Bourkika, Hadjout and Meurad from the station of desalination of sea water located in the municipality of FOUKA with the aim of satisfying the future needs for consumption of these urban areas.

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.....	3
I.3.1 Climat.....	3
I.3.2 Température.....	3
I.3.3 Pluviométrie.....	4
I.4 Géologie régionale.....	4
I.5 Séismicité.....	5
I.6 Activités.....	6
I.7 Hydrographie.....	7
I.8 Population.....	7
I.9 Situation hydraulique actuelle.....	8
I.9.1 Communes de Hadjout et Meurad.....	8
I.9.2 Commune de Bourkika.....	8
I.9.3 Commune d'Ahmar ElAin.....	9
Conclusion	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	11
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	11
II.2 Estimation des besoins en eau potable.....	12
II.2.1 Les besoins domestiques.....	12
II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	12
II.2.2 Besoins scolaires.....	13
II.2.3 Besoins administratifs.....	14
II.2.4 Besoins sanitaires.....	15
II.2.5 Besoins socioculturels.....	15
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	16
II.3 Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	16
II.3.1 Consommation maximale journalière.....	16
II.3.2 Consommation minimale journalière.....	16
II.4 Variation des débits horaires.....	17
II.5 Calcul de déficit de consommation.....	25
Conclusion.....	26

Chapitre III: Les réservoirs d'AEP

Introduction.....	27
III.1 Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	27
III.2 Classification des réservoirs.....	28
III.3 Choix du réservoir.....	28
III.4 Equipements du réservoir.....	29
III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	29
III.4.1.1 Par Le haut.....	29
III.4.1.2 Par Le bas.....	29
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	29
III.4.6 Conduite de trop-plein.....	29
III.4.6 Conduite de vidange.....	30
III.4.6 Conduite by-pass.....	30
III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	30
III.5 Calcul de la capacité des réservoirs.....	31
III.5.1 La méthode analytique.....	32
III.5.2 Méthode graphique.....	32
III.5.3 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.....	33
III.5.3.1 Commune de Hadjout.....	33
III 5.3.2 Commune de Meurad.....	34
III.5.3.3 Commune d'Ahmar ElAin.....	35
III.5.3.4 Commune de Bourkika.....	36
III.6 Forme des réservoirs.....	36
III.7 Dimensionnement du Bâche de reprise de la station de pompage(SP1).....	37
III.8 Dimensionnement du réservoir tampons	38
Conclusion.....	39

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	40
IV.1 Types d'adduction.....	40
IV.1.1 Adduction gravitaire	40
IV.1.2 Adduction par refoulement	40
IV.1.3 Adduction mixte.....	40
IV.2 Choix des matériaux de canalisation.....	40
IV.2.1 Fonte.....	40
IV.2.2 Acier.....	40
IV.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	41
IV.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	41
IV.3 Proposition de variantes.....	41
IV.3.1 Variante N°1	42
IV.3.2 Variante N°2	43
IV.4 Etude de l'adduction par refoulement	43

IV.4.1	Choix de la gamme des diamètres	44
IV.4.2	Calcul des pertes de charge	44
IV.4.2.1	Pertes de charge linéaires	44
IV.4.2.2	Pertes de charge singulières.....	45
IV.4.2.3	Pertes de charge totales.....	45
IV.4.3	Calcul de la hauteur manométrique totale.....	45
IV.4.4	Puissance absorbée par la pompe.....	45
IV.4.5	Energie consommée par la pompe.....	45
IV.4.6	Frais d'exploitation.....	46
IV.4.7	Frais d'amortissement.....	46
IV.4.8	Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	46
IV.4.8.1	Tronçon SP 1 –Réservoir tampon	46
IV.5	Etude de l'adduction gravitaire	48
IV.5.1	Variante1.....	48
IV.5.1.1	Calcul de pertes de charge	48
IV.5.1.2	Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	49
IV.5.1.3	Les caractéristiques des différents points.....	50
IV.5.1.4	Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	50
IV.5.1.5	Normalisation des diamètres.....	53
IV.5.1.6	Les frais d'investissement.....	54
IV.5.2	Variante2.....	54
IV.5.2.1	Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	54
IV.5.2.2	Les caractéristiques des différents points.....	55
IV.5.2.3	Normalisation des diamètres.....	55
IV.5.2.4	Les frais d'investissement.....	56
IV.5.3	Comparaison des variantes.....	56
Conclusion	57

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	58
V.1 Définition	58
V.2 Couplage des pompes.....	58
V.3 Choix du type de pompe.....	58
V.4 Choix du nombre de pompes.....	58
V.4.1 Refoulement SP1 – Réservoir tampon.....	59
V.5 Courbes caractéristiques des pompes.....	59
V.6 Point de fonctionnement d'une pompe.....	61
V.6.1 Courbe caractéristique de la conduite.....	61
V.6.1.1 Refoulement SP 1 - Réservoir Baghlia.....	61
V.7 Modes de réglage.....	62
V.7.1 Débit disponible > Débit appelé	62
V.7.2 Débit disponible < Débit appelé.....	63

V.7.1	Refoulement :SP 1 - Réservoir Baghlia.....	63
V.8	Choix du moteur électrique.....	64
V.8.1	Critères de choix du moteur électrique.....	64
V.8.2	Refoulement :SP 1 - Réservoir tampon.....	65
V.9	Etude de la cavitation.....	65
V.9.1	Calage de la pompe.....	66
V .10.	Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :.....	67
V .10.1.	Équipements en amont de la pompe.....	67
V .10.2.	Équipements en aval de la pompe.....	68
V .10.3.	Dimensionnement des équipements des pompes	68
V .11.	Bâtiment de la station de pompage.....	69
V .11.1	Types des bâtiments des stations de pompage.....	69
V .11.2	Construction du bâtiment.....	70
V .11.3	Choix du type de bâtiment.....	70
V .11.4	Partie supérieure du bâtiment.....	70
V .11.5	Dimensionnement du bâtiment	71
Conclusion.....		72

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

Introduction	73	
VI.1	Protection des conduites contre le coup de bélier.....	73
VI.1.1	Les causes du coup de bélier	73
VI.1.2	Les conséquences du coup de bélier	73
VI.1.3	Description des phénomènes physiques.....	74
VI.1.4	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	75
VI.1.5	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	75
VI.2	Calcul des réservoirs d'air.....	76
VI.2.1	Méthode de VIBERT.....	76
VI.2 .2	Méthode de BERGERON.....	76
VI.3	Dimensionnement des réservoirs d'air.....	76
VI.4	Détails du réservoir d'air.....	78
VI.5..	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	78
VI.6.	Protection des conduites contre la corrosion.....	82
VI.6.1	Facteurs de la corrosion.....	82
VI.6.2	Corrosion externe.....	83
VI.6.3	Corrosion interne.....	83
VI.6.4	principaux types de protection contre la corrosion extérieure.....	83
VI.6.5	principaux types de protection contre la corrosion intérieure.....	84
Conclusion.....	84	

Chapitre VII : Pose des Canalisations et accessoires

Introduction	85
VII.1 Pose des canalisations.....	85
VII.1.1 Le Principe de pose des canalisations	85
VII.1.1.1 Pose en terre.....	85
VII.1.1.2 Pose en mauvais terrains sable.....	85
VII.1.1.3 Pose en galerie	85
VII.1.1.4 Pose en pente	86
VII.1.1.5 Traversée de rivière	86
VII.2 Accessoires	86
VII.2.1 Vannes de sectionnement	86
VII.2.2 Ventouses	87
VII.2.3 Vidange.....	88
VII.2.4 Clapet anti retour	88
VII.2.5 Organes de raccordement	88
VII.2.6 By-pass	88
VII.2.7 Crépines.....	89
VII.2.8 Organes de mesure.....	89
VII.2.8.1 Mesure de débit.....	89
VII.2.8.2 Mesure de pression.....	91
Conclusion.....	92

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction	93
VIII.1 Différents travaux à entreprendre.....	93
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	93
VIII.1.2 Travaux concernant les stations de pompage.....	93
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	94
VIII.2.1 Déblais d'excavation.....	94
VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée.....	94
VIII.2.1.2 Largueur de la tranchée.....	94
VIII.2.2 Lit de sable.....	95
VIII.2.3 Remblais compacté.....	95
VIII.2.4 Volume de la conduite.....	95
VIII.3 Choix des engins de terrassement.....	97
VIII.3.1 Pelle hydraulique.....	97
VIII.3.2 Bulldozer.....	98
VIII.3.3 Chargeur.....	98
VIII.3.4 Compacteur.....	99
VIII.4 Planification des travaux	99
VIII.4.1 Planification des travaux de l'adduction.....	99

VIII.4.2	Définitions des tâches et leurs durées.....	100
	Conclusion.....	101
	Conclusion générale.....	102

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Répartition mensuelle moyenne des températures	4
Tableau I-2: Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)	4
Tableau I-3 Tableau de répartition de la population en 2008	7
Tableau I-4 : les caractéristiques des forages de la commune de Hadjout et Meurad	8
Tableau I-5 : les caractéristiques des forages de la commune de Bourkika.....	9
Tableau I-6 : les caractéristiques des forages de la commune d'Ahmar El Ain	9

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II -01:Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet(2040).....	11
Tableau II-02: Tableau récapitulatif des consommations journalières	13
Tableau II-03: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	13
Tableau II-04: Tableau récapitulatif des besoins administratifs	14
Tableau II-05: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	15
Tableau II-06: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	15
Tableau II-07: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalière.....	16
Tableau II-08: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune	17
Tableau II-09: Variation du débit horaire pour la commune de Hadjout	18
Tableau II-10: Variation du débit horaire pour la commune de Meurad.....	20
Tableau II-11: Variation du débit horaire pour la commune d'Ahmar ElAin.....	22
Tableau II-12: Variation du débit horaire pour la commune de Bourkika.....	24
Tableau II-13: Tableau des deficits à combler à l'année 2040	25

Chapitre III : Les Réservoirs

Tableau III -01: réservoirs existants alimentés par l'ancien tracé suivi	27
Tableau III -02: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hadjout.....	33
Tableau III -03: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Meurad	34
Tableau III -04: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ahmar ElAin.....	35
Tableau III -05: Evaluation du volume résiduel du réservoir de bourkika.....	36
Tableau III -06: Tableau donnant les dimensions des reservoirs.....	37

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV-1: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ	46
Tableau IV-2: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir tampon.....	47
Tableau IV-3: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir tampon.....	47
Tableau IV-4: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir tampon.....	47

Tableau IV-5: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon	47
Tableau IV-6: Coefficients K', m, b pour différents types du tuyau	49
Tableau IV-7: Longueurs des différents tronçons de l'adduction V1:.....	49
Tableau IV-8: Les altitudes des différents points de l'adduction V1:.....	50
Tableau IV-9: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction V1:.....	53
Tableau IV-10: Pressions pour différents points de l'adduction V1.....	53
Tableau IV-11: Frais d'investissement de la conduite gravitaireV1	54
Tableau IV-12: Longueurs des différents tronçons de l'adduction V2:.....	54
Tableau IV-13: Les altitudes des différents points de l'adduction V2:.....	55
Tableau IV-14: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction V2:.....	55
Tableau IV-15: Pressions pour différents points de l'adduction V2.....	56
Tableau IV-16: Frais d'investissement de la conduite gravitaireV2.....	56

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(SP1)	59
Tableau V-2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP 1 – RT).....	61
Tableau V-3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	65
Tableau V-4: Choix du type de bâtiment	70

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	77
Tableau VI-2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	77
Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:.....	77
Tableau VI-4 Les dimensions du réservoir d'air.....	78
Tableau VI-5 temps de fermeture en fonction de surpression maximale.....	80
Tableau VI-6: temps de fermeture en fonction de nombre de pas.....	81

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais de l'adduction	94
Tableau VIII-2 : Calcul du volume du lit de sable	95
Tableau VIII-3: Calcul du volume des conduites	96
Tableau VIII-4: Volumes des travaux de l'adduction	96
Tableau VIII-5: Temps de réalisation des opérations de l'adduction	100

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: situation administrative de la wilaya de Tipaza.....	2
Figure I-2: Extrait de la carte géologique d'Algérie	5
Figure I-3: vue sur une zone agricole	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II-1 : Evolution de la population.....	12
Figure II-2 : Variation de la consommation horaire commune de Hadjout.....	19
Figure II-3 : Variation de la consommation horaire commune de Meurad.....	21
Figure II-4 : Variation de la consommation horaire commune d'Ahmar ElAin.....	23
Figure II-5 : Variation de la consommation horaire commune de Bourkika.....	25
Figure II-6 : Evolution du déficit.....	26

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III-1 : Réservoir existants 500m ³ - Ahmar El Ain	27
Figure III-2 : Réservoir existants 500m ³ - Ahmar El Ain (regard de vannes).....	28
Figure III-3 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré	31

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV-1 : Schéma vertical pour la variante N°1.....	42
Figure IV-2 : Schéma vertical pour la variante N°2.....	43
Figure IV-3: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon	48

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V-1: Courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/3A	60
Figure V-2: Point de fonctionnement de la pompe SP1.....	62
Figure V-3: Courbe caractéristiques de la SP N°1 après réglage.....	64

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

Figure VI-1 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrophore CHARLATTE.....	78
Figure VI-2 : variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne....	80
Figure VI-3 : variation du nombre de pas en fct du temps de fermeture du robinet vanne	81
Figure VI-4 : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	84

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VII-1: Les différents types de ventouses.....	87
Figure VII-2 : Diaphragme.....	89
Figure VII-3 : Venturi.....	90
Figure VII-4 : Tuyère.....	90
Figure VII-5 : Manomètre à aiguilles.....	91
Figure VII-6 : Manomètre à soufflet.....	91

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII-1: Pelle hydraulique	97
Figure VIII-2: Bulldozer	98
Figure VIII-3: Chargeur	98
Figure VIII-4 : Compacteur	99
Figure VIII-5 : Réseaux à nœuds	100

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de situation de la zone d'étude

Planche N° 2 : Profil en long du tronçon de refoulement SP1-A
(Drimni w .de Tipaza)

Planche N° 3 : Profil en long du tronçon de refoulement (A- RT)
(Drimni w .de Tipaza)

Planche N° 4 : Bâtiment de la station de pompage

Planche N° 5 : Les accessoires de l'adduction du renforcement

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau, on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau.

A première vue, on pourrait croire que l'eau est inépuisable, vu qu'elle recouvre les 3/4 de la surface de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

Le développement du secteur hydraulique suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour l'homme, (l'irrigation, l'industrie et l'alimentation en eau potable ...)

Depuis plusieurs décennies, l'édification des petits barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

La situation critique que la wilaya de Tipaza a traversé dans ce domaine, nous oblige de trouver des solutions à part la réalisation des petits barrages surtout que cette région à un caractère agricole, donc on a pensé de dessaler l'eau de mer et, on a exploité la station de dessalement de la ville de Fouka (SDEM Fouka marine) et cela pour compenser le déficit en besoins en eau potable.

Le présent travail consiste à mettre en œuvre une adduction à partir d'une station de pompage « SP1 » qui se trouve à « Drimni » vers les communes d' Ahmar ElAin , Bourkika, Hadjout et Meurad pour satisfaire les besoins de consommations futures de ces agglomérations, c'est-à-dire la bonne estimation des besoins et l'étude technico-économique. La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquent améliorer 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.

I.2 : Situation géographique

Les quatre centres urbains sont délimités comme suit :

➤ **HADJOUT**

- Les Communes de Nador et Tipaza au Nord
- La commune de Meurad au Sud
- Les Communes de Sidi Rached et Bourkika à l'Est
- Les Communes de Sidi Amar à l'Ouest

➤ **BOURKIKA**

- La commune de Sidi Rached au Nord
- La wilaya de Blida au Sud
- La commune d'Ahmar el Ain à l'Est
- Les communes de Hadjout et Meurad l'Ouest

➤ **AHMAR EL AIN**

- La commune de Sidi Rached au Nord
- La wilaya de Blida au Sud
- La Commune H'attatba à l'Est
- La Commune de Bourkika à l'Ouest

➤ **MEURAD**

- Les Communes de Hadjout et Sidi Amar au Nord
- La wilaya d'Ain el Dafla au Sud
- La Commune de Bourkika à l'Est
- La Commune de Menacer à l'Ouest

I.3.Situation climatologique

I.3.1.Climat

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen entre sub-aride et humide, avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne 675 mm par an et une température minimal 9.3°C liées à la topographie, à la mer et à la végétation

I.3.2.Température

L'aire de l'étude est une zone côtière, la température mensuelle moyenne est variée entre 13,07 °C et 27,13°C.

Les mois les plus chauds correspondant à juillet et août, les températures moyennes varient de 25°C à 27°C, les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février, la moyenne inférieure à 15°C. (Sur une période de retour de 10 ans : 2003-2013)

La répartition mensuelle moyenne des températures est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : La répartition mensuelle moyenne des températures.

