

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction des communes Ahmer El Ain et Bourkika à partir de la station de pompage Mitidja ouest (w.Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-17

APA Citation (توثيق APA):

Bouressam, Meriem (2017). Etude d'adduction des communes Ahmer El Ain et Bourkika à partir de la station de pompage Mitidja ouest (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME

**ETUDE D'ADDUCTION DES COMMUNES AHMER EL AIN
ET BOURKIKI A PARTIR DE LA STATION DE POMPAGE
MITIDJA OUEST (W.TIPAZA)**

**Présenté Par :
BOURESSAM Meriem**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. KHODJET-KESBA Omar	PROFESSEUR	Président
Mme. BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
Mr. DJELLAB MOHAMED	M.C.A	Examinateur
Mme. CHENITI Naoual	M.A.A	Examinatrice
Mme. KADI Latifa	M.A.A	Promotrice

Session - 2017 H.U.

Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant, il apparaît opportun de commencer ce mémoire par des remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce projet de fin d'étude.

*En premier lieu, je tiens à remercier vivement Madame **KADI Latifa**, mon enseignante et encadreur, pour son suivi et son énorme soutien qu'elle m'a prodigués tout au long de la période du projet.*

*Je remercie également **Mr B.SALAH, Mme MOKRANE** pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que leurs disponibilités à chaque fois je les sollicite.*

*Mon respect aux membres de jury qui me font l'honneur d'examiner mon travail : **Mr O.KHODJET-KESBA, Mr M.DJELLAB, Mme S. BERBACHE, Mme N.CHENITI.***

MERIEM

Dédicaces

Avec tout respect et amour je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

À mes frères : Walid, Ishak, Mehdi.

À mon grand père.

À mes tantes et oncles.

*À mes cousines : Radia, Amina, Sarah, Malika, Khadidja,
Asma, Ibtissem.*

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le Tout Puissant, vous protège et vous garde.

*À tous mes amis : Zwina, Amine, Rym, Chakra, Romaiassa, Rym,
Kaouther, Amina, Wissem, Romaiassa, Hiba.*

Vous étiez toujours là pour me soutenir, m'aider et m'écouter.

Que Dieu vous protège et vous procure joie et bonheur

Aussi bien à tous mes camarades de la promotion

En Souvenir des plus beaux moments qu'on a passés ensemble

Meriem

ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها جنوب ولاية تيبازة، و تشمل على وجه التحديد دائرتي احمر العين و بوركيكة التي تعرف حاليا نقصاحادا في المياه الصالحة للشرب وهذا النقص راجع إلى طفرة في النمو السكاني سببها تطور في الحياة المعيشية.

يهدف هذا المشروع إلى تزويد المنطقة آنفة الذكر بالمياه الصالحة للشرب من محطة الضخ متيجة غرب. هذه الدراسة تتضمن و تقتضي تحديد أبعاد أنابيب النقل، خزان العبور، واختيار المضخات المناسبة وحماية الأنابيب و الأجهزة من ظاهرة مطرقة المياه.

Résumé

Notre zone d'étude se situe au sud de la wilaya de Tipaza, plus précisément sur les deux communes « AHMER EL AIN et BOURKIKIKA ».

A l'heure actuelle un manque d'eau important est constaté dû essentiellement à l'accroissement démographique et le développement du niveau de vie de cette région.

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la zone mentionnée à partir de la station de pompage MITIDJA OUEST.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, le réservoir tampon et choisir les pompes adéquates ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

Abstract

Our study area (AHMER EL AIN and BOURKIKIKA) is located in the south of TIPAZA. At present, it suffers a shortage in quantity of drinking water due to population growth and the development of the standard of living of this region.

This project aims to supply drinking water to the mentioned area from the pumping station MITIDJA WEST.

This study includes determining the transmitting pipes, the buffer tank, selecting the appropriate pumps as well as the protecting hoses.

Liste Des Abréviation

A : Frais d'amortissement (DA).

a: Fraction horaire du débit maximum journalier.

c: Célérité d'onde (m/s).

APC : Assemblée populaire communal.

dot: Dotation journalière (l/j/hab).

D: Diamètre (mm).

E : Energie consommée pendant une année (KWh).

H_0 : Pression minimal (m).

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).

i : Taux d'annuités

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

n : Durée de l'amortissement de la conduite,

N: Nombre de consommateurs (hab).

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

N_p : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelles (mm).

P : Puissance de pompage (KW).

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

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

$Q_{min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

δ : Prix du KWh.

Liste des figures

Figure I. 1. Situation géographique de la zone d'étude [Organisation administrative de la Wilaya de Tipaza]	3
Figure I. 2 schéma du système d'adduction actuel	8
Figure II. 1 Groupe électropompes dans la station de pompage MITIDJA OUEST	13
Figure II. 2.Réservoir 500 m3 et le javellisateur	13
Figure II. 3. Le bassin de coagulation et de floculation	14
Figure II. 4.La pompe doseuse du polymère.	15
Figure II. 5.Le Filtre à sable	15
Figure II. 6.La station monobloc	16
Figure II. 7.Schéma simplifié de l'adduction d'AHMER EL AIN et BOURKIKA (partie 01).	17
Figure II. 8.Schéma simplifié de l'adduction d'AHMER EL AIN et BOURKIKA (partie 02).	18
Figure III. 1. Graphique de Variation du débit horaire pour l'année 2017.....	29
Figure III. 2. Graphique de Variation du débit horaire pour l'année 2045.....	30
Figure IV. 1.Schéma d'une adduction gravitaire [slideshare.net/cours-d 'adduction-en-eau-potable, par ROLAND YONABA,].....	33
Figure IV. 2 Schéma d'une adduction par refoulement [slideshare.net/cours-d'adduction-en-eau-potable, par ROLAND YONABA].....	34
Figure IV. 3.Schéma simplifié du phénomène d'écrêtement	35
Figure IV. 5. Schéma synoptique de la première variante.	40
Figure IV. 6. Schéma synoptique de la deuxième variante.	43
Figure IV. 7.Le bilan des frais du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).	53
Figure IV. 8. Le bilan des frais du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA).	53
Figure IV. 9. Le bilan des frais de la deuxième variante.....	61
Figure V. 1. Schéma du réservoir tampon.....	71
Figure VI. 1. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	76
Figure VI. 2. Les courbes caractéristiques de la pompe.	78
Figure VI. 3. Le point de fonctionnement des pompes.	79
Figure VII. 1. Première phase du phénomène de coup de bélier.	89
Figure VII. 2. Première phase du phénomène de coup de bélier	90

Figure VII. 3. Troisième phase du phénomène de coup de bélier.	90
Figure VII. 4. Quatrième phase du phénomène de coup de bélier.	91
Figure VII. 5. Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier	92
Figure VII. 6. Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir	92
Figure VIII. 1. Pose de conduite dans un terrain ordinaire (Source : groupe-lauriere.com/références- ouvrages/groupe-laurière).	100
Figure VIII. 2. Robinets vanne à opercule (Source : autexier.fr)	101
Figure VIII. 3. Robinets vanne papillon (Source : pamline.fr).....	101
Figure VIII. 4. Clapet anti retour (manomano.fr/clapet-anti-retour)	102
Figure VIII. 5. Mode de fonctionnement d'une ventouse (source : helyon.com/category/protection- contre-la-pression-et-le-vide)	102
Figure VIII. 6. Réservoir anti bélier à vessie butyle (source : document CHARLATTE).....	103
Figure VIII. 7. Une vanne by-pass (source : jardimagine.com)	104
Figure VIII. 8. Débitmètres (source : jardimagine.com).....	105
Figure VIII. 9. Manomètre (d'après document BAMO).....	105
Figure IX. 1. Figure représentant les paramètres de calcul de la profondeur et la largeur de la tranchée.	111
Figure IX. 2. Réseau à nœud.	116

Liste des tableaux

Tableau I. 3. humidité moyenne mensuelle	5
Tableau I. 4. Répartition mensuelle de la pluviométrie.	5
Tableau I. 5. Répartition de la population en 2008.	6
Tableau II. 1. Les forages d’AEP existants au niveau d’AHMER EL AIN et BOURKIKI	11
Tableau II. 2. Tableau détaillant l’état des forages suivis à la commune d’AHMER EL AIN	12
Tableau III. 1. Variation des taux d’accroissement.	21
Tableau III. 2. Tableau récapitulatif de l’évolution de la population	22
Tableau III. 3. Variation de la dotation	23
Tableau III. 4. tableau récapitulatif les besoins en eaux domestiques	23
Tableau III. 5. la consommation globale des deux communes.	24
Tableau III. 6. tableau récapitulatif des besoins totaux en eaux.	24
Tableau III. 7. Consommation maximales et minimales journalières en 2017.	26
Tableau III. 8. Consommations maximales et minimales journalières en 2045.	26
Tableau III. 9. les débits moyens horaires.	27
Tableau III. 10. Variation des débits horaires pour l’année 2017.	28
Tableau III. 11. Variation du débit horaire pour l’année 2045	29
Tableau III. 12. Les débits maximaux horaires pour les deux communes	30
Tableau III. 13. Bilan Ressources-Besoin en eau	31
Tableau IV. 1. Les différentes cotes de terrain du tracé de l’adduction de la première variante.	38
Tableau IV. 2. Longueurs des différents tronçons de conduites formant le système d’adduction de la première variante	39
Tableau IV. 3. Les différentes cotes de terrain du tracé de l’adduction de la deuxième variante.	41
Tableau IV. 4. Longueurs des différents tronçons de conduites formant le système d’adduction de la deuxième variante.	42
Tableau IV. 5. La variation de prix du KWh d’énergie en fonction des heures de la journée	44
Tableau IV. 6. la variation de M selon le type de matériaux de construction des conduites	45
Tableau IV. 7. Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d’habitants.	45
Tableau IV. 8. La variation du coefficient α	46
Tableau IV. 9. La variation des coefficients k' , m et β	46
Tableau IV. 10. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).	50
Tableau IV. 11. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir de LAHCEN BEN AICHA).	50
Tableau IV. 12. Les frais d’exploitation pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon)	51
Tableau IV. 13. Les frais d’exploitation pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BE AICHA).	51

Tableau IV. 14. Les frais d'amortissement pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).	51
Tableau IV. 15. Les frais d'amortissement pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA).	52
Tableau IV. 16. Le bilan des coûts pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).	52
Tableau IV. 17. Le bilan des coûts pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA).	52
Tableau IV. 18. les diamètres choisis pour chaque tronçon.	54
Tableau IV. 19. Les cotes et débits de chaque réservoir	54
Tableau IV. 20. Les débits et longueurs pour chaque tronçon.	55
Tableau IV. 21. Les résultats de dimensionnement du cheminement réservoir tampon- point de piquage P6.	55
Tableau IV. 22. les diamètres calculés des tronçons allant vers les réservoirs.	56
Tableau IV. 23. Les résultats de dimensionnement des tronçons allant vers les réservoirs.	56
Tableau IV. 24. Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement de la partie gravitaire.	57
Tableau IV. 25. Les frais d'amortissement de la partie gravitaire.	58
Tableau IV. 26. les frais totaux de la première variante	58
Tableau IV. 27. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième variante	59
Tableau IV. 28. Les frais d'exploitation pour la deuxième variante	60
Tableau IV. 29. Les frais d'amortissement pour la deuxième variante	60
Tableau IV. 30. Le bilan des coûts pour la deuxième variante.	60
Tableau IV. 31. Le diamètre et les frais correspondant à la partie refoulement de la deuxième variante.	61
Tableau IV. 32. Résultats de dimensionnement du cheminement réservoir tampon- point de piquage P6.	62
Tableau IV. 33. Les diamètres calculés des tronçons allant vers les réservoirs.	63
Tableau IV. 34. les résultats de dimensionnement des tronçons allant vers les réservoirs	63
Tableau IV. 35. Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement de la partie gravitaire.	64
Tableau IV. 36. les frais d'amortissement de la partie gravitaire.	65
Tableau IV. 37. Les frais totaux de la deuxième variante.	65
Tableau IV. 38. Tableau récapitulatif des frais totaux des deux variantes	66
Tableau VI. 1. Résultats de calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement	76
Tableau VI. 2. Les caractéristiques de pompes	77
Tableau VI. 3. Les résultats obtenus par la méthode de rognage.	82
Tableau VI. 4. Pression atmosphérique en fonction de la cote	82
Tableau VI. 5. Pression de vapeur en fonction de la température de l'eau.	83
Tableau VI. 6. Les résultats de calcul de la hauteur d'aspiration.	83
Tableau VI. 7. Les caractéristiques du moteur.	84
Tableau VII. 1. Les caractéristiques de l'adduction par refoulement	94
Tableau VII. 2. Calcul du volume de réservoir d'air	95

Tableau IX. 1. Les résultats de calcul du volume d'excavation	111
Tableau IX. 2. Les résultats de calcul du volume de lit de sable.	112
Tableau IX. 3. Les résultats de calcul du volume de remblai.	113
Tableau IX. 4. Volumes des travaux de l'adduction.....	113
Tableau IX. 5. Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	115
Tableau IX. 6. Temps de réalisation des opérations de l'adduction	116
Tableau IX. 7. Devis des différents travaux de pose de conduite.	117

Liste des planches

Planche 01 : Tracé de l'adduction existante et projetée des communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKI.