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
T °C	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

Source (DRE)

I.3.3.Pluviométrie

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau suivant traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide.

- le mois le plus pluvieux est celui de Janvier avec une précipitation moyenne de 157 mm; (sur une période de retour de 10 ans)
- le mois le plus sec est celui de Juillet avec une précipitation moyenne de 1 mm;
- la période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 86.6 mm

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Pluviométrie mensuelle moyenne en (mm)

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
P mens (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134

Source (DRE)

Remarque : toutes données climatiques leur source est DRE de Tipaza

I.4.Géologie régionale :

D'après la carte de la figure **I.2**, la zone d'étude appartient au sahel occidental d'Alger qui est caractérisé par les formations suivantes :

- Quaternaire continental (Alluvions, regs et terrasses)
- Pliocène (Conglomérats, marnes, mollasses, grés et formations dunaires);
- Villafranchien (Calcaires lacustres, argiles) ;
- Pliocène marin (Conglomérats, marnes bleues, mollasses et grés) ;
- Miocène supérieur marin (Calcaires, grés et argiles) ;
- Miocène inférieur marin ;

- Crétacé supérieur ;
- Crétacé inférieur ;
- Jurassique ;
- Trias ;
- Permo-trias (Grés rouges et conglomérats) ;
- Précambrien (Schistes et grés) ;
- Roches magmatiques formées par des granites et des rhyolites.

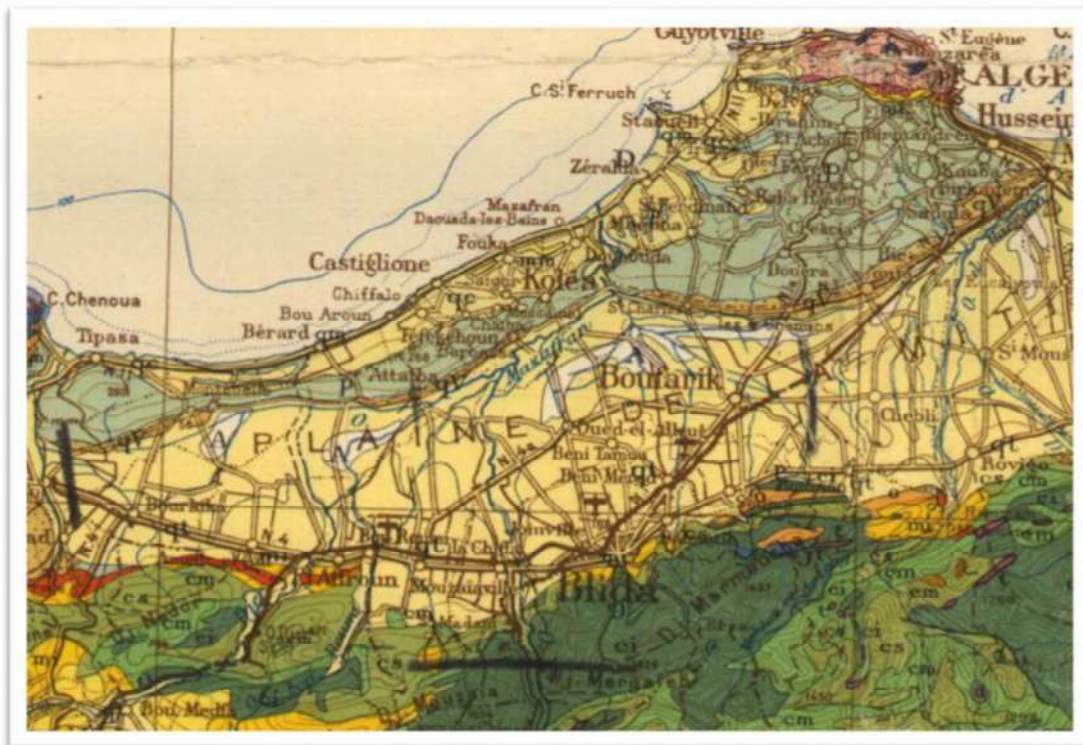


Figure I.2: Extrait de la carte géologique d'Algérie

I.5.Séismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Dans cette nouvelle classification notre zone d'étude se situe dans la zone sismique III (sismicité élevée).

I.6.Activités :

La zone a une vocation agricole et touristique, surtout en période estivale (forte activité balnéaire et donc forte disparité inter-saisonnière dans la demande en eau).

Le potentiel en sol de la wilaya de Tipasa est de 72 929 ha, dont 64 772 ha de surface agricole utile (SAU). La superficie irriguée est estimée à fin 2004 à 12 215 ha soit un taux d'irrigation de 18,9 % par rapport à la SAU. Les terres sont délimitées en trois grandes zones agro climatiques :

- La première étant le Sahel qui englobe toute la SAU du littoral dont la vocation est essentiellement maraîchère ;
- La seconde dénommée la plaine de la Mitidja constitue le futur berceau d'une agriculture intensive avec la mise en eau du périmètre irrigué. Ce périmètre couvre une superficie de 14 000 ha.

Les cultures principales de cette zone sont les agrumes, l'arboriculture fruitière, la pomme de terre, les fourrages et les céréales. Ce sera aussi le futur bassin laitier de la Mitidja ouest.

La Wilaya de Tipasa dispose d'un potentiel touristique et d'un patrimoine historique important. La cote s'étend sur près de 123 km. Ce secteur constitue un atout appréciable pour le développement socio-économique de la Wilaya.



Figure I.3: vue sur une zone agricole

1.7. Hydrographie

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

I.8. Population

La population totale de la zone d'étude selon le Recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008) était 123839 habitants, elle représentait environs 21% de la population totale de la wilaya de Tipaza. (voir annexe4)

La population agglomérée et le taux d'agglomération à travers les 4 communes de la zone d'étude sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau I.3 : Tableau de répartition de la population en 2008

Daïra	Commune	R.G.P.H – 2008		
		Agglomération	Population	Tx Agglo
HADJOUT	<i>HADJOUT</i>	Total agglomération	42432	80,24%
		Zone éparsé	10449	
		Total commune	52881	
	<i>MEURAD</i>	Total agglomération	16268	77.67%
		Zone éparsé	4677	
		Total commune	20945	
AHMER EL AIN	<i>AHMER EL AIN</i>	Total agglomération	21332	69.33%
		Zone éparsé	9434	
		Total commune	30766	
	<i>BOURKIKA</i>	Total Agglomérations	18407	79.47%
		Zone éparsé	4753	
		Total commune	23160	

Source (DRE)

I.9.Situation hydraulique actuelle

I.9.1 Communes de Hadjout et Meurad

Les communes sont alimentées par les eaux superficielles ;par l'adduction à partir du barrage de Boukerdane, et par les eaux souterraines à partir de des forages situés dans le champ captant de Hadjout.

Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.4 Caractéristiques des forages en exploitation de la commune de Hadjout et Meurad

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages		
		profondeur	Qmax (l/s)	Qexpl (l/s)
Hadjout et Meurad	F2	42	15	9
	F5	55	15	15
	F6	120	15	9
	F1 VSA	86	15	6
	F1Si Othman	100	8	6
	F1Sidi Boufadel	100	15	12
	F2 Sidi Boufadel	146	8	5
	F9	110	15	12
	F10 step	100	10	8

Source (DRE)

I.9.2 commune de Bourkika :

La commune est alimentée par les eaux souterraines à partir de des forages situés dans le champ captant de Bourkika ,et des eaux mixtes provenant de la station de traitement de Mitidja située dans la localité Brahim Ben Omar (commune d'Ahmer El Ain).Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.5: Caractéristiques des forages en exploitation de la commune de Bourkika

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages		
		profondeur	Qmax(l/s)	Qexpl (l/s)
Bourkika	F1Henni	120	15	7
	F1 Kerfa	100	15	6
	F1Naftal	160	15	12
	F1Sahel	175	15	6
	F1Djbouri	162	8	5
	F1SI Ayache	180	15	10
	F3	175	5	5
	F4	125	8	6

Source (DRE)

I.9.3 Commune d'Ahmar el Ain :

La commune est alimentée par les eaux mixtes provenant de la station de traitement de Mitidja située dans la localité Brahim Ben Omar (commune d'Ahmer El Ain). Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.6: Caractéristiques des forages en exploitation de la commune d'Ahmar El Ain

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages		
		profondeur	Qmax(l/s)	Qexpl (l/s)
Ahmar ElAin	F2 BIS	120	15	8
	F6	119	15	6
	F8	150	15	8.5
	F9	192	15	10
	F10	200	15	12
	F11	175	15	10
	F11 bis	120	12	10
	F12	120	8	6
	F1 cinq Martyrs	150	10	6
	F1 Douadi	150	10	6

Source (DRE)

En première analyse on peut constater suite à cette phase de reconnaissance que l'aire de l'étude est alimentée par les eaux des nappes souterraines (nappe Mitidja), les eaux superficielles (Barrage Boukerdane avec le transfert Nador).

Les ressources en eaux mobilisées ne suffisent pas à satisfaire les besoins actuels. Le projet du renforcement du système d'adduction de l'AEP de la zone d'étude à partir de la station de pompage (SP1) absorbera le déficit actuel et prendra en charge les besoins futures des 4 communes

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 2040.

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

D'après la DHW de la wilaya de Tipaza, le taux d'accroissement est de 1.6%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2040 c'est-à-dire 32 ans par la relation :

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

P_n : population à l'horizon de calcul (2040);

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a = 1.6\%$;(source DREH).Tipaza

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (32ans).

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2040

N°	Daïras	Localités	Nombre d'Habitants (2008)	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'Habitants (2040)
01	Hadjout	Hadjout	52 881	1.6	87882
		Meurad	20 954	1.6	34823
02	Ahmar el ain	Ahmar el ain	30 766	1.6	51130
		Bourkika	23 160	1.6	38490
-	-	Total	127 761	-	212323

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

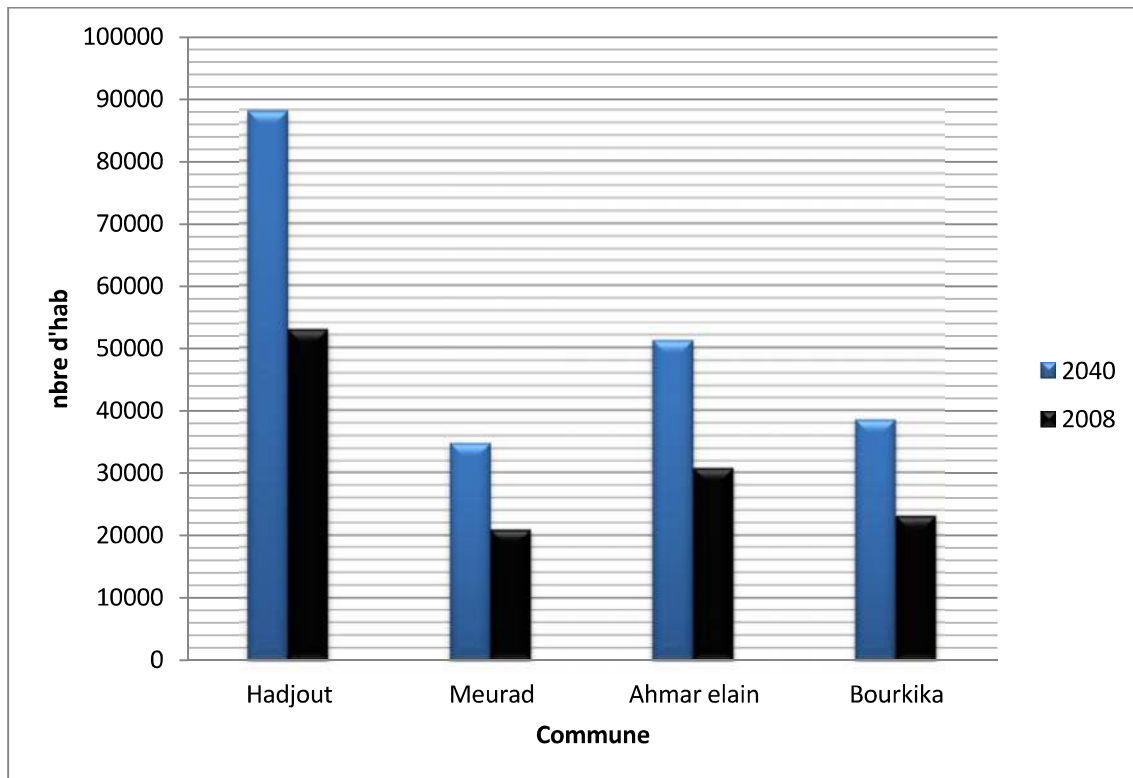


Figure II.1 : Evolution de la population

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 2040

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 (2040)	Dotation (l/j/hab)	Débits (m ³ /j)
01	Hadjout	Hadjout	87882	150	13182,25
		Meurad	34823	150	5223,442
02	Ahmar el ain	Ahmar el ain	51130	150	7669,392
		Bourkika	38490	150	5773,357
-	-	Total	212323	-	31848,443

Source (DRE)

II .2.2 .Besoins scolaires**Tableau II .3:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Hadjout	Ecoles primaires	24	4800	20	96
	CEM	7	3500	20	70
	Lycées	3	2100	20	42
	CFPA	1	185	20	3,7
Meurad	Ecoles primaires	7	1400	20	28
	CEM	2	1000	20	20
	Lycées	1	700	20	14
Ahmar elain	Ecoles primaires	11	2200	20	44
	CEM	4	2000	20	40
	Lycées	1	700	20	14
	CFPA	1	120	20	2,4
Bourkika	Ecoles primaires	8	1600	20	32
	CEM	3	1500	20	30
	Lycées	1	480	20	9,6

Source (DRE)

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)
Hadjout	01 DAIRA	35	15	0,525
	03 APC	50	15	0,75
	03 Bureau de poste	25	15	0,375
	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
	01 Protection civile	40	40	1,6
Meurad	02 APC	40	15	0,6
	01 Bureau de poste	10	15	0,15
	01 Gendarmerie	30	40	1,2
	01 Garde communale	38	40	1,52
	01 subdivision agricole	15	15	0,225
	01 Protection civile	40	40	1,6
Ahmar ELAin	01 DAIRA	33	15	0,495
	02 APC	35	15	0,525
	02 Bureau de poste	20	15	0,3
	01 Siege de P.T.T	55	15	0,825
	01 police	32	40	1,28
	01 Gendarmerie	46	40	1,84
	01 Garde communale	42	40	1,68
	01 Protection civile	40	40	1,6
Bourkika	02 APC	40	15	0,6
	01 Bureau de poste	15	15	0,225
	01 Gendarmerie	20	40	0,8
	01 Garde communale	22	40	0,88
	01 Protection civile	40	40	1,6

Source (DRE)

II .2.4. Besoins sanitaires

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade) Ou (lit)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Hadjout	06 salles de soin	800	50	40
	01 Centres de santé	200	50	10
	01 Hôpital	212	300	63,6
Meurad	02 salles de soin	200	50	10
	01 Centre de santé	100	50	5
Ahmar elain	03 salles de soin	450	50	22,5
	02 Centre de santé	200	50	10
Bourkika	02 salles de soin	200	50	10
	01 centre de santé	90	50	4,5

II .2.5 . Besoins socioculturels

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)
Hadjout	01Stade	/	5000	04	20
	0 8 Mosquées	4800		10	48
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
	01Centre culturel	/	1200	04	4,8
Meurad	0 2 Mosquées	1200		10	12
	01 Maison de jeunes	/	450	04	1,8
	01Stade	/	2500	04	4
Ahmar elain	01Stade	/	3500	04	14
	0 6 Mosquées	3600		10	36
	01 Maison de jeunes	/	500	04	2
	01Centre culturel	/	1300	04	5,2
Bourkika	0 3 Mosquées	1500		10	15
	01 Maison de jeunes	/	1000	04	4
	01 stade	/	2500	04	4

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)
Hadjout	13182,25	211,7	113,6	9,7	74,8	13592,05
Meurad	5223,442	62	15	5,3	17,8	5323,55
Ahmar ElAin	7669,392	100,4	32,5	8,5	57,2	7868
Bourkika	5773,357	71,6	14,5	4,1	23	5886,56
Total (m ³ /j)						32670,16

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 $K_{max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

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

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

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

On prend $K_{max,j}=1,3$ (par mesure de sécurité).

D'où: $Q_{max,j}=1,3*Q_{moy,j}$

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:

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

$Q_{\min,j}$: 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 $K_{\min,j}=0,9$ (par mesure de sécurité).