Planche 02 : Profil en long de la conduite de refoulement station de pompage – réservoir tampon.

Planche 03 : Profil en long de la conduite gravitaire réservoir tampon – point de piquage 6.

Planche 04 : Profil en long de la conduite gravitaire point de piquage 6 – château d'eau AYACHE.

Planche 05 : Plan de la station de pompage MITIDJA OUEST.

Table des matières

Introduction Générale	1
I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	3
I.1.Introduction	3
I.2. Situation Géographique.....	3
I.3. Les Caractéristiques Naturelles De La Zone D'étude :	4
I.3.1. La géologie	4
I.3.2. Le relief	4
I.3.3. Sismicité	4
I.3.4. Situation climatique.....	4
I.3.5. Hydrographie	5
I.4. Population	5
I.5. Activités :	7
I.6. Situation Hydraulique Actuelle	7
I.7. Ressources En Eau.....	7
I.8. Conclusion.....	7
II. DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ADDUCTION	10
II.1. Introduction	10
II.2. Les ressources en eau.....	10
II.3. Station de pompage	13
II.4. Ressource superficielle (Station monobloc).....	14
II.5. Conduites d'adduction	16
II.6. Conclusion	19
III. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE	21
III.1. Introduction.....	21
III.2. Evaluation de la population à l'horizon d'étude	21
III.3. Estimation des besoins en eau potable.....	22
III.3.1. Evaluation de la consommation moyenne journalière	22
III.3.1.1 Les besoins domestiques	22
III.3.1.2. Les besoins publics, agricoles et industriels	23
III.3.1.3 Fuites et gaspillages	24
III.3.2. Variation de la consommation journalière	25
III.3.2.1. Consommation maximale journalière	25
III.3.2.2. Consommation minimale journalière	25

III.3.3. Variation des débits horaires	26
III.3.3.1. Débit moyen horaire.....	27
III.3.3.2. Variation des débits horaires	27
III.4. Description de la ressource en eau	31
III.5. Bilan ressources - besoins en eaux	31
III.6. Conclusion	31
IV. ETUDE D'ADDUCTION.....	33
IV.1. Introduction	33
IV.2. Généralité sur l'adduction	33
IV.2.1. Définition.....	33
IV.2.2. Type de l'adduction.....	33
IV.3. Les critères de choix du tracé	34
IV.4. Choix des matériaux de canalisation :	36
IV.5. Les variantes d'adduction :	37
IV. 6. Etude des variantes d'adduction	44
IV.6.1. La Procédure de calcul de l'adduction :	44
IV.6.1.1. Cas de refoulement :	44
IV.6.1.2. Cas gravitaire.....	48
IV.6.2. Calcul de l'adduction.....	49
IV.6.2.1. La variante N°1	49
IV.6.2.1. La variante N°2	59
IV.7. Conclusion.....	66
V. RESERVOIR TAMPON.....	68
V.1. Introduction.....	68
V.2. Présentation générale des réservoirs	68
V.2.1. Définition d'un réservoir.....	68
V.2.2. Classification des réservoirs	68
V.2.3. Les rôles du réservoir	69
V.3. Définition d'un réservoir tampon	69
V.4. Dimensionnement du réservoir tampon.....	69
V.5. Les équipements du réservoir tampon	70
V.5.1. La conduite d'arrivée	70
V.5.2. La conduite de départ.....	70
V.5.3. La conduite de vidange	70
V.5.4. La conduite de trop plein.....	70
V.5.5. Les joints d'étanchéité	70

V.6. Hygiène et sécurité des réservoirs	72
V.7. Conclusion	72
VI. ETUDE DE POMPAGE	74
VI.1. Introduction	74
VI.2. Définition de la pompe	74
VI.3. Couplage des pompes	74
VI.4. Choix du type de pompe.....	74
VI.5. Choix du nombre de pompes	75
VI.6. Etude de pompage.....	75
VI.6.1. Courbe caractéristique de la conduite.....	75
VI.6.2. Choix du type de pompe	76
VI.6.3. Courbes caractéristiques de la pompe.....	77
VI.6.5. Les modes de réglage	80
VI.6.6. Etude de cavitation	82
VI.6.7. Calage de la pompe	83
VI.6.8. Le moteur éclectique	84
VI.7. Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	84
VI.7.1 Equipements en amont da la pompe	84
VI.7.2 Equipement en aval de la pompe.....	85
VI.8. Conclusion	86
VII. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER.....	88
VII.1. Introduction	88
VII.2. Définition du coup de bélier	88
VII.3. Les causes de coup de bélier	88
VII.4. Les risques liés aux coups de bélier	88
VII.4.1. Risque de forte pression	88
VII.4.2. Pression négative.....	88
VII.4.3. Fatigues des conduites.....	89
VII.5. Description physique du phénomène	89
VII.5.1. Phase 01.....	89
VII.5.2. Phase 02.....	89
VII.5.3. Phase 03.....	90
VII.5.4. Phase 04.....	91
VII.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	91
VII.6.1. Les moyens de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	91
VII.6.2. Calcul du réservoir anti bélier par la méthode de VIBERT	93

VII.7. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	95
VII.8. Conclusion.....	97
VIII. POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES.....	99
VIII.1. Introduction	99
VIII.2. Pose de canalisation	99
VIII.2.1. Principe de pose de canalisations.....	99
VIII.2.2. Les efforts agissant sur la conduite	99
VIII.2.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	100
VIII.3. Les accessoires	100
VIII.3.1. Les robinets vannes	100
VIII.3.2. Des clapets anti retour	102
VIII.3.3. Des ventouses	102
VIII.3.4. Des vannes de décharge	103
VIII.3.5. Un réservoir anti-bélier	103
VIII.3.6. By-pass.....	103
VIII.3.7. Des crépines	104
VIII.3.8. Les organes de mesure	104
VIII.4. Les organes de raccordement	106
VIII.4.1. Coudes.....	106
VIII.4.2. Cônes.....	106
VIII.4.3. Tés.....	106
VIII.4.4. Joints de démontage :.....	106
VIII.5. Conclusion :	106
IX. ORGANISATION DE CHANTIER.....	109
IX.1. Introduction	109
IX.2. Exécution des travaux	109
IX.3. Travaux concernant l'adduction.....	109
IX.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	110
IX.4.1. Déblais d'excavation	110
IX.4.1.1. La largeur du fond de la tranchée	110
IX.4.1.2. La profondeur de la tranchée.....	110
IX.4.2. Lit de sable.....	111
IX.4.3. Remblai compacté	112
IX.5. Choix des engins de terrassement	113
IX.5.1. La pelle hydraulique	114
IX.5.2. Bulldozer.....	114

IX.5.3. Chargeur	114
IX.5.4. Compacteur	114
IX.6. Planification des travaux	114
IX.6.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie	114
IX.6.2. Durée d'excavation.....	115
IX.6.3. Définitions des tâches et leurs durées	115
IX.7. Devis estimatif des travaux.....	117
IX.8. Conclusion	117
X. PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	119
X.1. Introduction.....	119
X.2. Définition des accidents de travail	119
X.3. Définition d'une maladie professionnelle	119
X.4. Les causes principales des accidents de travail	119
X.4.1. Le facteur matériel.....	120
X.4.2. Le facteur humain	120
X.5. Prévention	120
X.6. Les moyens de protection	120
X.6.1. Les moyens de protection collectifs.....	121
X.6.2. Les moyens de protection individuels.....	121
X.7. Conclusion	122
Conclusion Générale.....	124
BIBLIOGRAPHIE	126
Annexes	

Introduction Générale

Introduction Générale

Introduction Générale

Se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir une longue distance, a toujours été une priorité absolue pour l'homme, en raison de la nécessité de cette ressource dans la plupart des secteurs de l'activité humaine.

Pour cela, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau aux populations, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que cette eau soit potable. C'est alors au niveau de ces deux aspects que réside les problèmes hydrauliques en général.

Le manque d'approvisionnement en eau potable peut être dû à la qualité de l'eau, l'inexistence ou d'insuffisance de système d'adduction et de distribution d'eau ou de stratégies visant à rendre l'eau potable accessible aux populations.

Pour notre part, nous avons choisi d'étudier le système d'adduction d'eau potable des communes de AHMER EL AIN et de BOURKIKI dans la wilaya de TIPAZA afin de relever les différentes préoccupations des populations en matière d'eau, de proposer un projet d'adduction d'eau potable à cette région et de faire des recommandations pertinentes en vue d'y assurer une sécurité hydraulique durable. C'est dans cet ordre d'idée que nous avons intitulé ce mémoire « adduction d'eau des communes AHMER EL AIN et BOURKIKI à partir de la station de pompage MITIDJA OUEST ». Il s'agira ainsi de répondre à la question suivante : quel système d'adduction en eau potable efficace pour les communes d'AHMER ELAIN et BOURKIKI ?

En effet, il y a lieu de relever que d'énormes efforts doivent être faits pour la mobilisation aussi bien de moyens humains, matériels que de ressources financières afin de doter la zone d'un système d'alimentation en eau potable. Cet ambitieux projet doit faire l'objet d'une étude soignée afin de répondre au besoin du futur consommateur.

La présente étude a donc pour objectif de mettre en place un système efficace et durable d'adduction en eau potable, et de proposer des solutions techniques susceptibles de prémunir les communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKI contre les difficultés d'approvisionnement en eau jusqu'à l'horizon 2045.

Ainsi, l'étude s'articule autour des points suivants :

- Détermination du besoin en eau potable des communes AHMER EL AIN et BOURKIKI.
- Dimensionnement du réseau d'adduction et de réservoir.
- Etude de pompage.
- Protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier.
- Organisation du chantier et protection de travail.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi les facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération comme la démographie et l'urbanisme, les données hydrauliques propres au système d'alimentation en eau potable, ainsi que de la connaissance de la géologie, le climat et la sismicité de la région, ceci nous permet de bien aborder notre travail.

I.2. Situation Géographique

Le territoire des deux communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKA est situé au sud-est de la wilaya de TIPAZA, il est délimité comme suit :

- Au Nord par la commune de Sidi rached.
- Au Nord-Est par la commune d'Attatba.
- Au Sud et À l'Est par la Wilaya de Blida.
- À l'Ouest par la commune de Merad.
- Au Nord-Ouest par la commune de Hadjout.