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

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

N°	Dairas	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	Hadjout	Hadjout	13592.05	1,3	17669,665	0,9	12232,845
		Meurad	5323.55	1,3	6920,615	0,9	4791,195
02	Ahmar elain	Ahmar elain	7868	1,3	10228,4	0,9	7081,2
		Bourkika	5886.56	1,3	7652,528	0,9	5297,904
-	-	Total	32670.16	-	42471,20	-	29403,14

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit 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 $Q_{\text{max},j}=42471.2$ (m^3/j) c'est-à-dire $Q_{\text{max},j}=491,5691$ /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.7 (voir annexe I) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2040, Sauf la commune de Hadjout correspond à la troisième colonne (87000 habitants), Le nombre d'habitants des trois communes est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

II.4.1 Variation des débits horaires (Hadjout)

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

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=13592.05 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	3	530,09	3	530,09
1-2	3,2	565,43	6,2	1095,52
2-3	2,5	441,74	8,7	1537,26
3-4	2,6	459,41	11,3	1996,67
4-5	3,5	618,44	14,8	2615,11
5-6	4,1	724,46	18,9	3339,57
6-7	4,5	795,13	23,4	4134,70
7-8	4,9	865,81	28,3	5000,51
8-9	4,9	865,81	33,2	5866,33
9-10	5,6	989,50	38,8	6855,83
10-11	4,8	848,14	43,6	7703,97
11-12	4,7	830,47	48,3	8534,45
12-13	4,4	777,47	52,7	9311,91
13-14	4,1	724,46	56,8	10036,37
14-15	4,2	742,13	61	10778,49
15-16	4,4	777,47	65,4	11555,96
16-17	4,3	759,80	69,7	12315,75
17-18	4,1	724,46	73,8	13040,21
18-19	4,5	795,13	78,3	13835,34
19-20	4,5	795,13	82,8	14630,48
20-21	4,5	795,13	87,3	15425,61
21-22	4,8	848,14	92,1	16273,76
22-23	4,6	812,80	96,7	17086,56
23-24	3,3	583,10	100	17669,66
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Hadjout est de 989,50 m³/h et survient entre 9h et 10h .

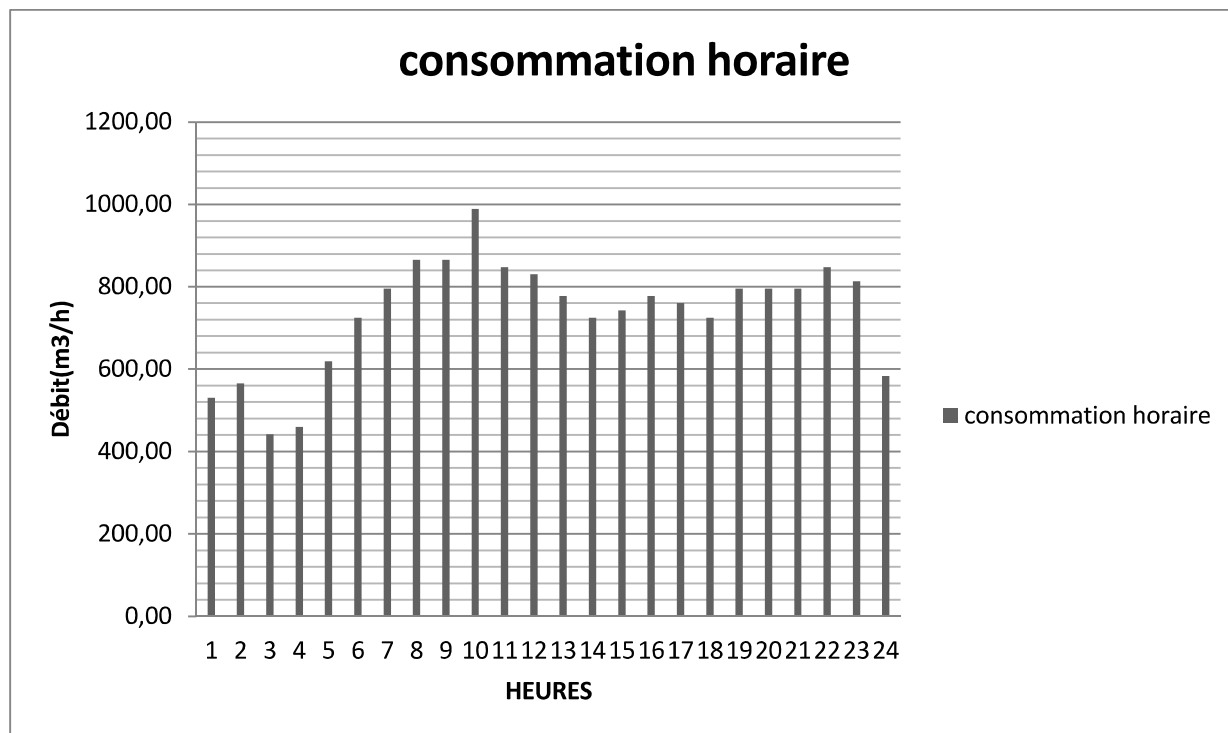


Figure II.2 : Variation de la consommation horaire commune de Hadjout

II.4.2 Variation des débits horaires (Meurad)

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

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=6920,615 \text{ m}^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	103,81	1,5	103,81
1-2	1,5	103,81	3	207,62
2-3	1,5	103,81	4,5	311,43
3-4	1,5	103,81	6	415,24
4-5	2,5	173,02	8,5	588,25
5-6	3,5	242,22	12	830,47
6-7	4,5	311,43	16,5	1141,90
7-8	5,5	380,63	22	1522,54
8-9	6,25	432,54	28,25	1955,07
9-10	6,25	432,54	34,5	2387,61
10-11	6,25	432,54	40,75	2820,15
11-12	6,25	432,54	47	3252,69
12-13	5	346,03	52	3598,72
13-14	5	346,03	57	3944,75
14-15	5,5	380,63	62,5	4325,38
15-16	6	415,24	68,5	4740,62
16-17	6	415,24	74,5	5155,86
17-18	5,5	380,63	80	5536,49
18-19	5	346,03	85	5882,52
19-20	4,5	311,43	89,5	6193,95
20-21	4	276,82	93,5	6470,78
21-22	3	207,62	96,5	6678,39
22-23	2	138,41	98,5	6816,81
23-24	1,5	103,81	100	6920,62
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Meurad est de 432.54 m³/h et survient entre 8h et midi

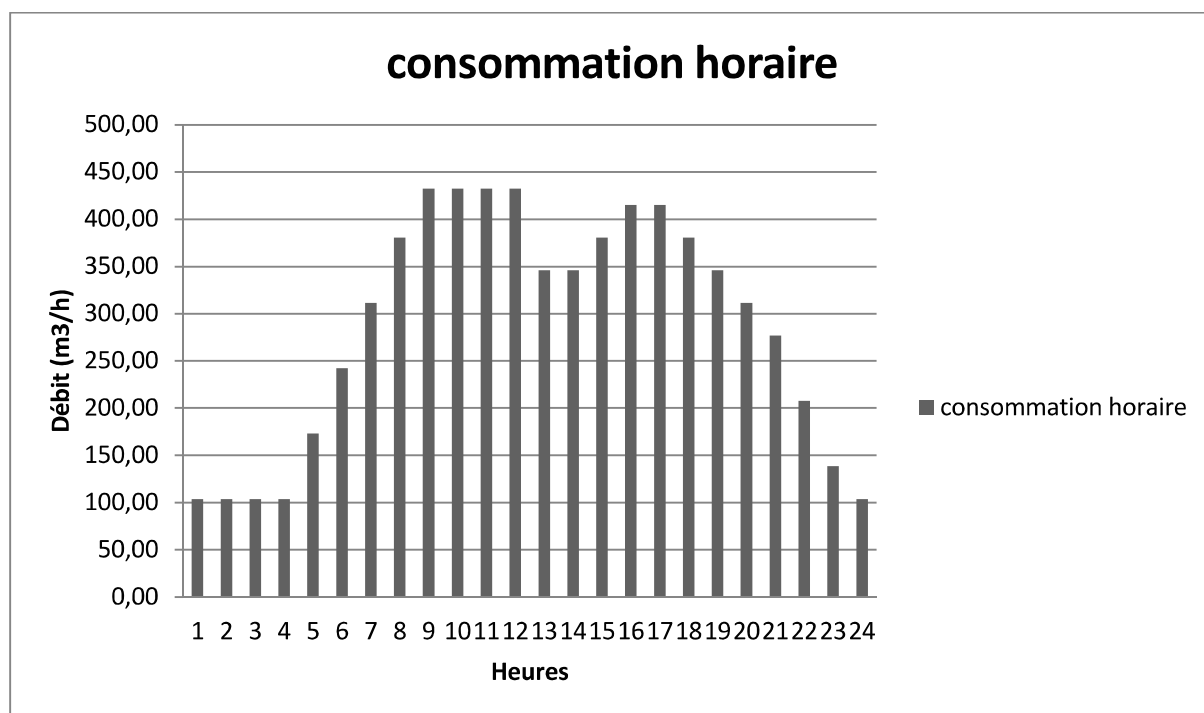


Figure II.3 : Variation de la consommation horaire commune de Meurad

II.4.3 Variation des débits horaires (Ahmar ElAin)

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

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=10228,4$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	153,43	1,5	153,43
1-2	1,5	153,43	3	306,85
2-3	1,5	153,43	4,5	460,28
3-4	1,5	153,43	6	613,70
4-5	2,5	255,71	8,5	869,41
5-6	3,5	357,99	12	1227,41
6-7	4,5	460,28	16,5	1687,69
7-8	5,5	562,56	22	2250,25
8-9	6,25	639,28	28,25	2889,52
9-10	6,25	639,28	34,5	3528,80
10-11	6,25	639,28	40,75	4168,07
11-12	6,25	639,28	47	4807,35
12-13	5	511,42	52	5318,77
13-14	5	511,42	57	5830,19
14-15	5,5	562,56	62,5	6392,75
15-16	6	613,70	68,5	7006,45
16-17	6	613,70	74,5	7620,16
17-18	5,5	562,56	80	8182,72
18-19	5	511,42	85	8694,14
19-20	4,5	460,28	89,5	9154,42
20-21	4	409,14	93,5	9563,55
21-22	3	306,85	96,5	9870,41
22-23	2	204,57	98,5	10074,97
23-24	1.5	153,43	100	10228,40
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'Ahmar ElAin est de $639,28m^3/h$ et survient entre 8h et midi.

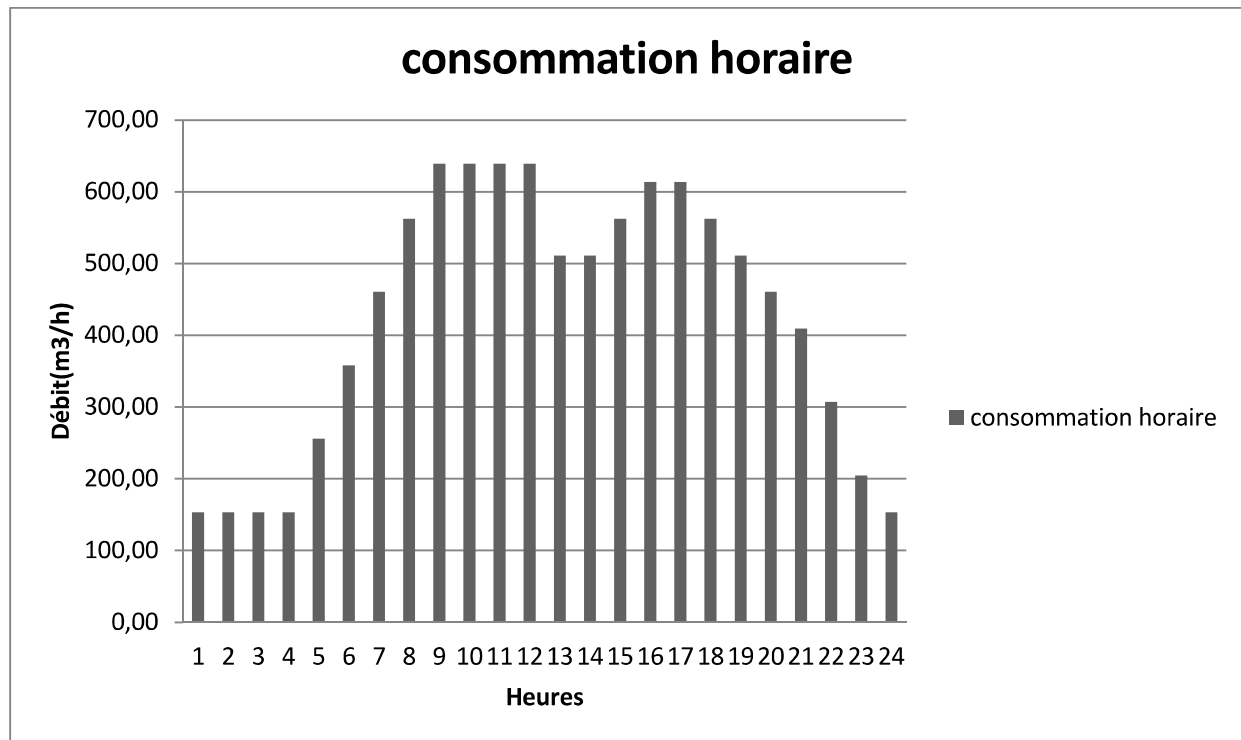


Figure II.4 : Variation de la consommation horaire commune d’Ahmar ElAin

II.4.4 Variation des débits horaires (Bourkika)

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

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=7652,528$ m^3/j		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	114,79	1,5	114,79
1-2	1,5	114,79	3	229,58
2-3	1,5	114,79	4,5	344,36
3-4	1,5	114,79	6	459,15
4-5	2,5	191,31	8,5	650,46
5-6	3,5	267,84	12	918,30
6-7	4,5	344,36	16,5	1262,67
7-8	5,5	420,89	22	1683,56
8-9	6,25	478,28	28,25	2161,84
9-10	6,25	478,28	34,5	2640,12
10-11	6,25	478,28	40,75	3118,41
11-12	6,25	478,28	47	3596,69
12-13	5	382,63	52	3979,31
13-14	5	382,63	57	4361,94
14-15	5,5	420,89	62,5	4782,83
15-16	6	459,15	68,5	5241,98
16-17	6	459,15	74,5	5701,13
17-18	5,5	420,89	80	6122,02
18-19	5	382,63	85	6504,65
19-20	4,5	344,36	89,5	6849,01
20-21	4	306,10	93,5	7155,11
21-22	3	229,58	96,5	7384,69
22-23	2	153,05	98,5	7537,74
23-24	1.5	114,79	100	7652,53
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité Bourkika est de 478,28 m³/h et survient entre 8h et midi.

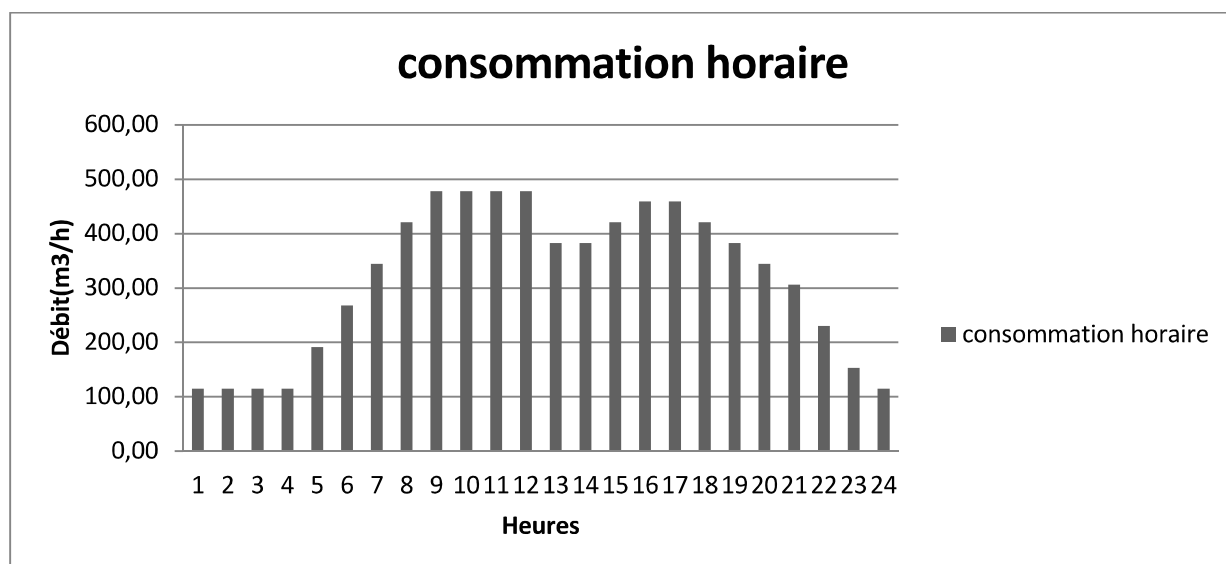


Figure II.5 : Variation de la consommation horaire commune de Bourkika

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 (2040), 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.13: Tableau des déficits à combler à l'année 2040

N°	Daïras	Localités	Besoins en eau à l'an 2040(m ³ /j)	Production en eau (m ³ /j)	Deficit (m ³ /j)
01	Hadjout	Hadjout	17669,665	7308	10361,665
		Meurad	6920,615	1200	5720,615
02	Ahmar ElAin	Ahmar ElAin	10228,4	4000	6228,4
		Bourkika	7652,528	1860	5792,528
-	-	Total	42471,20	14368	28103,208

La répartition des déficits par localité est représentée sur la figure II.6

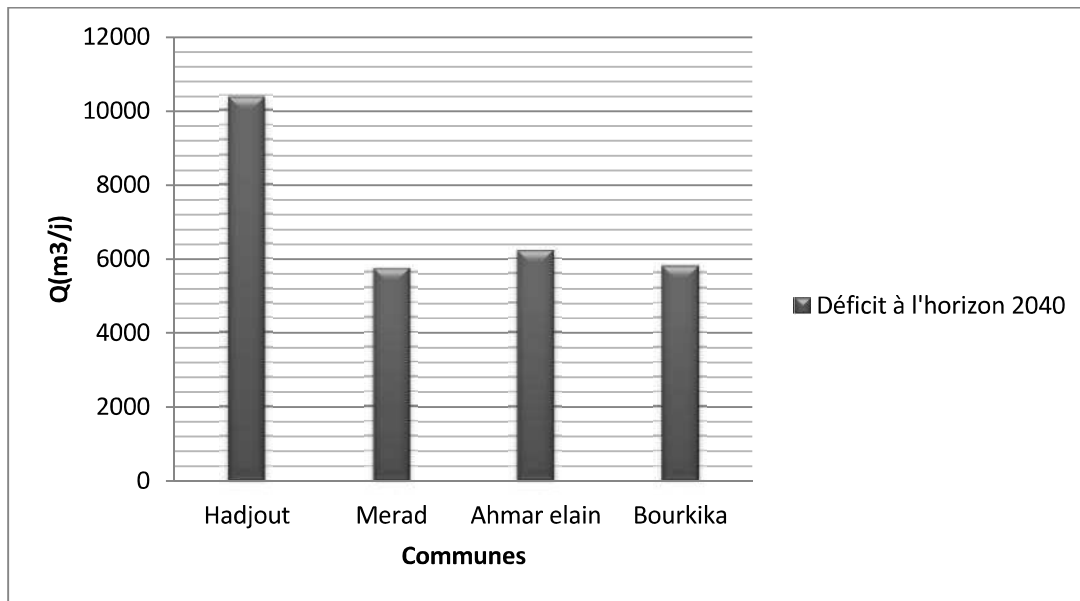


Figure II.6: Evolution du déficit

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 325,27 l/s.

Afin de transférer cette quantité à partir de la station pompage 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 ainsi le réservoir tampon 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 du réservoir tampon et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

nous essayons d'implanter de nouveaux réservoirs des communes concernées par le renforcement en suivant l'ancien tracé qui alimente les réservoirs existants représentés dans le tableau III.1 suivant

Tableau III .1: réservoirs existants alimentés par l'ancien tracé suivi

Commune	Réservoirs existants (m ³)
Hadjout	Pas de réservoir
Meurad	500
Bourkika	1000
Ahmar elain	500



Figure III .1 : Réservoir existants 500m³ - Ahmar El Ain



Figure III .2 : Réservoir existants 500m³ - Ahmar El Ain (regard de vannes)

III.2. Classification des réservoirs [10]

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 armé 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 [10]

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 quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

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 surtension se manifesterait 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 désamorçe grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

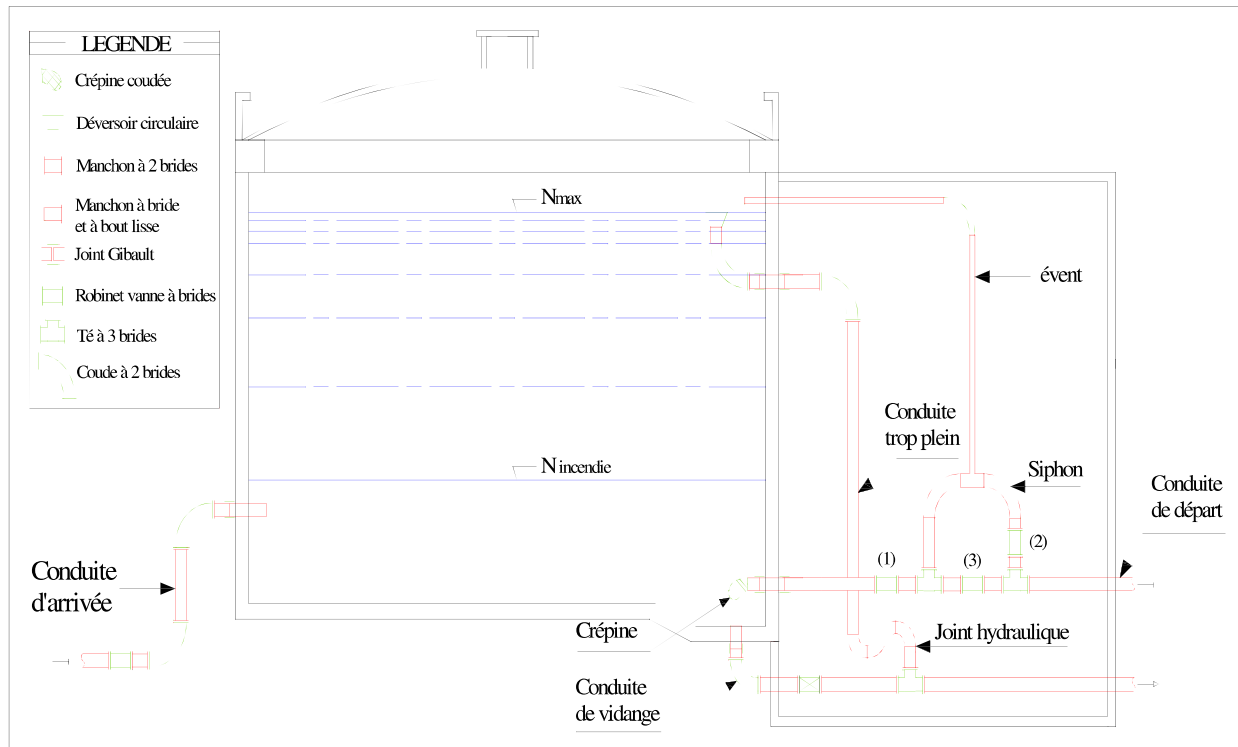


Figure III .3 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

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 (04) quatre ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie

-Les capacités des réservoirs existants de certaines communes ne suffisent pas pour le stockage, ce qui nécessite une projection des réservoirs à côté des réservoirs existants qui seront alimentés à partir des piquages au niveau de l'adduction renforcée qui se fait selon le tracé de cette dernière.

. 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 utilisons la méthode analytique, on calcul 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 quatre 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

III .5.3.1 Estimation de la capacité totale du réservoir de Hadjout

Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hadjout

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	03	1,17	-	2,04
1-2	4,17	3,2	0,97	-	3,01
2-3	4,17	2,5	1,67	-	4,68
3-4	4,17	2,6	1,57	-	6,25
4-5	4,17	3,5	0,67	-	6,92
5-6	4,17	4,1	0,07	-	6,99
6-7	4,17	4,5	-	0,33	6,66
7-8	4,17	4,9	-	0,73	5,93
8-9	4,17	4,9	-	0,73	5,20
9-10	4,17	5,6	-	1,43	3,77
10-11	4,17	4,8	-	0,63	3,14
11-12	4,17	4,7	-	0,53	2,61
12-13	4,17	4,4	-	0,23	2,38
13-14	4,17	4,1	0,07	-	2,45
14-15	4,17	4,2	-	0,04	2,41
15-16	4,17	4,4	-	0,24	2,17
16-17	4,17	4,3	-	0,14	2,03
17-18	4,17	4,1	0,07	-	2,10
18-19	4,17	4,5	-	0,34	1,76
19-20	4,17	4,5	-	0,34	1,42
20-21	4,17	4,5	-	0,34	1,08
21-22	4,17	4,8	-	0,64	0,44
22-23	4,17	4,6	-	0,44	0,00
23-24	4,17	3,3	0,87	-	0,87
Total	100%	100%			-

Calcul de la capacité du réservoir de **Hadjout** :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{6,99 * 10361,665}{100} = 724,28 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 724,28 + 120 = 844,28 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

III .5.3.2 Estimation de la capacité totale du réservoir de Meurad

Tableau III .3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Meurad

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,5	2,67	-	8,85
1-2	4,17	1,5	2,67	-	11,52
2-3	4,17	1,5	2,67	-	14,19
3-4	4,17	1,5	2,67	-	16,86
4-5	4,17	2,5	1,66	-	18,52
5-6	4,17	3,5	0,67	-	19,19
6-7	4,17	4,5	-	0,33	18,86
7-8	4,17	5,5	-	1,33	17,53
8-9	4,17	6,25	-	2,08	15,45
9-10	4,17	6,25	-	2,08	13,37
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,29
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,21
12-13	4,17	05	-	0,83	8,38
13-14	4,17	05	-	0,84	7,54
14-15	4,17	5,5	-	1,34	6,20
15-16	4,17	06	-	1,84	4,36
16-17	4,17	06	-	1,84	2,52
17-18	4,17	5,5	-	1,34	1,18
18-19	4,17	05	-	0,84	0,34
19-20	4,17	4,5	-	0,34	0,00
20-21	4,17	04	0,17	-	0,17
21-22	4,17	03	1,17	-	1,34
22-23	4,17	02	2,17	-	3,51
23-24	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de **Meurad** :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,19 * 5720,615}{100} = 1097,78 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1097,78 + 120 = 1217,78 \text{ m}^3$

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

III .5.3.3 Estimation de la capacité totale du réservoir d'Ahmar ElAin

Tableau III .4: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ahmar ElAin

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,5	2,67	-	8,85
1-2	4,17	1,5	2,67	-	11,52
2-3	4,17	1,5	2,67	-	14,19
3-4	4,17	1,5	2,67	-	16,86
4-5	4,17	2,5	1,66	-	18,52
5-6	4,17	3,5	0,67	-	19,19
6-7	4,17	4,5	-	0,33	18,86
7-8	4,17	5,5	-	1,33	17,53
8-9	4,17	6,25	-	2,08	15,45
9-10	4,17	6,25	-	2,08	13,37
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,29
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,21
12-13	4,17	05	-	0,83	8,38
13-14	4,17	05	-	0,84	7,54
14-15	4,17	5.5	-	1,34	6,20
15-16	4,17	06	-	1,84	4,36
16-17	4,17	06	-	1,84	2,52
17-18	4,17	5,5	-	1,34	1,18
18-19	4,17	05	-	0,84	0,34
19-20	4,17	4,5	-	0,34	0,00
20-21	4,17	04	0,17	-	0,17
21-22	4,17	03	1,17	-	1,34
22-23	4,17	02	2,17	-	3,51
23-24	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir d'Ahmar ElAin :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 6228,4}{100} = 1195,23\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1195,23 + 120 = 1315,23\text{m}^3$

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

III .5.3.4 Estimation de la capacité totale du réservoir de bourkika

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

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,5	2,67	-	8,85
1-2	4,17	1,5	2,67	-	11,52
2-3	4,17	1,5	2,67	-	14,19
3-4	4,17	1,5	2,67	-	16,86
4-5	4,1,7	2,5	1,66	-	18,52
5-6	4,17	3,5	0,67	-	19,19
6-7	4,17	4,5	-	0,33	18,86
7-8	4,17	5,5	-	1,33	17,53
8-9	4,17	6,25	-	2,08	15,45
9-10	4,17	6,25	-	2,08	13,37
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,29
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,21
12-13	4,17	05	-	0,83	8,38
13-14	4,17	05	-	0,84	7,54
14-15	4,17	5,5	-	1,34	6,20
15-16	4,17	06	-	1,84	4,36
16-17	4,17	06	-	1,84	2,52
17-18	4,17	5,5	-	1,34	1,18
18-19	4,17	05	-	0,84	0,34
19-20	4,17	4,5	-	0,34	0,00
20-21	4,17	04	0,17	-	0,17
21-22	4,17	03	1,17	-	1,34
22-23	4,17	02	2,17	-	3,51
23-24	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100 %	19,19%	19,19 %	-

Calcul de la capacité du réservoir de Bourkika :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19.19 * 5792,528}{100} = 1111,59 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1111,59 + 120 = 1231,59 \text{ m}^3$

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

III .6. Forme des réservoirs [10]

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 :

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

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.6: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Hadjout	1000	17,84	250	4	0,48	0,5	4,5
Merad	1500	21,85	375	4	0,32	0,5	4,5
Ahmar elain	1500	21,85	375	4	0,32	0,5	4,5
Bourkika	1500	21,85	375	4	0,32	0,5	4,5

III.7 Dimensionnement de la Bâche de reprise de la station de pompage(SP1)

La station de pompage (SP1) est alimentée gravitairement avec un débit de 28103,208 m³/J. Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la méthode analytique.

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max}j} * t}{T} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

Q_{max,j} : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 22h)

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

Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max}j} * t}{T} = \frac{28103,208}{22} \times \frac{1}{4} = 319\text{m}^3$$

Nous choisirons un volume normalisé de 500 m³.

En proposant une hauteur optimale de 5 m d'eau, nous obtenons une section choisie comme carré de côté 10 m.

III.8 - Dimensionnement des réservoirs tampons

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation. Son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire. Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt-deux heures de fonctionnement de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les deux heures de son arrêt (vidange directe).

-Le réservoir tampon relie la conduite de refoulement venant de la station de pompage 1 et la conduite gravitaire qui alimente les réservoirs des 4 villes.

-Le volume de ce réservoir tampon sera déterminé selon la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{tr} \cdot t}{2} \quad (III.8)$$

Avec :

Q_{tr} : débit transité (Q_{tr}=1171 m³/h) qui représente le débit qui sort de la station de pompage 1

t : le temps de stockage (t = 2heures)

A.N :

$$V = \frac{1171 \cdot 2}{2} = 1171 \text{ m}^3$$

Nous optons pour un réservoir de capacité égale à 1500 m³ situé à une altitude de 266.5m qui représente le point le plus haut dans la région suivant le tracé qui est le plus économique.

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve qui est de 4 m, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau, nous prenons une hauteur totale H=4,5 m pour une revanche de 0,5 m : ce qui donne pour chaque réservoir tampon.

$$H = h + R = 4,5 \text{ m}$$

Le diamètre D de la cuve sera de :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\rho \cdot H}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1500}{\rho * 4,5}} = 21,85m$$

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de quatre réservoirs et la bache de la station de pompage, et le réservoir tampon 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 alimenter 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 [9]

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 qui part du réservoir tampon jusqu'au le point de dérivation B1 avec une longueur de 12,7 Km, A partir de ce point la conduite continue son chemin jusqu'au le point de piquage B2 et se divise en deux conduites distinctes ; l'une en rive droite pour alimenter les communes de la rive droite (Hadjout, Meurad, Bourkika) et l'autre en rive gauche pour l'alimentation la commune de la rive gauche (Ahmar ElAin). Dans cette variante le système d'adduction par refoulement est constitué d'une seule station de pompage.

➤ La station de pompage (SP1) qui est alimentée gravitairement à partir de la station de dessalement refoule l'eau vers le réservoir tampon (266,5m) à une longueur de 5989 m.