Cette zone est située dans la partie occidentale de la plaine de la MITIDJA et à 80 km de la ville d'ALGER, cela lui permet d'occuper un rôle important sur le plan économique et administratif.

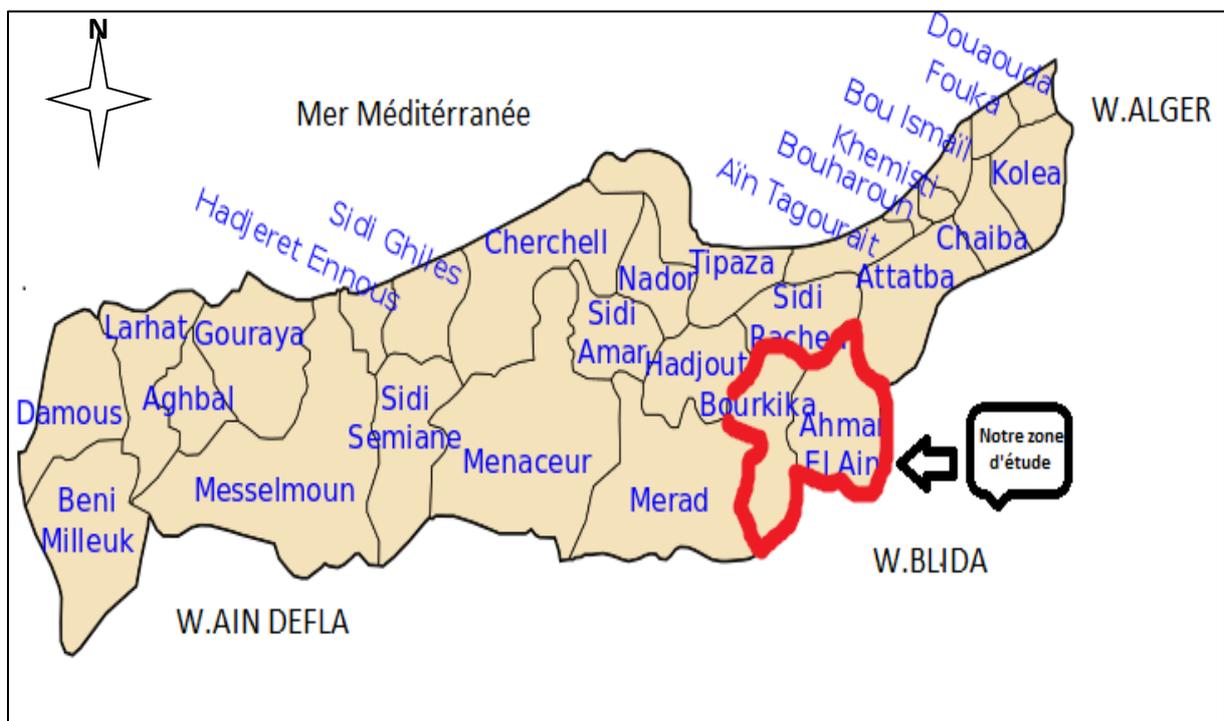


Figure I. 1. Situation géographique de la zone d'étude [Organisation administrative de la Wilaya de Tipaza]

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.3. Les Caractéristiques Naturelles De La Zone D'étude :

On peut citer comme caractéristiques :

I.3.1. La géologie

Les communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKA se caractérisent par un relief dominé par des formations argilo-limoneuses, argilo-calcaires très profondes qui convient à toutes les cultures, en particulier aux cultures pérennes (vignes et agrumes).

I.3.2. Le relief

La zone d'étude est caractérisée par deux types de relief, tel que, le nord est occupé par la plaine de la Mitidja (environ 70% de la superficie) qui est un terrain relativement plat et très peu accidentés, néanmoins, une légère déclivité progressive est enregistrée du côté Sud.

I.3.3. Sismicité

Les communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKA sont dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable.

Selon la nouvelle classification établie par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003), cette zone se situe dans la zone sismique III (c'est-à-dire une intensité de séisme moyenne), cette condition doit être prise en considération lors des calculs du génie civil.

I.3.4. Situation climatique

Notre zone d'étude a un climat méditerranéen tempéré, caractérisée essentiellement par des hivers humides et pluvieux (octobre jusqu'à avril) avec des précipitations abondantes et des étés relativement chauds et secs (mai jusqu'à septembre).

D'après les observations de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques), les caractéristiques du climat des dix dernières années sont les suivantes :

Température

C'est une région à hivers doux et a été chaud. Durant les saisons froides la température minimale absolue est inférieure à 10,8 °C, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale absolue est supérieure à 26 °C.

le vent

Les directions dominantes sont celles de l'Ouest au Nord-Est. Les vents d'Ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Humidité

La variation de l'humidité de l'air au cours de l'année est donnée par le tableau suivant :

Tableau I. 1.humidité moyenne mensuelle.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité moyenne (%)	83,5	79,8	80,6	76,4	76,1	73,4	71,9	74,8	75,7	79,9	79,3	85,5

Source : DRE de Tipaza.

Pluviométrie

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type de réseau d'assainissement à projeter. Les communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKKA sont caractérisées par des précipitations moyennes annuelles variant entre 400 et 1000 mm/an.

Les pluies sont irrégulières et surtout torrentielles en haute altitude, la sécheresse caractérise les mois de juin, juillet et aout ; mais d'une année à une autre, elle peut être précoce (mai) ou tardive (octobre).

Tableau I. 2.Répartition mensuelle de la pluviométrie.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluviométrie (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	01	01	23,7	51,3	142	134

Source : ANRH.

I.3.5. 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.4. Population

D'après l'APC des deux communes AHMER EL AIN et BOURKIKKA la population totale de la zone d'étude atteignait en 2008 les 54341 habitants, cette population est répartie comme suit entre les deux communes et leurs localités :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 3.Répartition de la population en 2008.

COMMUNE	LOCALITES	NOMBRE D'HABITANTS	TOTAL
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	15 103	33000
	B. BEN OMAR	2222	
	BOUHADA	942	
	HOUARI AEK	1191	
	SOUIDANI BOUDJEM	386	
	05 MARTYRS	2 976	
	KHELIFA TAYEB	718	
	BELALIA MAAMRI	345	
	VANOUNI	82	
	LAHOUEL AICHA	373	
	LAHCEN AICHA	475	
	HAMIA	556	
	DOUAR (HAMIA 2)	286	
	MAAMERI	411	
	HSSASSENA	567	
	MERKADA	402	
	DOUADI	1754	
	YAFFOUFI	622	
	BOUZIANE	297	
	YAZZA YAKHLEF	832	
	KACEME ALI	457	
MEZIANE BEN AICHA	791		
SADEK RABAH	237		
BOUZID MILOUD	328		
OULED HMIDANE	647		
BOURKIKA	CHEF LIEU	10 568	20850
	AS SAHEL	2 534	
	AS KERFA1.2HENNII	2 206	
	AS AYACHE 1	566	
	KADAI	550	
	HENNI2 +ZERDALI	491	
	HENNI3+ALI	354	
	M'BAREK+BOUDOUMA		
	BELALIA(KAPRABATI	520	
	ORAGENIAS		
	CHAPIROU	100	
	DJEBOURI 1 + SI OTHMANE	607	
	DJEBOURI 2 + DAS KADAI	525	
	TOUMI+KAPRA TOUMI	485	
	TEMAR	420	
	+CHADOULI+SIAYACHE		
	SI MEHIEDDINE	467	
CHEVALIER + GUITOUNE	454		

Source : SEAAL (d'après l'APC d'Ahmer El Ain et Bourkika.)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.5. 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).

Les cultures principales de cette zone sont les agrumes, l'arboriculture fruitière, la pomme de terre, les fourrages et les céréales.

I.6. Situation Hydraulique Actuelle

A partir des missions effectuées sur site par les ingénieurs de la SEAAL, ils ont pu établir une description générale du réseau d'AEP actuel de la zone d'étude.

Les deux communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKI sont alimentées à partir de la STATION MITIDJA OUEST avec une conduite d'adduction par refoulement, présentant plusieurs ramifications vers les réservoirs existants et des piquages vers les douars tout au long de la conduite (Figure I.2).

Le réseau d'adduction est constitué de plusieurs diamètres et différents matériaux, et à cause du nombre des piquages importants, son état s'est dégradé.

Le réseau de distribution est de type mixte (ramifié et maillé) dont les conduites sont soit en PEHD ou en acier, il couvre toutes les localités des communes AHMER EL AIN et BOURKIKI.

I.7. Ressources En Eau

La zone est alimentée à partir des champs de captage MITIDJA OUEST et du barrage d'ALMUSTAKBLE (wilaya d'AIN DEFLA).

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, météorologique, géologique, démographique ainsi qu'un aperçu de la situation hydraulique actuelle, et la diversité des ressources en eau.

Cette étape qui consiste à récolter des données et de vérifier leur fiabilité est sans doute la phase la plus importante dans la réalisation de notre projet.

Chapitre II :

Diagnostic du système d'adduction

II. DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ADDUCTION

II.1. Introduction

Après avoir fait une description générale de notre zone d'étude. Le but de ce présent chapitre est d'établir un diagnostic physique du système actuel d'adduction en eau potable des communes d'AHMER EL AIN et de BOURKIKI (ressources en eau, conduites d'adduction et station de pompage), afin de contribuer à l'amélioration de la situation.

II.2. Les ressources en eau

Les communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKI sont alimentés à partir de plusieurs champs de captage.

Le premier se situe à la MITIDJA OUEST contenant 09 forages délivrant un débit de 183.34 m³/h vers la station de pompage BRAHIM BEN OMAR équipée de 3 pompes travaillant en alternance et 2 réservoirs de 500 m³ chacun, cette station alimente le chef-lieu de la commune d'AHMER EL AIN et toutes les zones éparses situées sur l'axe routier de la RN n°42 jusqu'à la commune de BOURKIKI y compris cette dernière.

La deuxième chaîne de captage se trouve au nord de la commune d'AHMER EL AIN et se compose de 4 forages, elle alimente les localités et les douars voisins par un débit de 107 m³/h.

Le troisième champ se situe à la localité du SAHEL, il alimente l'ensemble des localités de la commune de BOURKIKI par un débit de 93.2 m³/h.

Il existe aussi des forages dispersés qui injectent directement vers la conduite de refoulement et alimentent les villages voisins HENNI et KERFA.

Par ailleurs, trois forages situés entre les deux communes AHMER EL AIN et ATTATBA ont été réalisés, ils vont éventuellement renforcer la capacité d'approvisionnement en eau potable d'AHMER EL AIN de 45 l/s.

Les tableaux II.1 et II.2 résument les caractéristiques ainsi que l'état des forages existants à travers AHMER EL AIN et BOURKIKI :

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

Tableau II. 1. Les forages d'AEP existants au niveau d'AHMER EL AIN et BOURKIKKA

Désignation du champ de captage	Nom du forage	Q (l/s)	Etat
MITIDJA OUEST AHMER EL AIN	F ₂	5	En exploitation
	F ₆	2.77	En exploitation
	F ₈	4.5	En exploitation
	F ₉	5	En exploitation
	F ₁₀	5.83	En exploitation
	F ₁₁	10.33	En exploitation
	F ₁₂	7.5	En exploitation
	F ₁₃	10	En exploitation
	F _{Si Lahoul}	9.72	En exploitation
	F _{Markada}	5	En exploitation
	F _{SI douadi}	5	En exploitation
	F _{khelifatayeb}	10	En exploitation
3 forages de Attatba	45	En cours de réalisation	
BOURKIKKA	F1Henni	6.94	En exploitation
	F2Kerfa	2.77	En exploitation
	F3	3.06	En exploitation
	F4	5.83	En exploitation
	F5	4.16	En exploitation
	F6 Djebouri	7	En exploitation
	F1Sahel	10	En exploitation
	F1Chevalier	3.89	En exploitation
	F18Si ayache	5	En exploitation

Source : SEAAL.

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

Tableau II. 2. Tableau détaillant l'état des forages suivis à la commune d'AHMER EL AIN

Forage	Débit (l/s)	Etat d'exploitation	Ventouse	Vanne	Génie civil	Armoire électrique	Appareil de mesure (pression et débit)	Sonde	Autres remarques
F ₁	-	à l'arrêt	-	-	-	-	-	-	-
F ₂	5	à l'arrêt	En corrosion	Bon état		Bon état	Bon état	Bon état	-
F ₃	-	à sec	-	-		-	-	-	-
F ₄	-	à sec	-	-		-	-	-	-
F ₅	-	à sec	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	-
F ₆	2.77	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	-
F ₇	-	à l'arrêt	-	-	-	-	-	-	-
F ₈	4.5	Bon état	à remplacer	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	-
F ₉	5	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état
F ₁₀	5.83	En marche	Vétuste		Bon état	Bon état	Bon état		La trappe en mauvais état.
F ₁₁	10.33	Bon état	Bon état		Bon état	Bon état	Bon état		-
F ₁₂	7.5	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	-
F ₁₃	10								
F _{Si Lahoul}	9.72	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état
F _{Markada}	5	Fonctionnel	Vétuste		Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Grillage extérieur non entretenu.
F _{SI douadi}	5	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	-
F _{khelifatayeb}	10	à l'arrêt	Dégradée	Bon état		En panne	Bon état	Bon état	Ventouse dégradée
3 forages de Atatba	45	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	Bon état	-

Source : SEAAL

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

II.3. Station de pompage

C'est une station qui fonctionne avec trois pompes en alternance, c'est-à-dire, deux pompes fonctionnent et une est à l'arrêt. Les pompes sont en bon état, sauf que les presses étoupes sont à remplacer.

Comme nous l'avons déjà mentionné, la station de pompage MITIDJA OUEST (située à douar BRAHIM BEN OMAR) alimente la commune d'AHMER EL AIN et BOURKIKA à partir de deux réservoirs de 500 m³ chacun. Ces derniers sont remplis à partir du champ de captage MITIDJA OUEST et aussi à partir des eaux provenant du barrage d'AL MOUSTAKBEL (wilaya d'AIN EL DEFLA)



Figure II. 1 Groupe électropompes dans la station de pompage MITIDJA OUEST (17/08/2017)



Figure II. 2. Réservoir 500 m³ et le javelisateur (17/08/2017)

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

La cote du radier de la station de pompage est égale à 82.89 m, et les trois pompes sont du même type, travaillant en parallèle à un temps de pompage de 24h/24 et leurs caractéristiques sont comme suit :

- Marque : ATURIA.
- Type : NZM125, N° 150B14.
- Débit 144 m³/h et HMT est 120m.
- Nombre de tour/min : 1480 tr/min.
- Année de mise en service 18-04-2003.

Les réservoirs sont semi-enterrés, ainsi que les pièces accessoires sont en bon état et bien entretenus.

II.4. Ressource superficielle (Station monobloc)

La mini-station (monobloc) est une station complète de traitement d'eau. Elle a une capacité importante d'eau potable produite à partir des eaux de surface, elle a été mise en service à la saison 2003/2004, et elle est en bon état.

La qualité de l'eau potable traitée répond aux exigences (normes) de l'Organisation Mondiale de la santé (O.M.S).

Elle est d'une capacité nominale de 216 m³/h donc de 5184 m³/j. Elle puise ses eaux à partir du barrage d'AL MOUSTAKBEL (wilaya d'AIN DEFLA), son rôle est de les traiter avant qu'elles ne soient transférées vers les réservoirs de la station de pompage MITIDJA OUEST.

Le procédé de traitement de l'eau se fait en deux étapes :

➤ La première étape

Elle comprend le traitement par coagulation- floculation qui sert à agglomérer les matières colloïdales contenues dans l'eau par formation des floccs à l'aide de sulfate d'aluminium. Ce traitement est suivi par une clarification (par décantation) qui permet la précipitation des floccs au fond des décanteurs.

Les deux figures suivantes présentent le bassin de coagulation et les pompes doseuses :



Figure II. 3. Le bassin de coagulation et de floculation(17/08/2017)

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction



Figure II. 4.La pompe doseuse du polymère(17/08/2017).

➤ La deuxième étape

Elle consiste en une filtration sur sable (figure II.5) , qui a pour objet d'éliminer les matières encore en suspension dans l'eau.



Figure II. 5.Le Filtre à sable(17/08/2017)

Pour le contrôle biologique et la désinfection des eaux traitées, on procède à des injections de chlore tout au long de la chaîne de traitement.

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction



Figure II. 6. La station monobloc (17/08/2017)

II.5. Conduites d'adduction

A cause de l'insuffisance des données concernant la commune de BOURKIKI. Nous parlerons dans cette partie que des conduites d'adduction de la commune d'AHMER EL AIN.

L'adduction des forages F12 jusqu'à l'interception du forage F11 est en fonte de diamètre 100 mm sur une longueur de 432m. De ce point d'interception du F11 jusqu'au point d'intersection des adductions des forages F10 et F9, la conduite est faite en fonte de diamètre 150 mm sur une longueur de 252 m et elle est en bon état.

L'adduction reliant cette intersection et la station de pompage collectant les forages F10, F9, F8, F7 et F2 est réalisée en deux tronçons, le premier en amiante ciment de diamètre 200 mm et de 1375 m de longueur et le deuxième en PVC à joint de diamètre 200 mm sa longueur est de 1659 m. ces deux tronçons sont aussi en bon état.

L'adduction des forages F6, F5 et F4 vers la station de pompage est réalisée respectivement de F6 à F5 avec une conduite en amiante ciment de diamètre 100 mm sa longueur est 533 m, de F5 à F4 également avec de l'amiante ciment de diamètre 150 mm et de longueur 387 m. De F4 à la station de pompage est réalisée en PVC de diamètre 150 mm et de longueur 290 m.

Le refoulement de la station de pompage vers AHMER EL AIN et BOURKIKI est réalisé en deux tronçons, le premier est en amiante ciment de diamètre 400 mm jusqu'au SAHEL et le deuxième est de même type de matériaux avec un diamètre de 200 mm allant du SAHEL vers réservoir 1000 m³ de BOURKIKI. Des fuites sont aperçues au niveau de ces deux tronçons.

Les deux figures qui suivent, représentent des schémas simplifiés de l'adduction d'AHMER EL AIN et BOURKIKI.

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

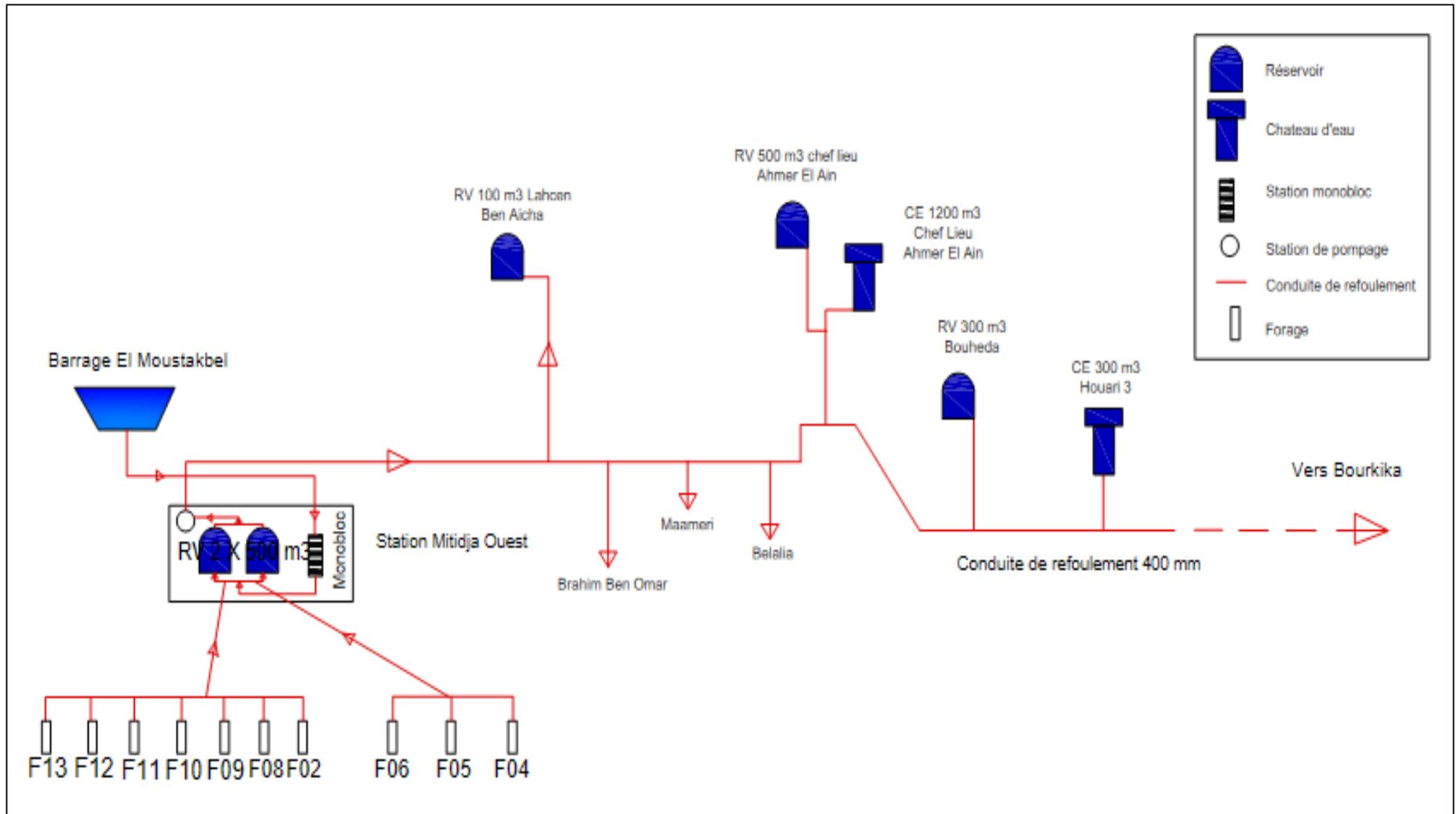


Figure II. 7.Schéma simplifié de l'adduction d'AHMER EL AIN et BOURKIKA (partie 01).