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

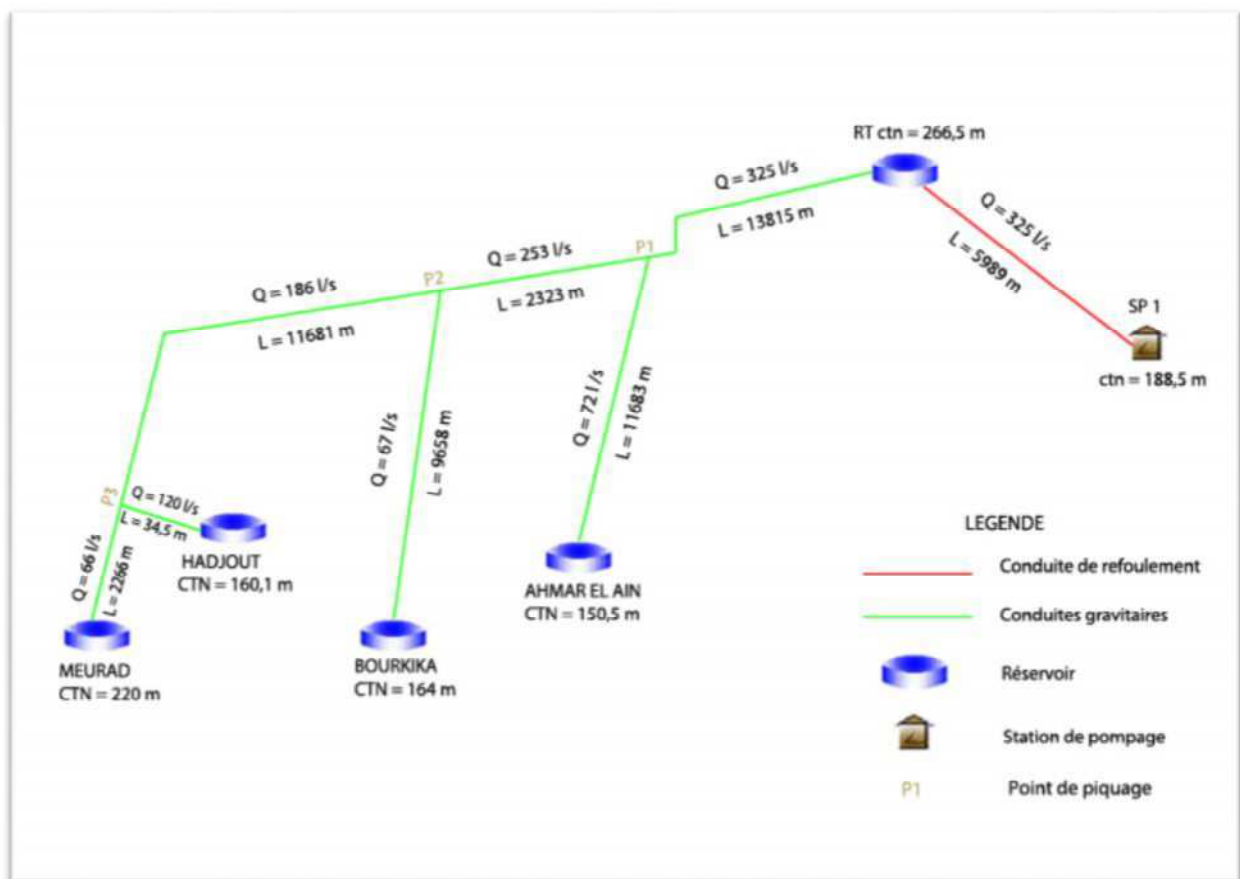


Figure IV.1: Schéma vertical de la variante N°1

IV .3.2.Variante N°2

La 2 variante comprend une conduite unique jusqu'à le dernier réservoir et entoure les 4 villes à renforcer et comprend des ramifications pour alimenter les réservoirs concernés par le remplissage

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

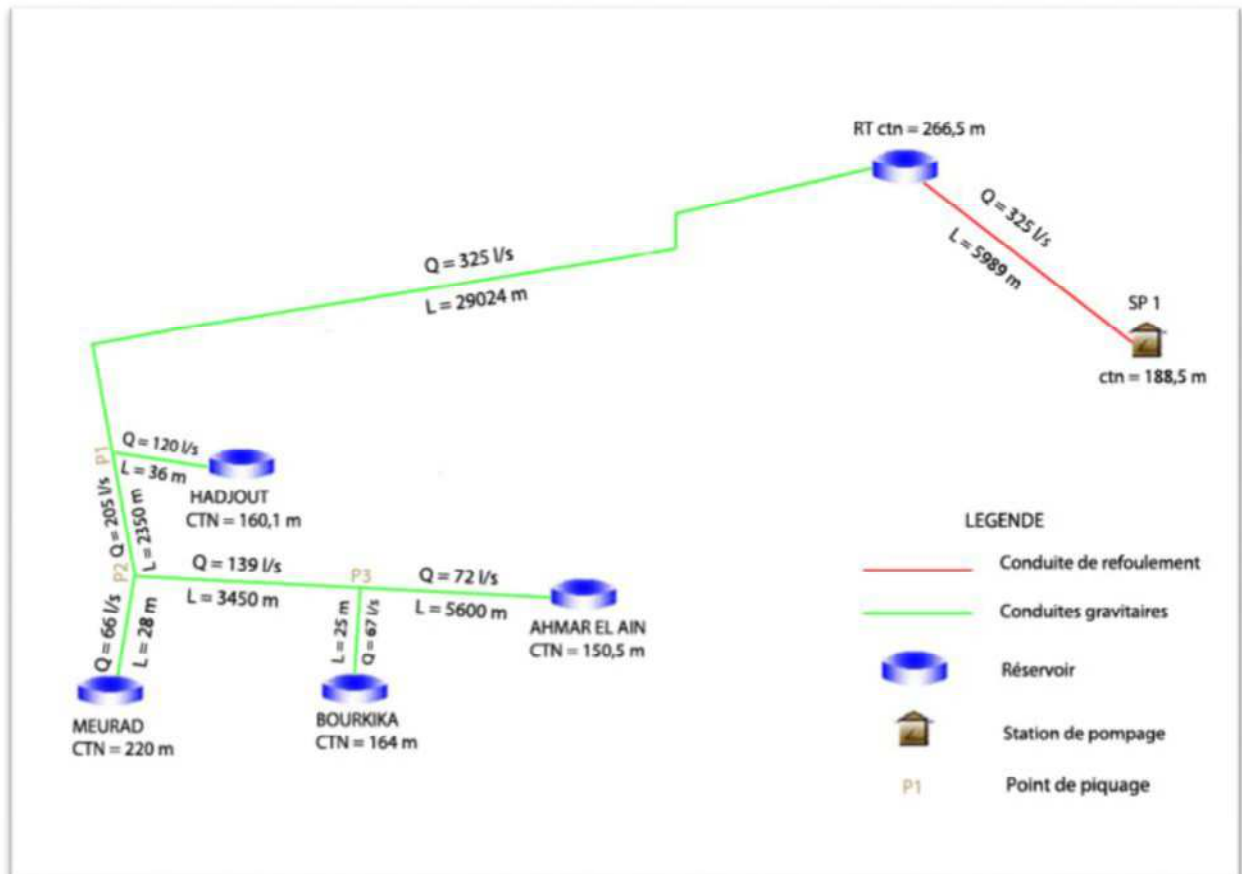


Figure IV.2: Schéma vertical de la variante N°2

Conclusion

La différence entre les deux variantes se situe entre le piquage N°1 et le réservoir d'Ahmar ElAin, donc on va faire le calcul (dimensionnement partie gravitaire) pour les deux variantes

IV.4. Etude de l'adduction par refoulement [4]

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 :

IV.4. 1 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 lesquelles :

-La formule de BRESS

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

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de Bresse 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.4.2. Calcul des pertes de charge

IV.4.2.1. pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent: (voir annexe 3)

- 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).

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

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

- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (\text{IV.4})$$

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

$$\epsilon = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV.5})$$

Le coefficient de rugosité moyen dans des conduites varie de 0,03 mm à 0,1 mm (Fonte, Acier, Béton).

Pour des raisons de sécurité hydraulique, notamment vis-à-vis du vieillissement des conduites, le coefficient de rugosité adopté pour les calculs est pris égal à 0,1 mm.

IV.4.2.2. 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 linéaires (on prend 15% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

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

IV.4.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad \text{(IV.6)}$$

IV.4.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad \text{(IV.7)}$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.4.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{r g * Q * HMT}{h} \quad \text{(IV.8)}$$

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

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

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

r : Masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

IV.4.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kw h]} \quad \text{(IV.9)}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t = 22h$

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.4.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

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

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.

Tableau IV.1 : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.

Périodes	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
	(H)	(DA)
Heures pleines	10	1,61
Heures de pointes	4	7,26
Heures creuses	10	0,853

IV.4.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.11)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.12)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 27$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{27} - 1} + 0,08 = 0,091 = 9.1 \%$$

$$A = 9.1 \%$$

IV.4.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

IV.4.8.1. Tronçon SP 1 –Réservoir tampon

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

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

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 28103,208 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

$$Q_{exp} = \frac{28103.208}{22 * 3600} = 0,354 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 5989 \text{ m}$$

$$-H_g = 78 \text{ m}$$

$$-D_{c \text{ Bonnin}} = 0,594 \text{ m}$$

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

Tableau IV.2: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	I(m/m)	$\Delta H_{ij}(m)$	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
800	0,704	0,013	5989	0,00040	2,406	2,767	80,767
700	0,920	0,013	5989	0,00080	4,815	5,537	83,537
600	1,252	0,013	5989	0,00179	10,729	12,338	90,338
500	1,803	0,014	5989	0,00462	27,695	31,849	109,849
400	2,817	0,015	5989	0,01477	88,485	101,757	179,757

Tableau IV.3: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amort} (DA)
800	33223	5989	18106501,8
700	27148	5989	14795632,9
600	21088	5989	11492938,9
500	15701	5989	8557029,3
400	8194	5989	4465721,81

Tableau IV.4: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{exploit}$ (DA)
800	342,05	2746673,10	6125081,01
700	353,78	2840874,02	6335149,06
600	382,59	3072169,00	6850936,87
500	465,22	3735688,72	8330585,85
400	761,28	6113091,06	13632193,07

Tableau IV.5: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon

Diamètre (mm)	$F_{exploit}$ (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
800	6125081,01	18106501,8	24231582,8
700	6335149,06	14795632,9	21130782
600	6850936,87	11492938,9	18343875,8
500	8330585,85	8557029,3	16887615,1
400	13632193,07	4465721,81	18097914,9

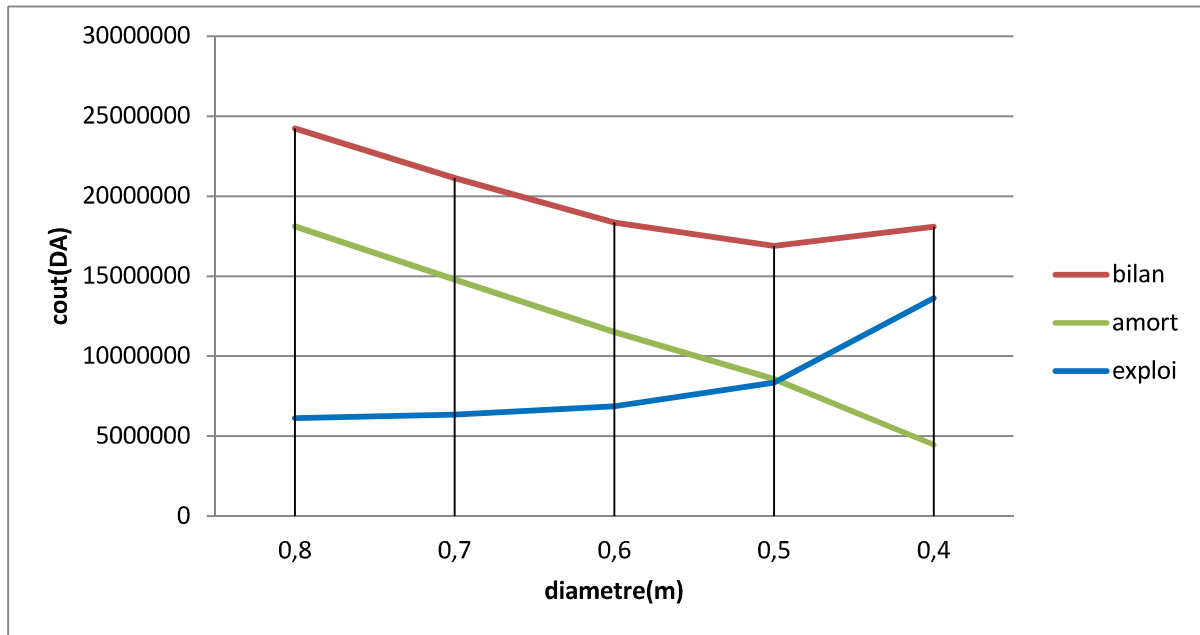


Figure IV.3 : Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir tampon

Le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de $V = 1,8$ m/s et une hauteur de refoulement de $HMT=109,849$ m.

IV.5. Etude de l'adduction gravitaire [2]

IV.5.1 Variantel

IV.5.1.1.Calcul de pertes de charge

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^b}{D_{av}^m} \quad (IV.13)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad (IV.14)$$

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 **20%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,2 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,2 * L_g \quad (IV.15)$$

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) ;

b : 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.6: 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 : $K'= 0,00179$; $b = 2$; $m = 5, 3$ (matériaux : la fonte).

IV.5.1.2. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

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

Tableau IV.7: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Piquage 1	12013,33	13815,3
2	Piquage 1	Réservoir d'Ahmar elain	10159,16	11683,0
3	Piquage 1	Piquage 2	2020	2323,0
4	Piquage 2	Réservoir de Bourkika	8398,33	9658,1
5	Piquage 2	Piquage 3	10157,5	11681,2
6	Piquage 3	Réservoir de Hadjout	30	34,5
7	Piquage 3	Réservoir de Meurad	1970,83	2266,5
Total			44749,16	51461,5

IV.5.1.3 .Les caractéristiques des différents points

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

Tableau IV.8: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	Réservoir tampon	266.50
2	Piquage 1	69.97
3	Réservoir d'Ahmar ElAin	150.50
4	Piquage 2	75.09
5	Réservoir de Bourkika	164.00
6	Piquage 3	154.00
7	Réservoir de Hadjout	160.10
8	Réservoir de Meurad	220.00

IV.5.1.4.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction gravitaire

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

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^b}{\Delta H_i}} \quad (IV.16)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $b = 2$; $m = 5,3$

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 ;

b : 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 :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\rho * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\rho * D^2} \quad (IV.17)$$

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:

IV.5.1.4.1 Tronçon reliant le réservoir tampon et le réservoir d'Ahmar Elain

- la charge disponible en ces deux points est de $\Delta H_d = C_a - C_b = 266,5 - 150,5 = 116\text{m}$, entre le réservoir Tampon projeté 1 et les réservoirs d'Ahmar Elain.

Avec :

C_A : Cote du radier du réservoir tampon projeté qui est de 266,5 m

C_E : Cote du trop-plein du réservoir d'Ahmar Elain qui est de 220 m

L : Distance entre le réservoir tampon et le réservoir d'Ahmar Elain qui est de 25498,3 m qui comprend les tronçons reliant le réservoir tampon au P1 et P1 au réservoir d'Ahmar Elain.

$$I_{\text{moy}} = \frac{116}{25498,3} = 0,0045 \quad (\text{voir annexe 3})$$

$$\text{Pour un diamètre de : } D_{1AV} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * (0,325)^2}{0,0045}} = 0,546\text{m}$$

Nous normalisons avec un diamètre ($D=700\text{mm}$, $V=0,84\text{m/s}$) pour diminuer la perte de charge, la vitesse et augmenter la pression. Nous obtenons une perte de charge de :

ce qui engendre une perte de charge de:

$$\Delta H = \frac{0,001735 * 13815,3 * (0,325)^2}{(0,7)^{5.3}} = 16,76\text{m}$$

Dont $L=13815,3\text{ m}$ c'est la distance entre le réservoir tampon et le point P1

D'où la cote piézométrique au point "1"

$$C_{P1} = C_{rt} - \Delta H = 266,5 - 16,76 = 249,7\text{m}$$

$C_{P1} > C_B$ (Ecoulement gravitaire)

$$\Delta H_d = C_{P1} - C_B = 249,7 - 150,5 = 99,2\text{ m}$$

$$D_{2AV} = \sqrt[5.3]{\frac{0,001735 * 11683 * (0,072)^2}{99,2}} = 274\text{ mm}$$

- nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 99,2m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$99,2 = 0,001735 * (0,072)^2 \left(\frac{x}{0,3^{5.3}} + \frac{11683-x}{0,25^{5.3}} \right), \text{ nous optons à}$$

$$(D_1=300\text{mm}, L_1=7370,93\text{m}, V_1=1,02\text{m/s}), (D_2=250\text{mm}, L_2=4312,06\text{ m}, V_2=1,47\text{ m/s})$$

X: longueur de la conduite de plus grand diamètre (300mm) à partir du point P1.