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

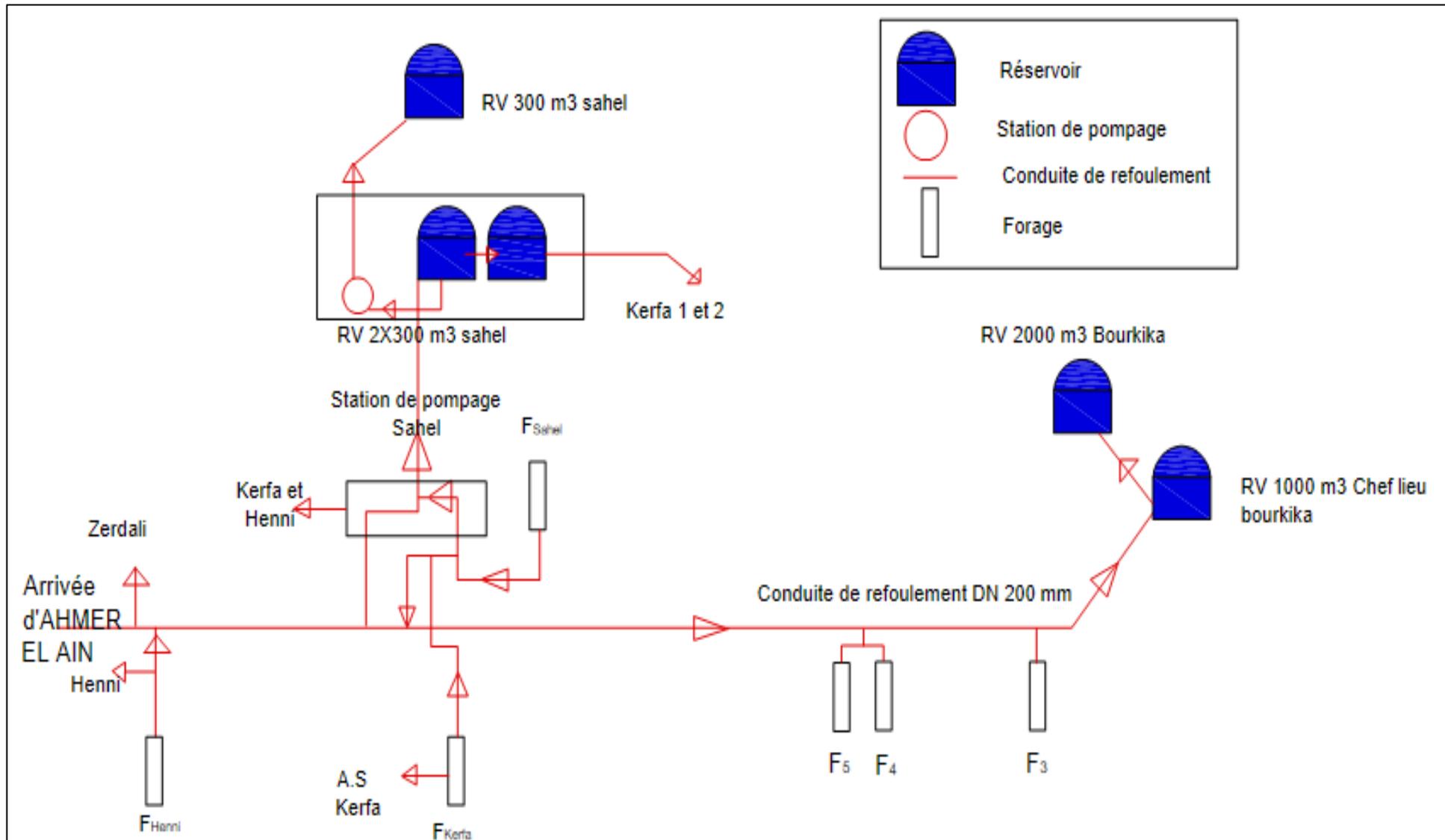


Figure II. 8.Schéma simplifié de l'adduction d'AHMER EL AIN et BOURKIKA (partie 02).

CHAPITRE II : Diagnostic du système d'adduction

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit la situation physique du système d'adduction en eau potable des communes d'AHMER EL AIN et BOURKIKI dont nous avons relevé certaines remarques :

- Les forages dans leurs majorités sont en bon état.
- Les groupes électropompes sont en bon état, ainsi que la station monobloc.
- Compte tenu, du problème sanitaire posé par l'utilisation de matériaux en amiante dans l'alimentation. Nous recommandons la réfection des conduites d'adduction en amiante ciment par des conduites en plastique ou en fonte.

Chapitre III :

ESTIMATION DES
BESOINS EN EAU
POTABLE

III. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous déterminons les besoins en eau potable nécessaires et suffisants pour les agglomérations concernées par l'étude, à la suite d'une estimation de leur population pour l'horizon 2045. Ces besoins nous servent pour déterminer les débits nécessaires au dimensionnement des ouvrages formant le système d'adduction en eau potable à projeter afin de garantir les besoins en eau.

III.2. Evaluation de la population à l'horizon d'étude

L'évolution du nombre d'habitants se calcule suivant une loi statistique prenant en compte la population à l'année de référence et le taux d'accroissement démographique, tel que :

$$P_n = P_0 \times (1 + \alpha)^n \text{ (III.1)}$$

Avec :

P_0 : Population à l'année de recensement (2008).

α : Taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le tableau ci-dessous donne les taux d'accroissement qui varient selon l'année et selon la zone :

Tableau III. 1. Variation des taux d'accroissement.

COMMUNE	LOCALITES	Taux d'accroissement				
		α 08/14 (%)	α 14/17 (%)	α 17/25 (%)	α 25/40 (%)	α 40/45 (%)
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	2,50	2,50	2,27	1,80	1,80
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	2,50	2,50	2,27	1,80	1,80
	ZONES EPARSEES	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
BOURKIKI	CHEF LIEU	2,40	2,40	2,30	2,00	2,00
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	2,40	2,40	2,30	2,00	2,00
	ZONES EPARSEES	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Source : SEAAL.

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

Le tableau ci-après résume l'évolution de la population entre l'année actuelle (2017) et à l'horizon d'étude c'est-à-dire après 28 ans (2045).

Tableau III. 2. Tableau récapitulatif de l'évolution de la population.

COMMUNE	LOCALITES	P ₀	POPULATION	
			2017	2045
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	15103	27192	41703
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	7265	16759	23740
	ZONES EPARSEES	10632	12195	15931
BOURKIKA	CHEF LIEU	10568	26383	37079
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	6256	10132	15404
	ZONES EPARSEES	4026	4403	5818
TOTALE		53850	97064	139675

III.3. Estimation des besoins en eau potable

Les réseaux publics de distribution d'eau potable doivent satisfaire les besoins en eau domestiques, ceux des services publics et les besoins agricoles et industriels, chaque catégorie de consommateur a son propre régime de consommation qui nous donnera un aperçu sur son régime de travail ainsi que son dimensionnement.

III.3.1. Evaluation de la consommation moyenne journalière

III.3.1.1 Les besoins domestiques

L'évaluation de la consommation domestique dépend de l'évolution démographique des localités et la quantité d'eau distribuée c'est-à-dire la dotation, qui est en relation directe avec le type de l'agglomération et les habitudes de la population.

Les besoins se calculent suivant la loi :

$$Q_{moy,j} = \frac{D \times N}{1000} \quad (III.2)$$

Avec : D: dotation en (l/j/habitant).

N : nombre d'habitants.

✚ La dotation est la consommation journalière pour chaque habitant, elle tient compte de :

- L'évolution de la consommation dans le temps.
- Les extensions possibles de l'agglomération.
- La population saisonnière.

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

Forfaitairement, on peut attribuer les dotations suivantes :

- Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 habitants : 125 litre/jour/hab.
- Commune dont la population est supérieure à 2000 habitants :
 - Villes moins de 20000 habitants : 150 à 200 l/j/hab.
 - Ville de 20000 à 100000 habitants : 200 à 300 l/j/hab.
 - Ville de plus de 100000 habitants : 300 à 350 l/j/hab.

Les dotations choisies sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III. 3. Variation de la dotation

ANNEE	DOTATION (l/j/hab)	
	2017	2045
CHEF LIEU	150	180
AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	150	170
ZONES EPARSEES	125	125

Le tableau ci-dessous englobe les besoins en eau domestiques :

Tableau III. 4. tableau récapitulatif les besoins en eaux domestiques

COMMUNE	LOCALITES	BESOINS EN EAU DOMESTIQUES (m3/j)	
		2017	2045
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	4078,8	7506,54
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	2513,85	4035,8
	ZONES EPARSEES	1524,375	1991,375
BOURKIKKA	CHEF LIEU	3957,45	6674,22
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	1519,8	2618,68
	ZONES EPARSEES	550,375	727,25
TOTAL		14144,65	23553,865

III.3.1.2. Les besoins publics, agricoles et industriels

Etant donné la fluctuation de la consommation publique, agricole et industrielle dans notre zone d'étude et en absence de données fiables, la SEAAAL préconise de procéder à une majoration de la consommation domestique de 35% pour les zones semi-urbaines et de 25% pour les zones semi-rurales et rurales (zones éparses), ces coefficients sont choisis en fonction

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

de l'évolution de la population et du type des agglomérations. Nous appliquerons ces coefficients dans nos calculs des besoins en eau.

Tableau III. 5.la consommation globale des deux communes.

COMMUNE	LOCALITES	COEFFICIENT DEMAJORATION	BESOINS TOTALES (m3/j)	
			2017	2045
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	35%	5506,38	10133,83
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	35%	3393,70	5448,33
	ZONES EPARSEES	25%	1905,47	2489,22
BOURKIKI	CHEF LIEU	35%	5342,56	9010,20
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	35%	2051,73	3535,22
	ZONES EPARSEES	25%	687,97	909,06
TOTAL		-	18887,80	30616,79

III.3.1.3 Fuites et gaspillages

Les fuites et le gaspillage de l'eau dans les réseaux sont parfois importants. Tenant compte de l'ancienneté du réseau de distribution de la zone d'étude, son rendement est estimé à 60% à court terme et 80% à long terme (d'après la SEAAL).

Les résultats finaux des besoins globaux en eaux sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 6.tableau récapitulatif des besoins totaux en eaux.

COMMUNE	LOCALITES	COEFFICIENT DE FUTES ET GASPILLAGES		Qmoy,j (m3/j)	
		2017	2045	2017	2045
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	40%	20%	7708,93	12160,59
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES			4751,18	6538,00
	ZONES EPARSEES			2667,66	2987,06
BOURKIKI	CHEF LIEU			7479,58	10812,24
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES			2872,42	4242,26
	ZONES EPARSEES			963,16	1090,88
TOTAL		-	-	26442,92	36740,15

III.3.2. Variation de la consommation journalière

III.3.2.1. Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport qui nous indique 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 on peut écrire :

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

Avec :

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

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

Et : $K_{max,j} \in [1,1 ; 1,3]$; on prend $K_{max,j} = 1,3$

Alors : $Q_{max,j} = 1,3 \times Q_{moy,j}$.

III.3.2.2. Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport qui nous indique 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 minimal et noté $K_{min,j}$, ainsi on peut écrire :

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

Avec :

$Q_{min,j}$: consommation minimale journalière (m^3/j).

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

Et : $K_{min,j} \in [0,7 ; 0,9]$; on prend $K_{min,j} = 0,9$

Alors : $Q_{min,j} = 0,9 \times Q_{moy,j}$.

Les tableaux ci-dessous regroupent les résultats des consommations maximales et minimales journalières :

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

Tableau III. 7. Consommation maximales et minimales journalières en 2017.

COMMUNE	LOCALITES	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$k_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	7708,93	1,30	10021,61	0,90	6938,04
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	4751,18		6176,53		4276,06
	ZONES EPARSEES	2667,66		3467,95		2400,89
BOURKIKA	CHEF LIEU	7479,58		9723,45		6731,62
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	2872,42		3734,15		2585,18
	ZONES EPARSEES	963,16		1252,10		866,84
TOTALE		26442,92	-	34375,80	-	23798,63

Tableau III. 8. Consommations maximales et minimales journalières en 2045.

COMMUNE	LOCALITES	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$k_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	12160,59	1,30	15808,77	0,90	10944,54
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	6538,00		8499,40		5884,20
	ZONES EPARSEES	2987,06		3883,18		2688,36
BOURKIKA	CHEF LIEU	10812,24		14055,91		9731,01
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	4242,26		5514,94		3818,03
	ZONES EPARSEES	1090,88		1418,14		981,79
TOTALE		36740,15	-	47762,20	-	32823,13

En récapitulant :

$$Q_{max,j 2017} = 34375,80 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$Q_{max,j 2045} = 47762,20 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le débit maximal journalier nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage, tandis que le débit de pointe horaire est utilisé pour dimensionner le réseau de distribution.

III.3.3. Variation des débits horaires

Dans une journée le débit varie d'une heure à une autre, la somme des débits horaires correspond au débit maximal journalier.

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

III.3.3.1. Débit moyen horaire

Pour des raisons de sécurité, le débit moyen horaire se calcule depuis la journée ayant la consommation la plus élevée ($Q_{max,j}$) à partir de cette relation :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} = K_{max,j} \frac{Q_{moy,j}}{24} \text{ (III.5)}$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier.

Les débits moyens horaires pour chaque commune sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9.les débits moyens horaires.

COMMUNE	LOCALITES	$Q_{max,j}$ (m^3/j) 2017	$Q_{max,j}$ (m^3/j) 2045	$Q_{moy,h}$ (m^3/h) 2017	$Q_{moy,h}$ (m^3/h) 2045
AHMER EL AIN	CHEF LIEU	10021,61	15808,77	417,57	658,70
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	6176,53	8499,40	257,36	354,14
	ZONES EPARSEES	3467,95	3883,18	144,50	161,80
BOURKIKA	CHEF LIEU	9723,45	14055,91	405,14	585,66
	AGGLOMERATIONS SECONDAIRES	3734,15	5514,94	155,59	229,79
	ZONES EPARSEES	1252,1	1418,14	52,17	59,09
TOTALE		34375,8	47762,20	1432,33	1990,09

III.3.3.2. Variation des débits horaires

Ces débits sont calculés par la formule suivante :

$$Q_h = Q_{max,j} \cdot K_h$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire (m^3/h).

K_h : coefficient d'irrégularité horaire.

Le coefficient d'irrégularité horaire dépend du nombre d'habitants, il est présenté en Annexe 01.

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

Tableau III. 10. Variation des débits horaires pour l'année 2017

Heure	AHMER EL AIN			BOURKIKKA		
	$Q_{\max,j} = 19666,09 \text{ m}^3/\text{J}$			$Q_{\max,j} = 14709,7 \text{ m}^3/\text{J}$		
	C_h (%)	Q_h (m^3/h)	Q_h cumulé	C_h (%)	Q_h (m^3/h)	Q_h cumulé
0_1	1,00	196,66	196,66	1,50	220,65	220,65
1_2	1,00	196,66	393,32	1,50	220,65	441,29
2_3	1,00	196,66	589,98	1,50	220,65	661,94
3_4	1,00	196,66	786,64	1,50	220,65	882,58
4_5	2,00	393,32	1179,97	2,50	367,74	1250,32
5_6	3,00	589,98	1769,95	3,50	514,84	1765,16
6_7	5,00	983,30	2753,25	4,50	661,94	2427,10
7_8	6,50	1278,30	4031,55	5,50	809,03	3236,13
8_9	6,50	1278,30	5309,84	6,25	919,36	4155,49
9_10	5,50	1081,63	6391,48	6,25	919,36	5074,85
10_11	4,50	884,97	7276,45	6,25	919,36	5994,20
11_12	5,50	1081,63	8358,09	6,25	919,36	6913,56
12_13	7,00	1376,63	9734,71	5,00	735,49	7649,04
13_14	7,00	1376,63	11111,34	5,00	735,49	8384,53
14_15	5,50	1081,63	12192,98	5,50	809,03	9193,56
15_16	4,50	884,97	13077,95	6,00	882,58	10076,14
16_17	5,00	983,30	14061,25	6,00	882,58	10958,73
17_18	6,50	1278,30	15339,55	5,50	809,03	11767,76
18_19	6,50	1278,30	16617,85	5,00	735,49	12503,25
19_20	5,00	983,30	17601,15	4,50	661,94	13165,18
20_21	4,50	884,97	18486,12	4,00	588,39	13753,57
21_22	3,00	589,98	19076,11	3,00	441,29	14194,86
22_23	2,00	393,32	19469,43	2,00	294,19	14489,05
23_24	1,00	196,66	19666,09	1,50	220,65	14709,70
Somme	100,00	19666,09	-	100,00	14709,70	-

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

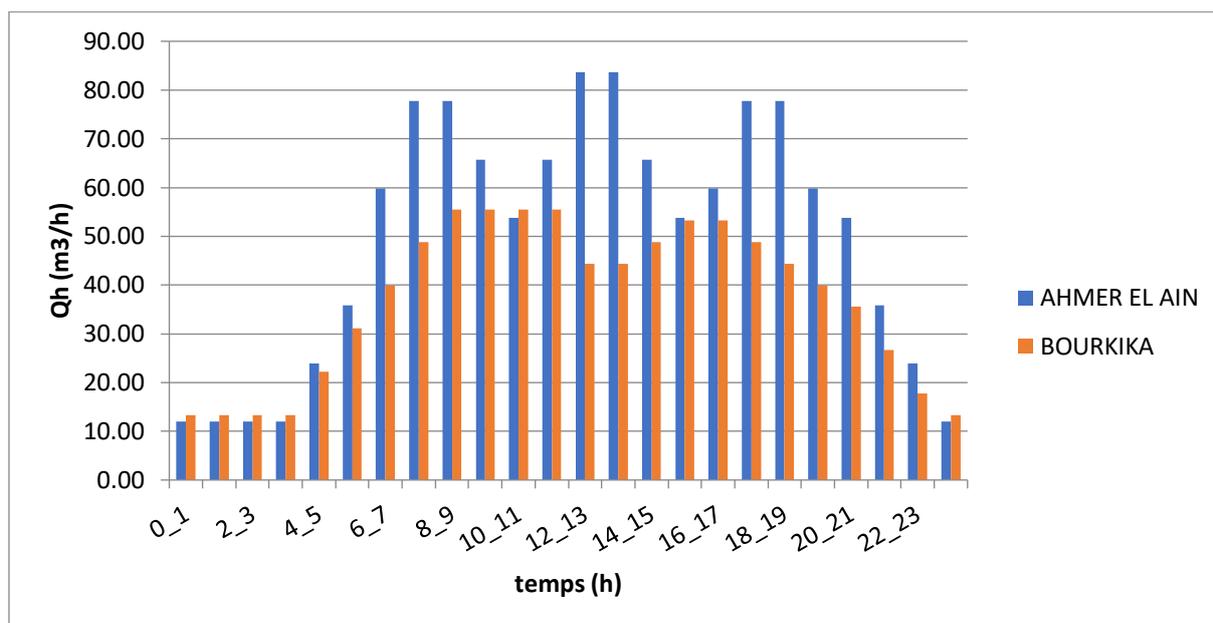


Figure III. 1. Graphique de Variation du débit horaire pour l'année 2017

Tableau III. 11. Variation du débit horaire pour l'année 2045

Heure	AHMER EL AIN			BOURKIKA		
	Q _{max,j} = 28191,35 m ³ /j			Q _{max,j} = 20988,99 m ³ /j		
	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)	Q _h cumulé	C _h (%)	Q _h (m ³ /h)	Q _h cumulé
0_1	1,00	281,91	281,91	1,50	314,83	314,83
1_2	1,00	281,91	563,83	1,50	314,83	629,67
2_3	1,00	281,91	845,74	1,50	314,83	944,50
3_4	1,00	281,91	1127,65	1,50	314,83	1259,34
4_5	2,00	563,83	1691,48	2,50	524,72	1784,06
5_6	3,00	845,74	2537,22	3,50	734,61	2518,68
6_7	5,00	1409,57	3946,79	4,50	944,50	3463,18
7_8	6,50	1832,44	5779,23	5,50	1154,39	4617,58
8_9	6,50	1832,44	7611,66	6,25	1311,81	5929,39
9_10	5,50	1550,52	9162,19	6,25	1311,81	7241,20
10_11	4,50	1268,61	10430,80	6,25	1311,81	8553,01
11_12	5,50	1550,52	11981,32	6,25	1311,81	9864,83
12_13	7,00	1973,39	13954,72	5,00	1049,45	10914,27
13_14	7,00	1973,39	15928,11	5,00	1049,45	11963,72
14_15	5,50	1550,52	17478,64	5,50	1154,39	13118,12
15_16	4,50	1268,61	18747,25	6,00	1259,34	14377,46
16_17	5,00	1409,57	20156,82	6,00	1259,34	15636,80
17_18	6,50	1832,44	21989,25	5,50	1154,39	16791,19

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

Heure	AHMER EL AIN			BOURKIKA		
	C _h (%)	Q _h	Q _h cumulé	C _h (%)	Q _h	Q _h cumulé
18_19	6,50	1832,44	23821,69	5,00	1049,45	17840,64
19_20	5,00	1409,57	25231,26	4,50	944,50	18785,15
20_21	4,50	1268,61	26499,87	4,00	839,56	19624,71
21_22	3,00	845,74	27345,61	3,00	629,67	20254,38
22_23	2,00	563,83	27909,44	2,00	419,78	20674,16
23_24	1,00	281,91	28191,35	1,50	314,83	20988,99
Somme	100,00	28191,35	-	100,00	20988,99	-

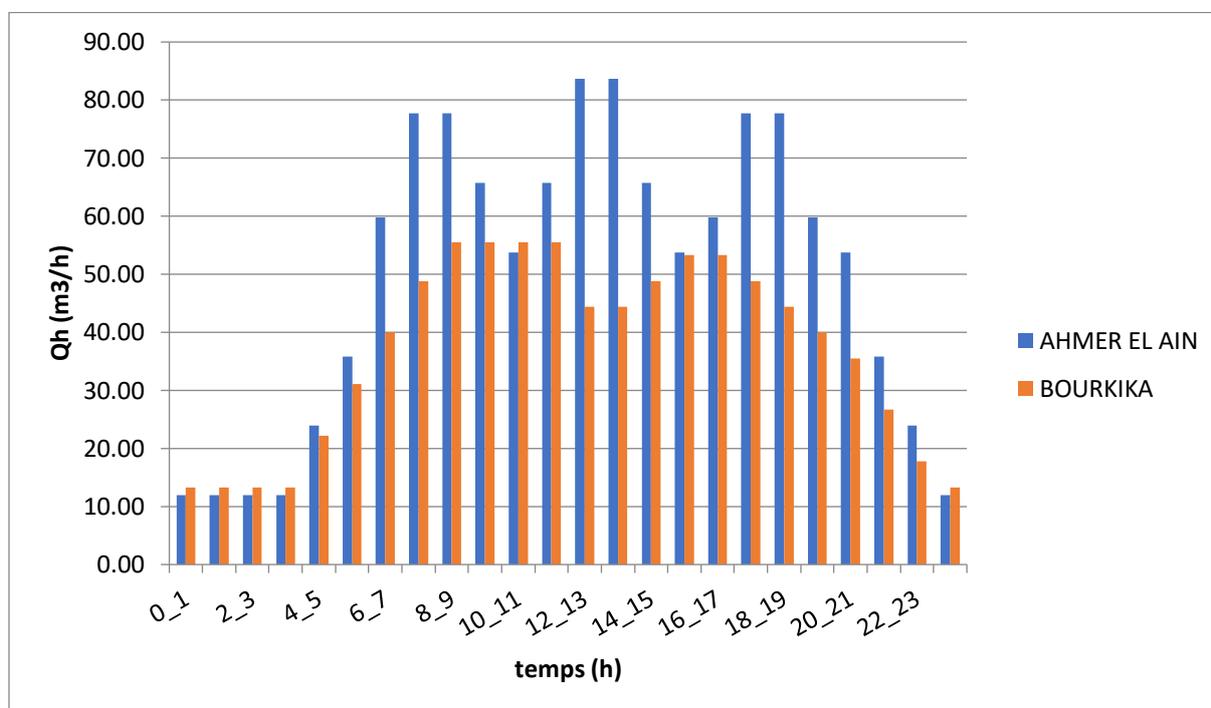


Figure III. 2. Graphique de Variation du débit horaire pour l'année 2045

Les débits maximums horaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 12. Les débits maximums horaires pour les deux communes

ANNEE	Q _{max,h} (m ³ /h)	
	2017	2045
AHMER EL AIN	1376,63	1973,39
BOURKIKA	919,36	1311,81
TOTAL	2295,99	3285,2

CHAPITRE III : Estimation des besoins en eau potable

III.4. Description de la ressource en eau

La zone d'étude dispose pour le moment de ressources souterraines qui subissent une baisse de production en période d'étiage avec un débit de 174.3 l/s et la station de traitement monobloc alimentée à partir du barrage d'EL MOUSTAKBEL avec un débit de 60 l/s.