Dont $L=11683\text{m}$ c'est la distance entre le point P1 et le point B

IV.5.1.4.2 Tronçon reliant le point de piquage 1 au réservoir Bourkika

- Calcul de la charge disponible $\Delta H_d = C_{P1} - C_c$ entre le piquage 1 et le réservoir de Bourkika

Avec:

C_{P3} : Cote piézométrique au point P 1 qui est de 249,7 m

C_{p2} : Cote du trop-plein du réservoir de Bourkika qui est de 164 m

Nous obtenons : $\Delta H_d = 249,7 - 164 = 85,7\text{m}$

L : Distance entre le point 1 et le point C qui est de 11981,1m

$$f_{moy} = \frac{85.7}{11981.1} = 0,0071$$

Pour un diamètre de :

$$D_{1AV} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.253)^2}{0.0071}} = 456 \text{ mm}$$

Nous normalisons avec un diamètre ($D=600\text{mm}$, $V=0,9\text{m/s}$) pour diminuer la perte de charge et augmenter la pression. Nous obtenons une perte de charge de :

Calculons la perte de charge donnée par le diamètre calculé, nous optons:

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 2323 * (0.253)^2}{(0.6)^{5.3}} = 3,86\text{m}$$

L : Distance entre le point 1 et le point 2 qui est de 2323m

Ainsi la cote piézométrique au point 4 sera de :

$$CP_{P2} = CP_{P1} - \Delta H = 249.7 - 3.86 = 245,84\text{m}$$

$CP_{P2} > C_c$: Ecoulement gravitaire sous une charge disponible de :

$$\Delta H_d = CP_{P2} - C_c = 245,84 - 164 = 81,84\text{m pour un diamètre de:}$$

$$D_{2AV} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 9658.1 * (0.067)^2}{81.84}} = 267\text{mm}$$

-nous plaçons deux conduites en série en gardant la même perte de charge qui est égale à 81,81m et delà les longueurs sont calculées en écrivant :

$$81.84 = 0.001735 * (0.067)^2 \left(\frac{x}{0.3^{5.3}} + \frac{9658.1 - x}{0.25^{5.3}} \right), \text{ nous optons à}$$

$$(D_1=300\text{mm}, L_1=4646,27\text{m}, V_1=0,95\text{m/s}), (D_2=250\text{mm}, L_2=5011,82 \text{ m}, V_2=1,36 \text{ m/s})$$

IV.5.1.4.3 Tronçon reliant le point de piquage 2 réservoirs de Hadjout

-Calcul de la charge disponible $\Delta H_d = CP_{P2} - C_D$ entre le piquage 2 et le réservoir de Hadjout (Point D)

Avec:

CP_{P4} : Cote piézométrique au point p2 qui est de 245,84 m

C_d : Cote du trop-plein de réservoir de Hadjout qui est de 160,1 m

$$\Delta H_d = 245,84 - 160,1 = 85,74 \text{ m}$$

$$f_{moy} = \frac{85.74}{11715.7} = 0,0073$$

Sous un diamètre de :

$$D_{1AV} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * (0.186)^2}{0.0073}} = 404\text{mm}$$

-Nous normalisons avec un diamètre ($D=600\text{mm}$, $V=0,95\text{m/s}$) pour diminuer la perte de charge et augmenter la pression. Nous obtenons une perte de charge de :

$$\Delta H = \frac{0.001735 * 11681.2 * (0.186)^2}{(0.6)^{5.3}} = 10,51\text{m}$$

Dont $L=11681,2\text{m}$ c'est la distance entre le point P2 et le point P3

Par conséquent la cote piézométrique au point 5 sera :

$$CP_{P3} = CP_{P2} - \Delta H = 245.7 - 10.51 = 235,19\text{m}$$

La cote piézométrique au point 3 est supérieure à celle du point D : ce qui engendre une charge disponible de : $\Delta H_d = C_{P3} - C_d = 235,19 - 160,1 = 75,09\text{m}$: ce qui donne un diamètre de

$$D_{2AV} = \sqrt[5.2]{\frac{0.001735 \cdot 34.5 \cdot (0.120)^2}{75.09}} = 120\text{mm}$$

Nous plaçons deux conduites en parallèle de diamètre chacune $D=200\text{mm}$ avec une vitesse de $1,9\text{m/s}$.

Dont $L=34,5\text{m}$ c'est la distance entre le point P3 et le point D

La cote piézométrique au point 3 est supérieure à celle du point E : ce qui engendre une charge disponible de : $\Delta H_d = C_{P3} - C_E = 235,19 - 220 = 15,19\text{m}$: ce qui donne un diamètre de :

$$D_{2AV} = \sqrt[5.2]{\frac{0.001735 \cdot 2266.5 \cdot (0.066)^2}{15.19}} = 300\text{mm}$$

Avec : $V1=0,93\text{m/s}$

Dont $L=2266,5\text{m}$ c'est la distance entre le point P3 et le point E

IV.5.1.5. Normalisation des diamètres

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

Tableau IV.9: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	D _{ca} (mm)	D _{nor} (mm)	ΔH_i (m)	V (m/s)
1	0,325	546	700	16,76	0,84
2	0,072	274	300	99,2	1,02
			250	99,2	1,45
3	0,253	456	600	3,86	0,9
4	0,067	267	300	81,84	0,95
			250	81,84	1,36
5	0,186	404	600	10,51	0,95
6	0,120	120	200	75,09	1,9
			200	75,09	1,9
7	0,066	300	300	0,93	15,19

Tableau IV.10: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (bar)
1	Piquage 1	249,7	69,97	17,97
2	Piquage 2	245,84	75,09	17,07
3	Piquage 3	235,19	154	8,12

IV.5.1.6 .Les frais d'investissement**Tableau IV.11:** Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
700	27148	13815,3	375057764,4
600	21088	14004,2	295320569,6
300	5622	14283,7	80302961,4
250	4481	9323,88	41780306,28
200	3935	69	271515
	Investissement(DA)		792733116,7

IV.5.2. VARIANTE 2 :**IV.5.2.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons**

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

Tableau IV.12: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir tampon	Piquage 1	24186,83	29024
4	Piquage 1	Réservoir de Hadjout	30	36
5	Piquage 1	Piquage 2	1959	2350
6	Piquage 2	Réservoir de Meurad	23.3	28
7	Piquage 2	Piquage 3	2875	3450
9	Piquage 3	Réservoir de Bourkika	21	25
10	Piquage 3	Réservoir d'Ahmar ElAin	4667	5600
Total			33738,8	40513

IV.5.2.2 .Les caractéristiques des différents points

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

Tableau IV.13: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturel
1	Réservoir tampon	266,50
4	Réservoir d'Ahmar ElAin	150,50
5	Piquage 1	154
6	Réservoir de Bourkika	164,00
7	Piquage 2	218
8	Piquage 3	152
9	Réservoir de Hadjout	160,10
10	Réservoir de Meurad	220,00

IV.5.2.3. Normalisation des diamètres

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

Tableau IV.14: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	D _{ca} (mm)	D _{nor} (mm)	ΔH_i (m)	V (m/s)
1	0,325	570	800	17,35	0,65
2	0,120	140	200	29,15	1,91
			200	29,15	1,91
3	0,205	380	500	6,75	1,04
4	0,066	112	150	22,4	1,7
			150	22,4	1,7
5	0,139	249	500	4,55	0,7
6	0,067	88	150	73,85	1,9
			150	73,85	1,9
7	0,072	245	250	85	1,46

Tableau IV.15: Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _P (m)	C _{TN} (m)	P (bar)
1	Piquage 1	249,15	154	9,5
2	Piquage 2	242,4	218	2,44
3	Piquage 3	237,85	152	8,58

IV.5.2.4 .Les frais d'investissement

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

Tableau IV.16: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
800	33223	29024	964264352
500	15701	5800	91065800
250	4481	5600	25093600
200	3935	72	283320
150	3500	106	371000
	Investissement(DA)		1081078072

IV.5.3 Comparaison des variantes

Rappelons que le principe d'identification des deux variantes étudiées repose exclusivement sur le mode de fonctionnement de chaque système, selon la combinaison des sections gravitaires.

Il est à noter également que la station de pompage et les capacités des réserves projetées restent inchangées quelle que soit la variante retenue.

En définitif, les diamètres des conduites sont les seules variables permettant de comparer les deux variantes.

Par conséquent, la comparaison économique des deux variantes reposera uniquement sur les coûts d'investissement, pendant la période d'amortissement du projet c'est à dire depuis sa mise en service jusqu'au 2040.

La variante retenue sera celle qui présentera le montant total d'Investissement le plus faible.

Donc la variante choisie c'est la **variante 1**

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 d'une station de pompage, La conduite de refoulement à une longueur de 5989 m et un diamètre de 500 mm,

-L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de 51461,5m et des diamètres de 700 mm, 600mm, 300 mm, 250mm, 200mm.

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 de la station de pompage projetée 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 [4]

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[4]

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 tampon [7]**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)	\varnothing roue (mm)
1	1404	110	-	-	-	-	-	-	-	-
2	702	110	-	-	-	-	-	-	-	-
3	468	110	PM150/4A	111	68,4	1750	4	630	10.2	150
4	351	110	PM150/3A	113	79,3	1750	3	575	5,35	150

A partir du tableau (V.1), on déduit que la variante de trois (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et NPSH requis.

Constataion

On opte pour un nombre de pompe de trois (04) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (05) pompes sont identiques de type **PM150/3A CAPRARI**.

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes [7]

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 station de pompage.

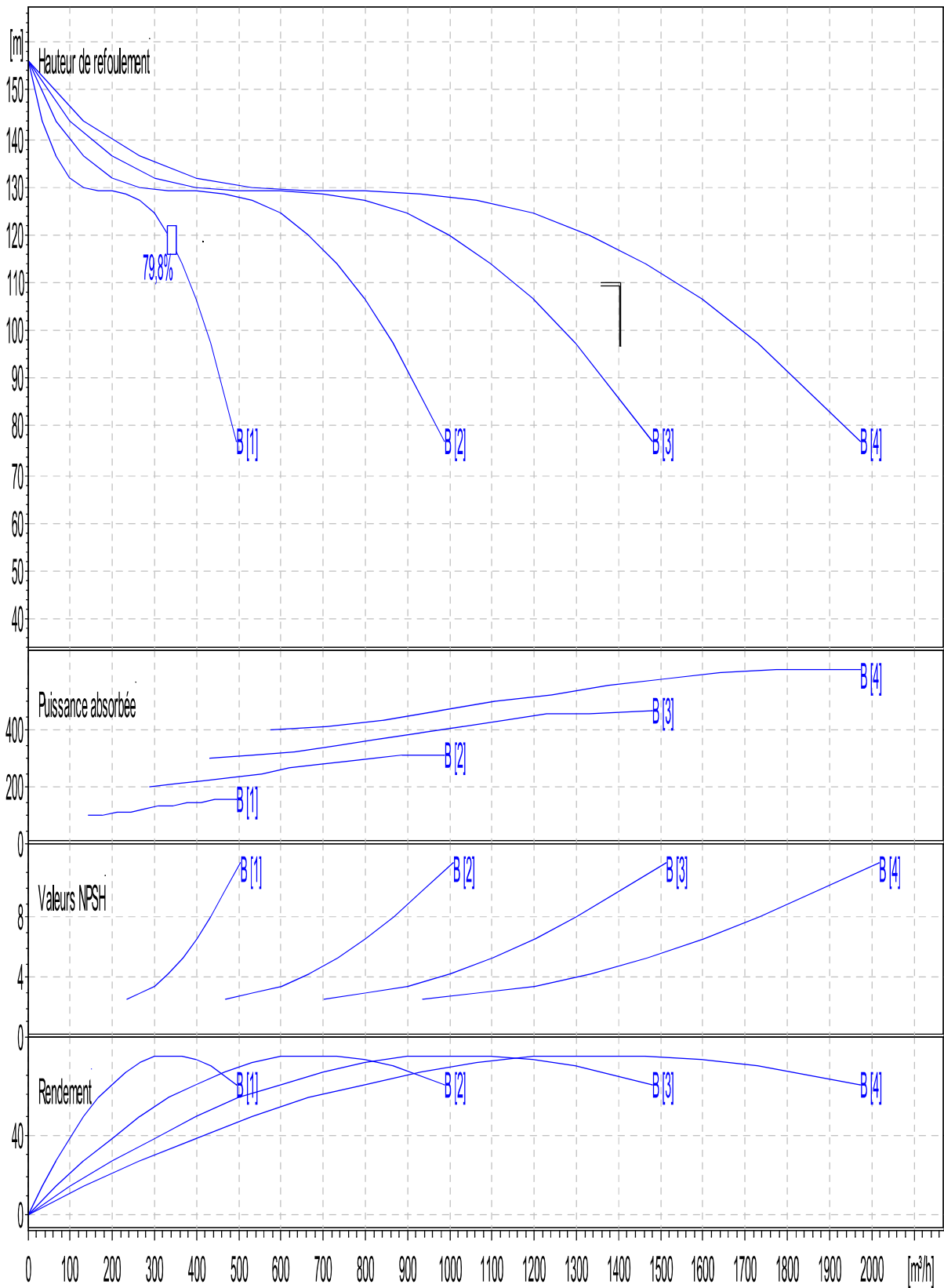


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 150/3A

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.6.1: 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) ;

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

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

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

- l : 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 (m^3/s) ;

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

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

V.6.1.1. Refoulement SP 1 - Réservoir tampon

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m^3/h)	4Q (m^3/h)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	l	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H_c (m)
1	0	0	78	5989	500	0,014	0	0	78
2	200	800	78	5989	500	0,014	0,84	0,97	78,97
3	400	1600	78	5989	500	0,014	3,37	3,87	81,87
4	600	2400	78	5989	500	0,014	7,57	8,71	86,71
5	800	3200	78	5989	500	0,014	13,47	15,48	93,48
6	1000	4000	78	5989	500	0,014	21,04	24,2	102,2
7	1200	4800	78	5989	500	0,014	30,3	34,84	112,84
8	1400	5600	78	5989	500	0,014	41,24	47,42	125,42
9	1600	6400	78	5989	500	0,014	53,86	61,94	139,94

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

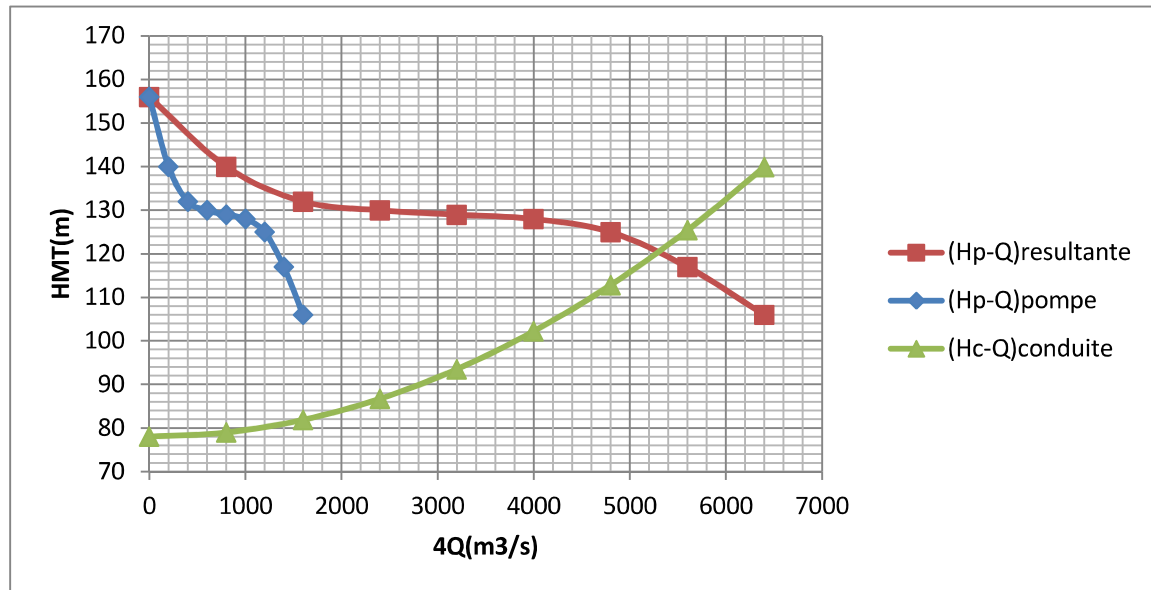


Figure N°V.2: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1325 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 1404 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 117 \text{ m} > H_{app} = 110 \text{ m} \end{cases}$$

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. Modes de réglage

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

-Débit disponible > Débit appelé

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

Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$h_{\substack{inst \\ ap, van}} = h_{\substack{inst \\ av, van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

- $h_{\substack{inst \\ ap, van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%);

- $h_{\substack{inst \\ av, van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%);

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

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée;

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

- 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.6})$$

- 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

- Débit disponible < Débit appelé

1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

2. Changement de type de pompe

V.7.1 .Refoulement : SP1 – Réservoir tampon

V.7.1.1 augmentation de la vitesse

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 :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1750 * \frac{1404}{1325} = 1855 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$ (V.7)

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} = \frac{110}{1404^2} = 5,5 * 10^{-5}$$

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

La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 117 * 1404}{0,82 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 447 \text{ KW}$