III.5. Bilan ressources - besoins en eaux

On réalise un bilan entre les besoins en eau et les ressources disponibles en faisant la différence entre la quantité d'eau demandée et la quantité existante, ce rapport est nécessaire pour combler le déficit hydrique et pour le dimensionnement de l'adduction.

On résume dans le tableau suivant les besoins totaux en eau, la production en eau existante (champs de captage et station de traitement mono bloc) et la différence entre les deux :

Tableau III. 13. Bilan Ressources-Besoin en eau

Année	2017	2045
Besoin Total En Eau (m ³ /J)	34375.80	47762,20
Production En Eau Existante (m ³ /j)	20243.52	20243.52
Déficit (m ³ /j)	14132.28	27518.68

Les résultats du tableau III.13 montre clairement qu'il y a actuellement un manque d'eau important dans la zone d'étude, et qui augmente avec le temps du fait de l'évolution de la population et donc de la demande en eau. Nous recommandons alors vivement le renforcement de l'approvisionnement en eau de la région.

III.6. Conclusion

A la base des données du chapitre I, ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable pour les deux communes concernées par l'étude, ce qui nous a permis d'effectuer un bilan entre les ressources disponibles et les besoins déterminés. Il a été constaté qu'il existe un déficit en eau potable entre la consommation maximale (actuelle et de future) et les ressources en eau de la région. Le but pour la suite du travail est de satisfaire toute la demande en eau.

Chapitre IV :

Etude d'adduction

IV. ETUDE D'ADDUCTION

IV.1. Introduction

Après le calcul des besoins des deux communes concernées par notre étude d'adduction en eau potable, ce chapitre est consacré à l'étude technico-économique menant au dimensionnement du réseau d'adduction, notre but étant de combler le déficit en eau potable des deux communes de la wilaya de Tipaza : AHMER EL AIN et BOURKIKKA.

IV.2. Généralité sur l'adduction

IV.2.1. Définition

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de consommation.

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- Entre la source et la station de traitement.
- Entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution.
- Entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.[1][2]

IV.2.2. Type de l'adduction

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

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

a) Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement (à la faveur d'une dénivellée). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la cote de la source est supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée [7].

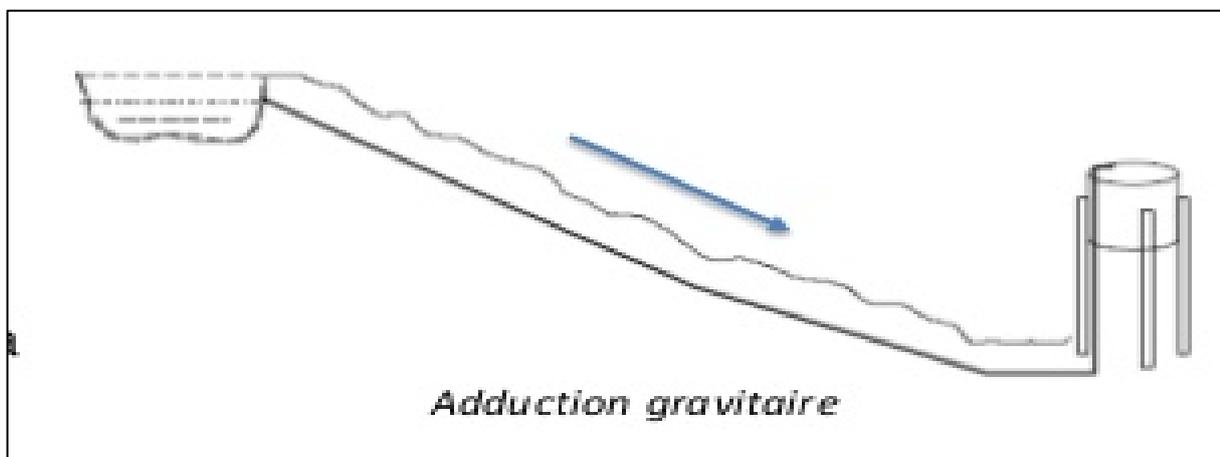


Figure IV. 1. Schéma d'une adduction gravitaire [slideshare.net/cours-d 'adduction-en-eau-potable, par ROLAND YONABA,].

b) Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée [7].

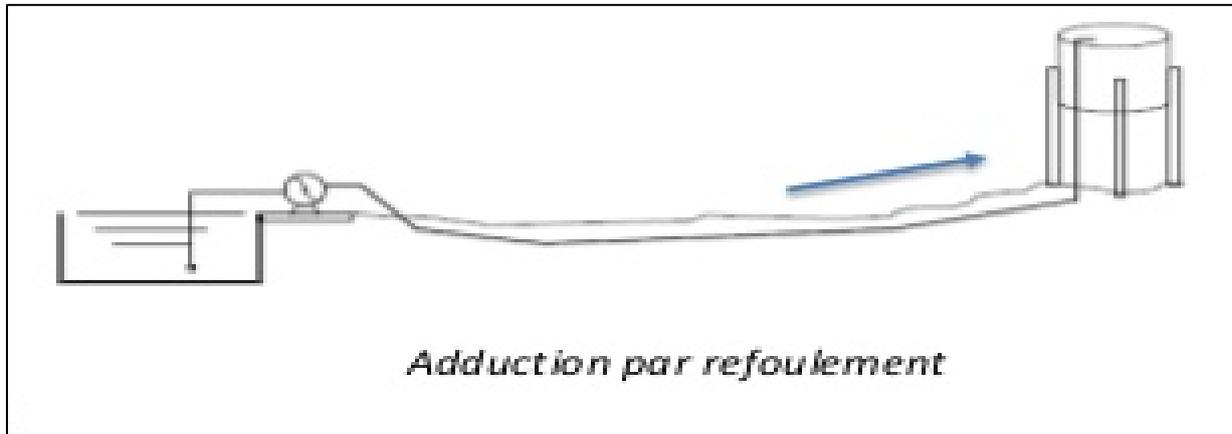


Figure IV. 2 Schéma d'une adduction par refoulement [slideshare.net/cours-d'adduction-en-eau-potable, par ROLAND YONABA].

c) Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse, le relai entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon [7].

IV.3. Les critères de choix du tracé

Connaissant son point de départ et son point d'arrivée, le tracé de notre conduite d'adduction doit obéir à certains impératifs [2]:

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Eviter autant que possible les contre-pentes qui donneront de cantonnement d'air ce qui va entraîner des cavitations (dans ce cas les ventouses et les dispositifs anti- bélier sont exigés).
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Il sera préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux, l'acheminement des matériaux et l'accès aux regards contenant les appareils de robinetterie.
- Eviter la traversée des massifs boisés.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur- profondeurs.

Dans notre projet, nous étudions une adduction entre la station de pompage MITIDJA OUEST située au Douar de BRAHIM BEN OMAR qui puise ses eaux à partir du champ de captage voisin et le barrage d'ELMOUSTAKBEL, et le château d'eau d'AYACHE passant par les deux communes AHMER EL AIN et BOURKIKI tout en distribuant à 7 réservoirs, les eaux pompées proviennent de Pour ce faire, nous avons envisagé plusieurs cheminements et

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

dans chacun d'entre-deux nous avons relevé l'existence de points d'écèlement de la ligne de charge

Avec le terrain (Voir figure IV.3) :

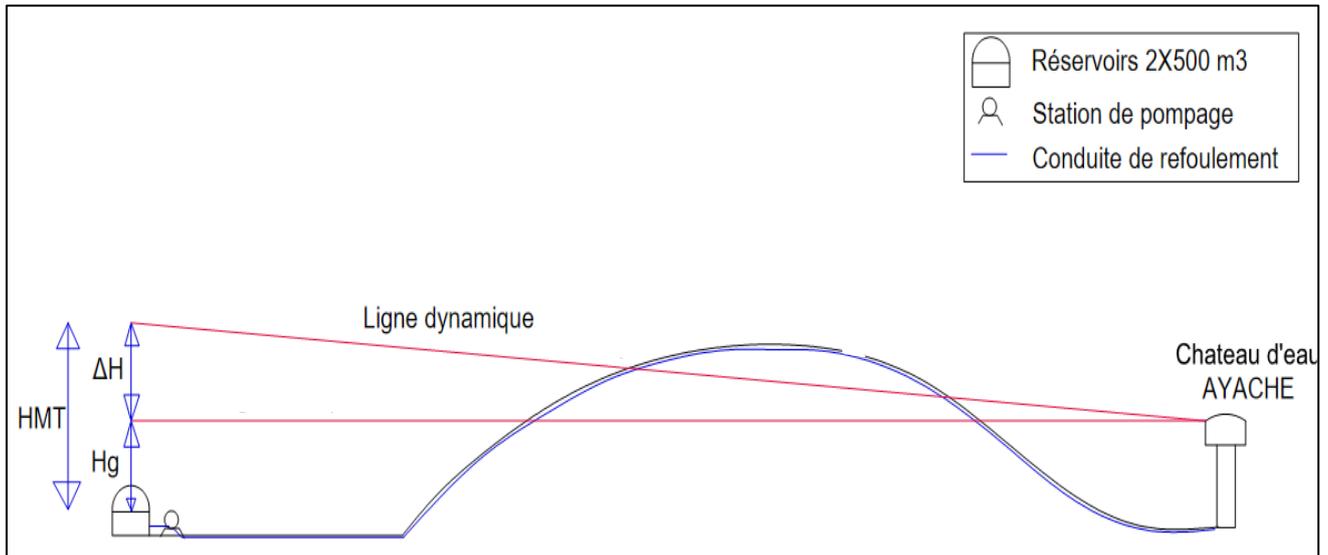


Figure IV. 3.Schéma simplifié du phénomène d'écèlement

Alors pour éviter ce problème, nous devons projeter un réservoir tampon au point haut de l'adduction, et qui assurera l'intermédiaire entre deux conduites où l'écoulement se fait, respectivement, par refoulement et gravitairement. Le tracé de notre adduction sera donc mixte.