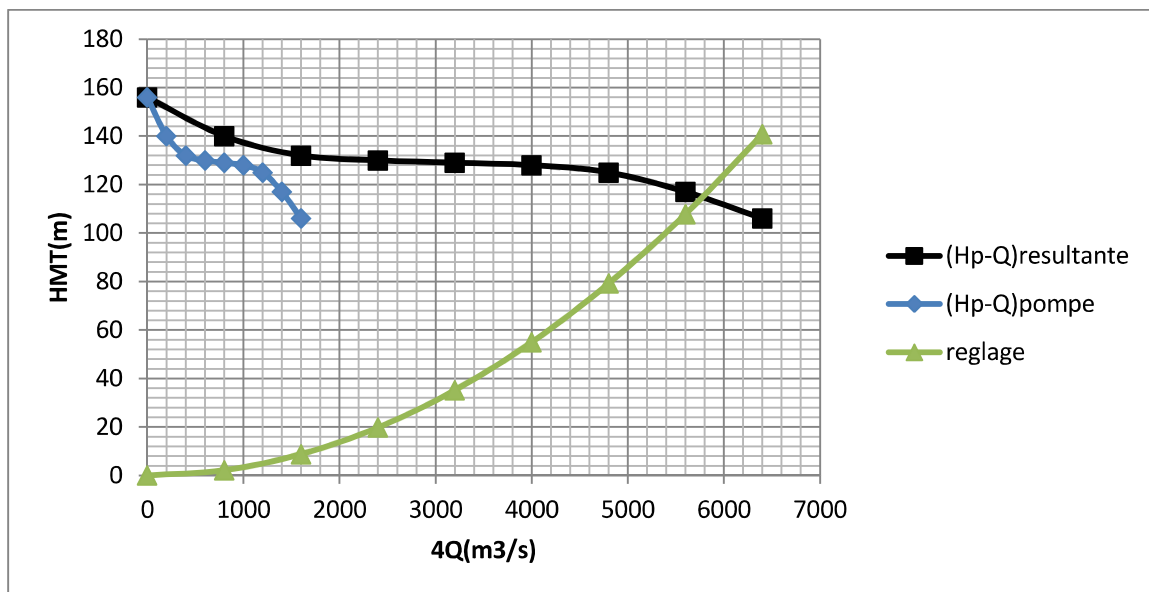


Figure N°V.3: Courbe caractéristiques de la SP N°2 après réglage

Conclusion

On a opté pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation)

$Q_{pi} = 1450 \text{ m}^3/\text{s}$

V.8.Choix du moteur électrique

V.8.1.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.8.2.Refolement : SP 1 – Réservoir tampon**Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 60Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 1750tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 160Kw
- Courant nominal : -F
- Type de moteur : 3~

V .9 . 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 :

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

- 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.3: 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), $V_{asp} = \frac{4 * Q}{\rho * D_a^2}$

– D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (\text{V-15}) \quad (\text{V.11})$$

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

V.9.1. Calage de la pompe

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

Pour les installations en 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 tampon

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5.35\text{m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 188,5 = 10,07 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,5 * 200 \Rightarrow D_a = 250\text{mm}$

□ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 0,1}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 1,41\text{m/s}$

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 20}{1000} = 0,2\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,23\text{m}$

□ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 5,75 + 0,24 + \frac{1,41^2}{2 * 9,81} - 10,21 + 0,23 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3,88m$$

- changement de type d'installation. (Installation en aspiration) :

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

$$h_{adm}^{asp} = 10,21 - 0,24 - \frac{1,98^2}{2 * 9,81} - 5,75 - 0,23 = 3,88m$$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 188,5 + 3,88 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 192,28m$

V .10. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe [4]

V .10.1. Équipements en amont de la pompe

- conduite d'aspiration :

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

- joints :

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

- Joint de démontage :

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

- Convergent d'aspiration :

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

- Vanne papillon :

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

- Les ventouses :

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

V .10.2. Équipements en aval de la pompe

➤ divergent :

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

➤ clapet de non-retour :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Vanne de régulation :

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

➤ Vanne papillon :

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

➤ Conduit de refoulement :

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois da ($D_a = 1.2d_a$) ... (3)

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

➤ Le by-pass :

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

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

➤ Soupape de décharge :

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

V .10.3. Dimensionnement des équipements des pompes

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

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

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

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe

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

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

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

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

Donc : les valeurs primaires seront **$D_a = 300 \text{ mm}$ $d = 0,3 \text{ m}$ $L_c = 0,8 \text{ m}$**

Vérification de la vitesse :

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

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

En effet on trouve que $V = 1,41 \text{ m/s}$ donc le diamètre 300 mm pour le collecteur d'aspiration est adopté

• Choix de nombre de collecteurs de refoulement et leur dimensionnement

Nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

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

La conduite de refoulement doit être placée sur une butée

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

La distance entre les collecteurs est :

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

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

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

D_r : Diamètre de refoulement (pompe) ;

On aura les résultats suivants :

$D_r = 500 \text{ mm}$ $d = 1 \text{ m}$

V.11. Bâtiment de la station de pompage [4]

1/ Types des bâtiments des stations de pompage

Y a plusieurs types de bâtiments des stations de pompes dont on cite :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puit bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puit bache sèche.

-Remarque :

Le type de bâtiment le plus répandu en Algérie est le bâtiment type surface.

2/Construction du bâtiment

La construction de bâtiment dépend de plusieurs facteurs dont on cite :

- de la façon du raccordement bâtiment prise d'eau (type séparé ou bien assemblé)
- Type de pompes et de moteur électrique.
- Variation de plan d'eau dans l'Oued.
- Condition géologiques et hydrologique.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

3/Choix du type de bâtiment

Pour le choix de type de bâtiment on se repère au tableau V.4.

Tableau V.4: Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h _a ^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

Comme on a :

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} -Q=0,39\text{m}^3/\text{s} \\ -\text{Variation de plan d'eau} > 1\text{m} \\ -\text{Pompe horizontale multicellulaire} \end{array} \right.$
Type de surface

Remarque :

Les installations principales et auxiliaires dont le poids dépasse 100Kg doivent être placées sous un pont coulant.

4/ Partie supérieure du bâtiment

a/ Les hauteur recommandés pour les bâtiments :

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

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée : H_b : 3m ; 4,2m ; 4,8m ; 5m ; 6m.

Si la hauteur est importante >6m on prévoit des ponts coulants dont les hauteurs sont : 8,4m, 9,6m 10,8m 12,6m 14m et 18m.

b/ longueurs recommandés pour les bâtiments :

Longueurs recommandées pour les bâtiments sont de 6m, 9m, 14m, 21m, 24m

-Remarque : La hauteur du bâtiment doit être supérieure à 4,8m.

Distance entre les armoires de commande

Dimensions des portes 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4

La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

5/ Dimensionnement du bâtiment

a) La hauteur du bâtiment

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

h_5 : hauteur verticale = $h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}} = 0,7 + 0,4 + 0,5 = 1,6\text{m}$

h_6 : hauteur réservée à l'homme = 2,2m

h_7 : hauteur de chariot = 0,3m

h_8 : hauteur de profilées = 0,8m

h_9 : hauteur de sécurité = 0,5m

Donc la hauteur recommandée du bâtiment est de $H_b = 6\text{m}$.

$H_b = 6\text{m}$

b) La longueur du bâtiment

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 5 pompes ;

L : Longueur de la pompe + moteur ;

L_{int} : Distance entre deux pompes voisines ;

L_{pf} : Longueur de la plate-forme ;

L_p : Surface du bureau du personnel ;

L_r : longueur de l'armoire électrique

$$L_b = 5 \cdot 2 + 1 + 2,5 + 0,5 + 12 = 25\text{m}$$

:

$L_b = 25\text{m}$

c) Largeur du bâtiment

La largeur du bâtiment est donnée par la relation suivante :

$$L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s}$$

- S : épaisseur de mur, $S = 20\text{cm}$.

- l_1 : La distance entre le mure et le premier organe avec : $l_1 = (20 \text{ à } 30)\text{cm}$

Nous on va prendre $l_1 = 25\text{cm} = 0,25\text{m}$.

- l_2 : La distance entre les tubulures > 15 à 20cm on va prendre $l_2 = 18\text{cm} = 0,18\text{m}$

- l_3 : Longueur des accessoires en aspiration.

- l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

Tel que $(l_3 + l_4) = l_p + l_{\text{tr}} + l_{\text{tra}} + l_c + l_j + L_d$.

Avec :

L_p : longueur de la pompe = 6,5m

L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement = 0,3m

L_{tra} : longueur de la tubulure d'aspiration = 0,3m

L_c : longueur de convergent = 0,12m.

L_j : longueur de joint = 1m.

L_d : longueur de divergent = 0,5m

l_r : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend $l_r = 0,8\text{m}$

l_p : Longueur de la pompe = 1315mm = 1,315m

-La distance entre les pompes est des 0,8 à 12m.

-La distance entre les groupes électrique et les pupitres de commande (l'armoire électrique) elle doit être >2m.

- Portes de Dimensions 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×3,2 ; 4,8×5,4

$(l_3 + l_4) = l_p + l_{tr} + l_{tra} + l_c + l_j + L_d = 6,5 + 0,3 + 0,3 + 0,12 + 1 = 7,32\text{m}$

Ce qui donne : $L_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_{2s} = 0,25 + 0,18 + 7.32 + 2*(0,20) = 8,15\text{m}$ on la majeure à

$l_b = 9\text{m}$

d) Distance entre les pompes et les groupes électriques

- Si $V < 1000$ volts $\Rightarrow L = 1\text{m}$.

- Si $V > 1000$ volts $\Rightarrow L = 1,2\text{m}$.

Avec : V : tension, L= la distance.

Remarque : la station de pompage est existante mais on a le redimensionner pour satisfaire nos besoins d'eau

Conclusion

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour la station 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

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 $\frac{4L}{a}$

Remarque : pour les schémas des 4 phases voir annexe 5

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 :

VI.1.5.1 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.

VI.1.5.2 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.

VI.1.5.3 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 libère, 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.

VI.1.5.4 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 :

VI.2.1 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.

VI.2.2 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.

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

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 Yong 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:

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

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

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

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

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

Application :

Les données de base :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1	Fonte	500	0,196	1,8	5989	78

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 de la conduite de refoulement

Station de pompage	K (Pa)	r (kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
SP1	$2,07 \times 10^9$	1000	0,25	0,3	0,33	2×10^8	1×10^{11}	0,0074	977,64

Calcul de la capacité de réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: Calcul de volume de réservoir d'air

Station de Pompage	Z_0 (m)	Z_{\max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	Volume de réservoir d'air $\frac{U_0}{L * S * \frac{Z_{\min}}{Z_0}}$	$\frac{U_0}{Z_0}$	U_0 (litres)	U_{\max} (litres)
SP1	88	179,38	1,8	9,81	0,165	$1,88 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-2}$	0,57	12912,3	22653,16

VI.4. Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel nous avons opté est donné dans la figure suivante.

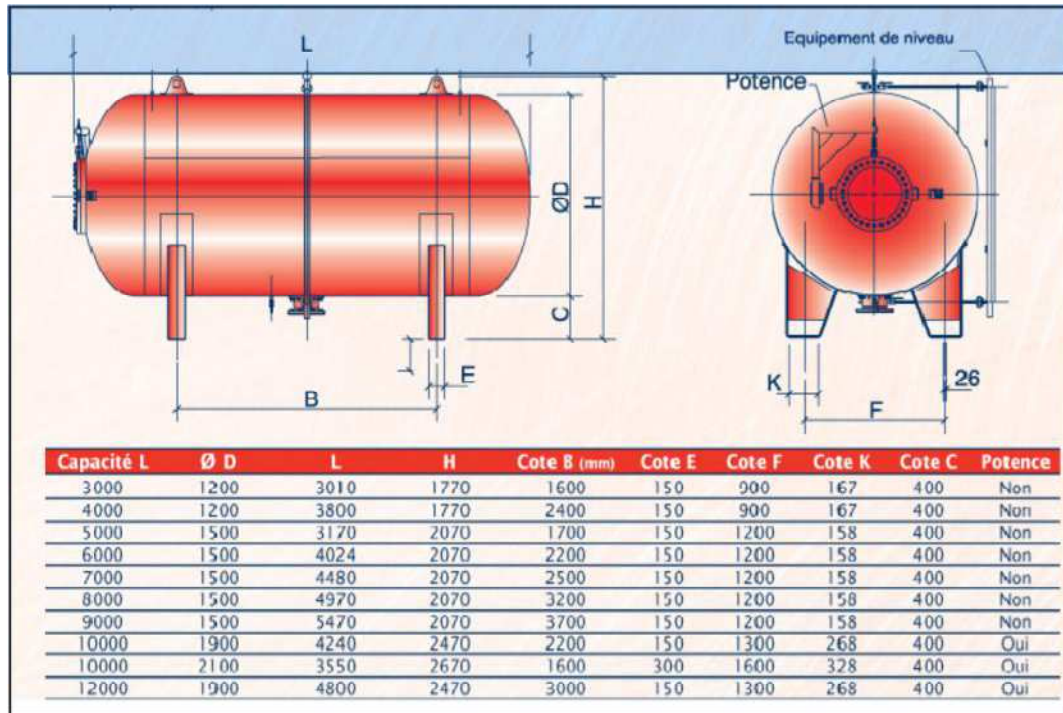


Figure VI.1 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrophore CHARLATTE

Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure (VI.1), divisons U_{max} par les volumes normalisés des réservoirs d'air existants dont les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau VI.4 suivant :

Tableau VI.4: Les dimensions du réservoir d'air

$V_{normalisé}$ (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400
12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400

VI.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaire sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se

propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

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

Dans le chapitre 3 intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 2h, ce qui nous emmène à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde est calculé par la formule améliorée **Mr. SALAH. B** on obtient :
 $C = 977.64$ m/s.

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

$$H_s = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad \text{(VI.5)}$$

On a $V = 0,84$ m/s

Et donc :

$$b = \frac{cV_0}{g} = 83.71 \text{ m} \quad \text{Alors la charge maximale sera de :}$$

$$H_s = Hg + b = 78 + 83.71 = 161.71 \text{ m}$$

On calcule la valeur maximale de la surpression par la formule de MICHAUD pour des différents temps de fermeture de la vanne ; 60s, 90s, 120s, 300s, 600s, 900s, 1800s.

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \quad \text{(VI.6)}$$

tel que t : temps de fermeture du robinet de vanne.

L : longueur entre la vanne et le réservoir tampon $L = 13815,3$ m.

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: temps de fermeture en fonction de surpression maximale

Temps de fermeture T_f (s)	Suppression maximale b $+H_g$ (m)
15	235,73
30	156,86
60	117,43
90	104,29
120	97,72
300	85,89
600	81,94
900	80,63
1800	79,31

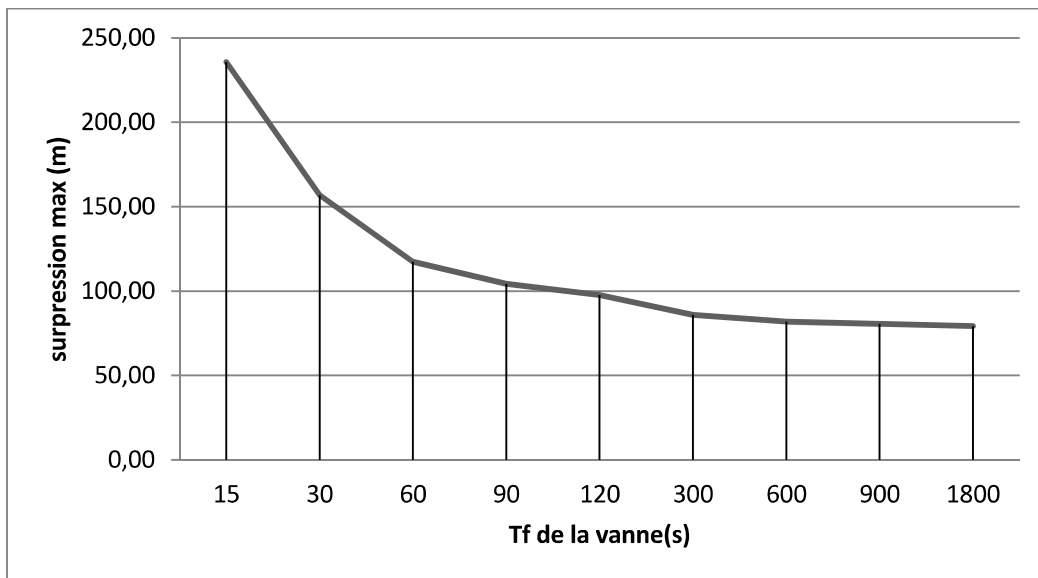


Figure VI.2 : variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne

En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde surpression « θ », on tire le nombre de pas « m » de fermeture du robinet vanne, le nombre de pas de fermeture est

donné par la relation suivante :

$$m = \frac{T_f}{q} \quad \text{Avec} \quad q = \frac{2L}{C} \quad \text{(VI.7)}$$

T_f : temps de fermeture de la vanne en (seconde).

θ : temps d'aller-retour de l'onde en (seconde)

C : célérité de l'onde en (m/s)

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI.6: temps de fermeture en fonction du nombre de pas

Temps de fermeture (T_f)	Nombre de pas (m)
15	0,5
30	1
60	2
90	3
120	4
300	10
600	21
900	31
1800	63

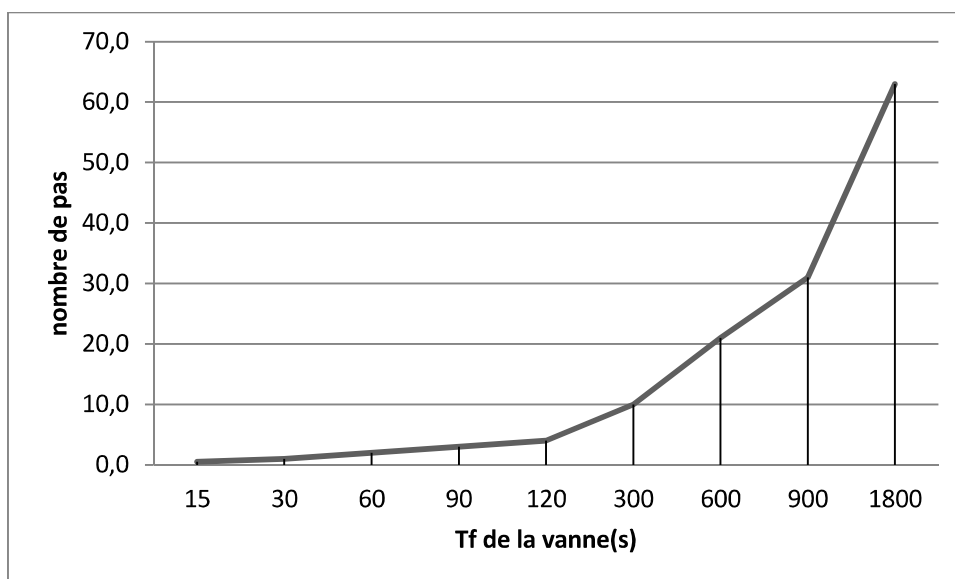


Figure VI.3 : variation du nombre de pas en fonction du temps de fermeture du robinet vanne

D'après les résultats qu'on a trouvés on voit que les fermetures en 1/4 minutes du robinet vanne engendrent des surpressions supérieures à la valeur maximale de surpression et pour les fermetures 1, 1.5, 2, 5, 10, 15,30 minutes engendrent des surpressions qui sont faibles par rapport à la valeur maximale de surpression.

Donc le robinet vanne qu'on le place a les caractéristiques suivantes :

- Un temps de fermeture : **$T_f = 0.5h$**
- Nombre de pas de fermeture du robinet vanne : **$m=63$**

VI.6. 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.6.1. 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.6.2. 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.6.3. 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.6.4. 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.4: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VI.6.5. 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 de la station de pompage (SP1), deux réservoirs d'air d'une capacité respectives 12000 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.

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

VII.1. Pose des canalisations [8]

VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre 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.

VII.1.1.1 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 extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

VII.1.1. 2Pose 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.

VII.1.1.3 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.

VII.1.1.4 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, lès 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.

VII.1.1.5 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 [8]

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 remises 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
- robinet-vanne
 - robinet à papillon
 - vanne à clapet de non-retour
 - 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

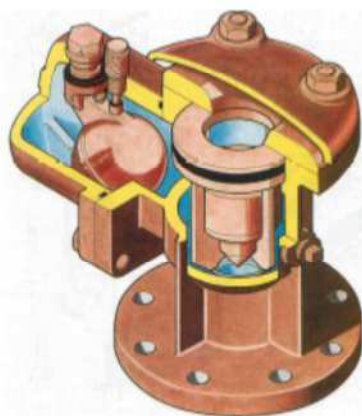
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

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.

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 consisté 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.

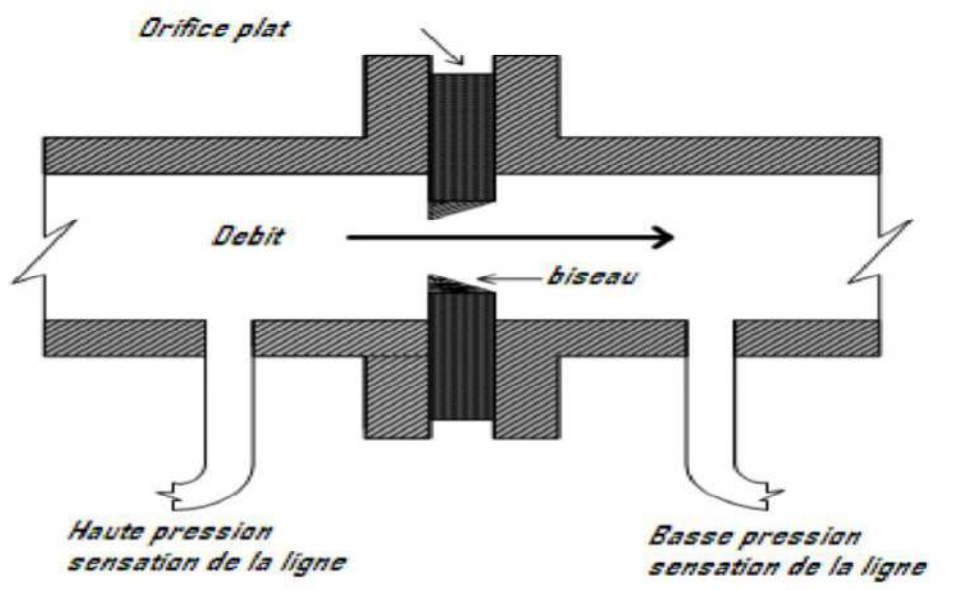


Figure VII.4 : Diaphragme

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.

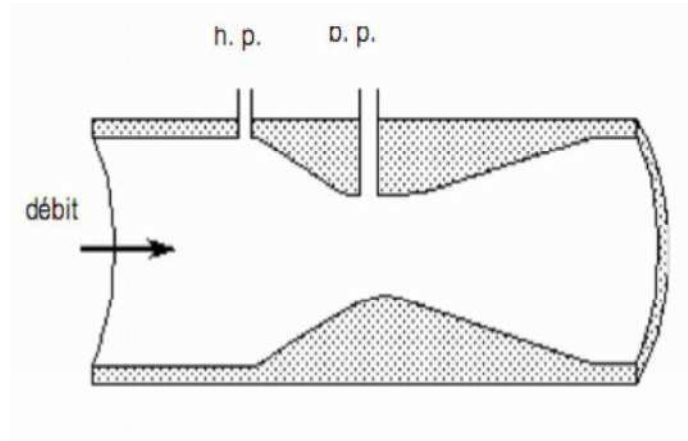


Figure VII.5 : Venturi

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.

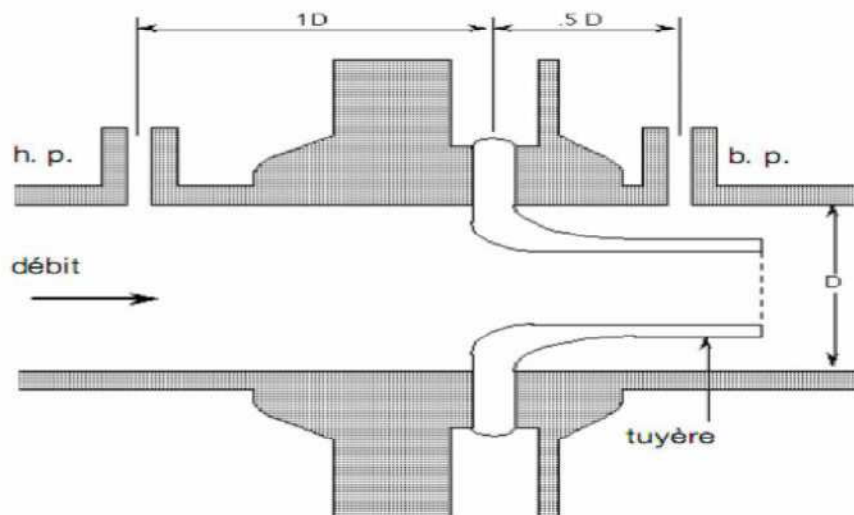


Figure VII.6 : Tuyère

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.

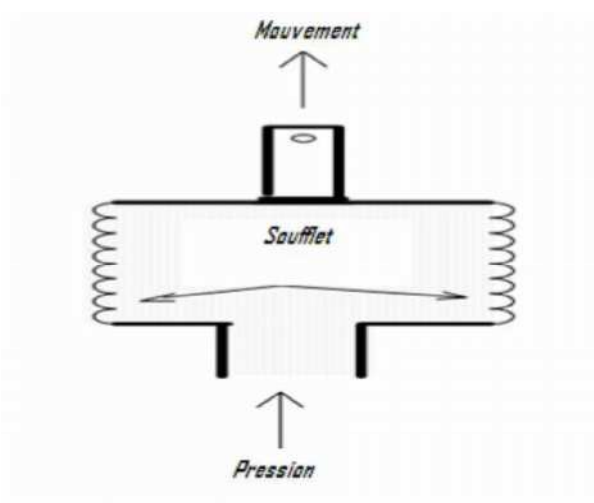


Figure VII.8 : Manomètre à soufflet

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que 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 [5]

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.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- 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 [5]

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.

$b = D + 0,6$ 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 (m ²)	V _D (m ³)
700	13815,3	1,3	1,85	2,405	33225,8
600	14002,2	1,2	1,75	2,1	29404,62
500	5989	1,1	1,65	1,815	10870,04
300	14283,7	0,9	1,45	1,305	18640,23
250	9323,88	0,85	1,4	1,19	11095,42
200	69	0,8	1,35	1,08	74,52
volume Total					103310,6

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

$$V_s = (b * e * L) + V_1 \quad \text{(VIII.4)}$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 30$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

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

$$V_1 = 0,6 * h_c * L$$

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V ₁	V _s (m ³)
700	13815,3	1,3	0,30	5802,426	11190,39
600	14002,2	1,2	0,30	5040,792	10081,58
500	5989	1,1	0,30	1796,7	3773,07
300	14283,7	0,9	0,30	2571,066	6427,665
250	9323,88	0,85	0,30	1398,582	3776,171
200	69	0,8	0,30	8,28	24,84
Volume Total					35273,72

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.

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

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 (m ³)
700	13815,3	0,385	5314,1
600	14002,2	0,283	3957,0
500	5989	0,196	1175,3
300	14283,7	0,071	1009,1
250	9323,88	0,049	457,5
200	69	0,031	2,2
Volume Total			11915,2

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.

$$A.N : V_r = 103310,6 - 35273,72 - 11915,2 = 56121,68 \text{ m}^3$$

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

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	103310,6
2	Lit de sable	m ³	35273,72
3	Les conduites	ml	11915,2
4	Remblais	m ³	56121,68

VIII.3.Choix des engins de terrassement [5]

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 à 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 [5]

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 suivants 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 élaborée en 1958 par les Américains.

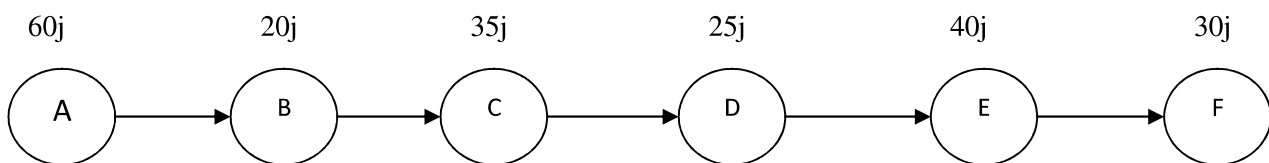
VIII.4.2. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction lot2 et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.5

Tableau VIII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction lot2

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	60
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	35
D	Epreuve de joint et de la canalisation	25
E	Remblais	40
F	Compactage	30

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

**Figure VIII.5 Réseaux à nœuds****Remarque :**

Le projet de l'adduction est divisé en cinq lots :

1-lot1 :sp1-réservoir tampon

2-lot2 : réservoir tampon-P1

3-lot3 :P1-réseervoir d'Ahmar ElAin

4-lot4 :P1-P2-réservoir de Bourkika

5-lot5 :P2-réservoir de Meurad-réservoir de Hadjout

Le temps de réalisation de l'adduction du projet lot2 est de 210 jours, soit environ 7 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 210 jours (lot2).
- 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 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 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 212323 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 28103,2m³/j des eaux de la station de dessalement Fouka.

- 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 57450,5m et des diamètres variés de 700 à 200 mm.

-L'emplacement des réservoirs de tel sorte 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 et des robinets vanne pour les conduites gravitaires.

-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 vannes de vidange au niveau des points bas.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

- [1] **A. LENCASTRE** Paris 1983 « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.349.
- [2] **A. DUPONT** Paris 1977« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [3] **M. CARLIER** Paris 1972 « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [4] : **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [5] : **J.ARMAND** : «conduire son chantier» 5 édition ,p 35.36.37.102.103.104

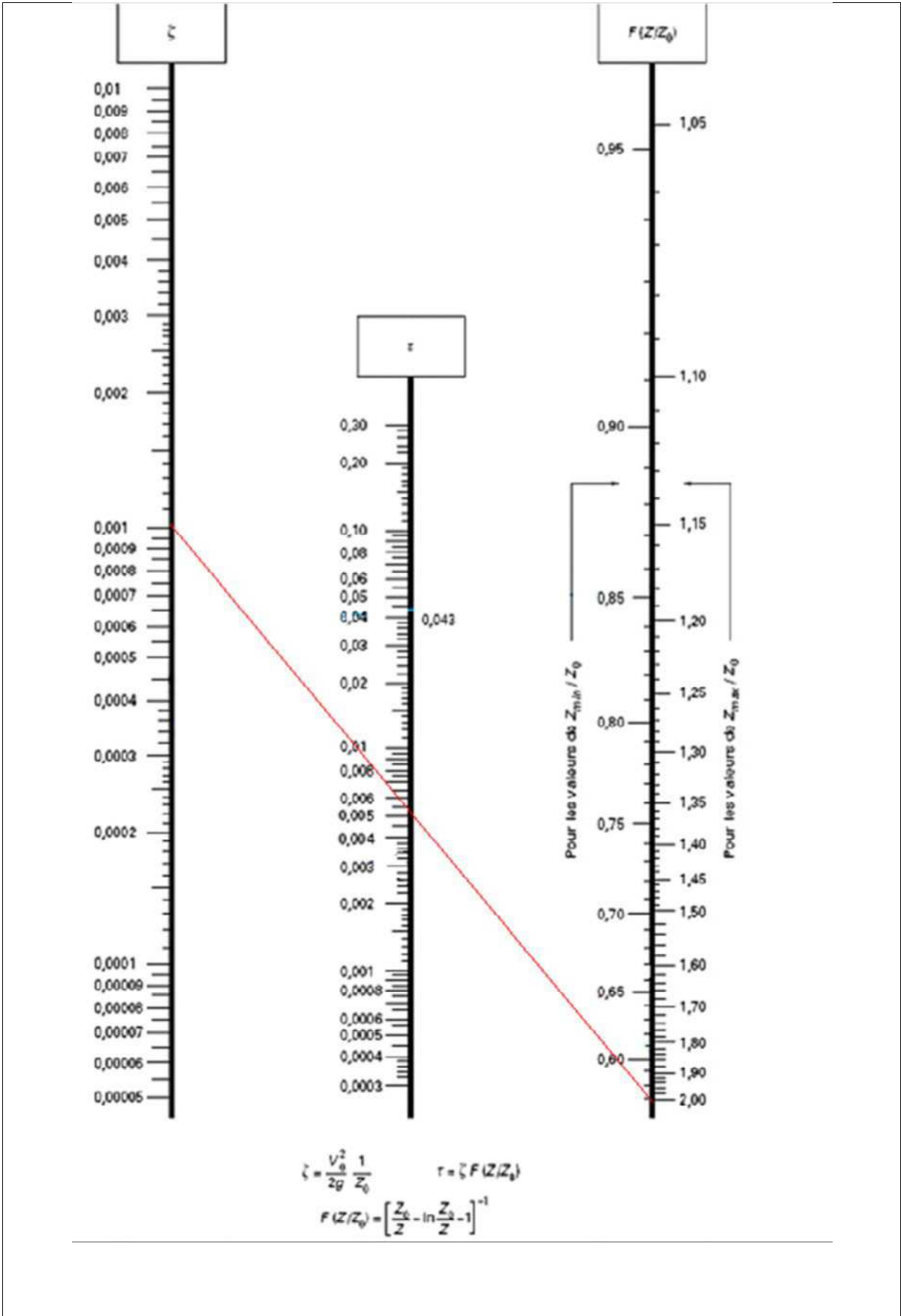
Catalogue :

- [6] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [7] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [8] **S-GOBAINT** « système de canalisations en fonte ductile pour les adductions »
- [9] **CHIALI** « prix et matériaux de canalisation »
- [10] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

Annexe1: 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

Annexe 2: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



Annexe3 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J = \Delta H / L = \text{gradient de perte de charge}$

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

Annexe 4: répartition de la population en 2008