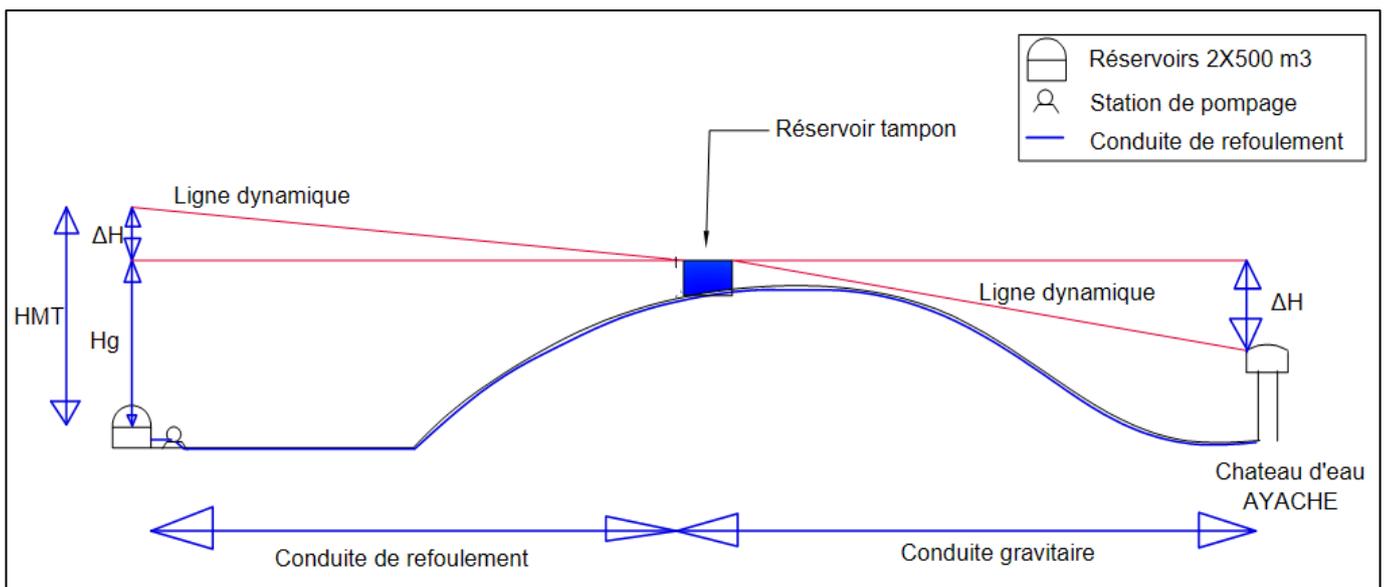


Figure IV. 4. L'emplacement du réservoir tampon

IV.4. Choix des matériaux de canalisation :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

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

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- La disponibilité.
- Prix unitaire.
- Type de sol.

Dans le domaine d'alimentation en eau potable, on peut citer comme matériaux de construction des conduites :

a) Conduite en fonte :

La fonte est un matériau noble composée de fer- carbone- silice, elle est apte à prendre en charge les grandes pressions et résiste aux forces externes, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans contrainte.

Néanmoins, les conduites de fonte sont lourdes et chères et nécessitent beaucoup de pièces spéciales.

b) Conduite en acier :

On rencontre plusieurs types d'acier, mais celui qui rentre dans la fabrication des tubes et les raccords est l'acier doux soudable.

Les tuyaux en acier présentent les avantages suivants :

- Découplables et soudables.
- Bonne étanchéité.
- Apte à prendre en charge les grandes pressions et contraintes.
- Plus léger que les tuyaux de fonte.
- Disponibilité sur le marché national.

L'inconvénient majeur des conduites en acier est leurs sensibilités à la corrosion surtout s'il s'agit d'un sol agressif, il nécessite un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

c) Conduite en polyéthylène (PE)

Le PE est issu des hydrocarbures, il a plusieurs avantages, nous citons certains d'entre-eux :

- Très léger.

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

- Facile à poser (grande flexibilité), à couper et à assembler.
- Une durée de vie théorique élevée (50 ans à une température de 20°C).
- Bonne résistance mécanique à la corrosion et l'entartrage.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Disponibilité sur le marché.

d) Conduite en PVC (Poly-Chlorure de Vinyle) :

Le PVC est un dérivé de l'éthylène, il a une densité de 1.4, ces avantages sont :

- Facile à poser.
- Le matériau le plus léger comparant aux autres matériaux.
- Une faible rugosité.
- Une longue durée de vie.
- Disponibilité sur le marché.

Dans notre projet, on opte pour les conduites en PEHD, car :

- Elles sont économiques.
- Elles sont disponibles sur le marché.
- Elles permettent une pose simple et adéquate.
- Elles peuvent résister à de fortes pressions (> à 20 bars).
- Elles ont une faible rugosité (conduite lisse).
- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par soudage bout à bout (la fusion des extrémités de conduites au moyen d'une plaque chauffante).

IV.5. Les variantes d'adduction :

L'étude des variantes a pour but le choix du tracé le plus économique possible de la conduite.

Variante N°1 :

Le système d'adduction de cette variante est comme suit :

La station de pompage MITIDJA OUEST refoule vers le réservoir tampon de cote de 240 m, et vers le réservoir de LAHCEN BEN AICHA (R100 m³), avec deux conduites séparées.

La partie gravitaire, commence du réservoir intermédiaire jusqu'au château d'eau de AYACHE passant par : le réservoir d'AHMER EL AIN (R3000 m³), le réservoir de BOUHEDA (R250 m³), le château d'eau HOUARI 3 (R300 m³), les réservoirs jumelés du SAHEL (R 2X250 m³), le réservoir de BOURKIKI (R2000 m³), le réservoir de BOURKIKI (R1000 m³) et enfin le château d'AYACHE (R300 m³).

Les différentes cotes de ce tracé sont résumées dans le tableau IV.1 :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 1. Les différentes cotes de terrain du tracé de l'adduction de la première variante.

		La cote de terrain (m)
Partie refoulement	Station de pompage MITIDJA OUEST	82,89
	Le réservoir de LAHCEN BEN AICHA (R100 m ³)	142,31
	Le réservoir intermédiaire (tampon)	240
Partie gravitaire	Le point au niveau de point de piquage P1 allant vers le réservoir d'AHMER EL AIN	206,98
	Le réservoir d'AHMER EL AIN (R3000 m ³)	206.52
	Le point au niveau de point de piquage P2 allant vers le réservoir de BOUHEDA	132.55
	Le réservoir de BOUHEDA (R250 m ³)	154
	Le point au niveau de point de piquage P3 allant vers le château d'eau de HOUARI 3	103,56
	Le château d'eau HOUARI 3 (R300 m ³)	110,27
	Le point au niveau de point de piquage P4 allant vers les réservoirs jumelés de SAHEL	123,54
	Les réservoirs jumelés de SAHEL (R 2X250 m ³)	174,63
	Le point au niveau de point de piquage P5	131.87
	Le réservoir de BOURKIKI (R2000 m ³)	173,62
	Le point au niveau de point de piquage P6 allant vers le réservoir de BOURKIKI (1000 m ³)	151,63
	Le réservoir de BOURKIKI (R1000 m ³)	161,4
	Le château d'eau AYACHE (R300 m ³)	110,39

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Le tableau suivant regroupe les différentes longueurs du tracé d'adduction :

Tableau IV. 2. Longueurs des différents tronçons de conduites formant le système d'adduction de la première variante

		Distances (m)
Partie Refoulement	La station de pompage - Le réservoir de LAHCE N BEN AICHA (R100 r	3399.65
	La station de pompage - le réservoir tampon	5979.5
Partie gravitaire	le réservoir tampon – le point de piquage P1	539
	le point de piquage P1 – le réservoir d'AHMER EL AIN	605
	le point de piquage P1 - le point de piquage P2	1232
	le point de piquage P2 – le réservoir de BOUHEDA	286
	le point de piquage P2 - le point de piquage P3	2294.36
	le point de piquage P3 – le château d'eau de HOUARI 3	1298.43
	le point de piquage P3 - le point de piquage P4	3674,44
	le point de piquage P4 – les réservoirs de SAHEL	462
	le point de piquage P4 - le point de piquage P5	3225.2
	le point de piquage P5 - Le réservoir BOURKIKI	132319
	le point de piquage P5 - le point de piquage P6	933.3
	le point de piquage P6 – le réservoir BOURKIKI (1000 m ³)	1150.56
le point de piquage P6 - le château d'eau AYACHE	3683.05	

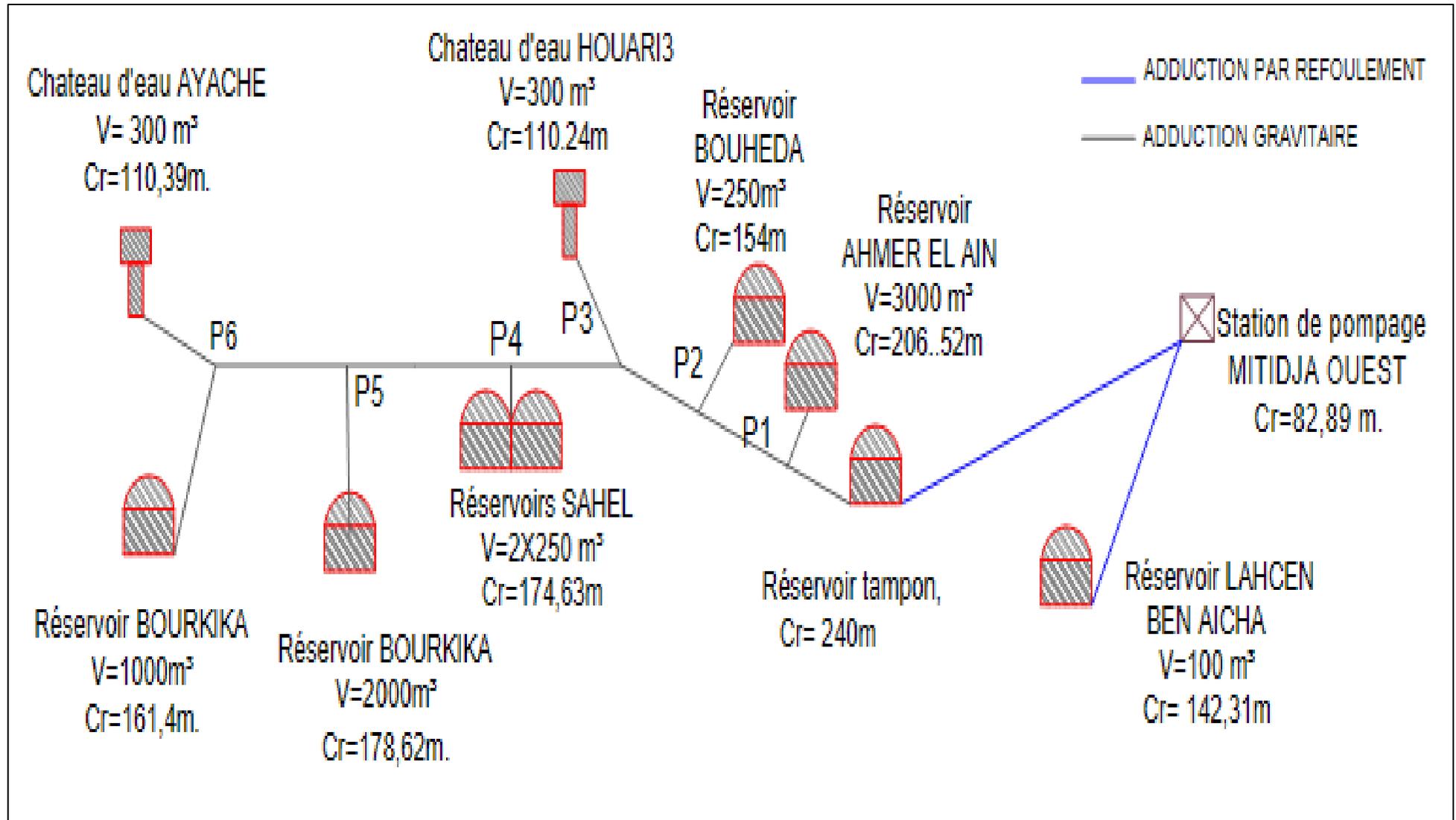


Figure IV. 4. Schéma synoptique de la première variante.

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

La variante 2 :

La station de pompage MITIDJA OUEST refoule le débit maximal journalier directement vers le réservoir tampon de cote de 240m.

A son tour, le réservoir tampon alimente gravitairement : le réservoir de LAHCEN BEN AICHA (R100 m³), le réservoir d'AHMER EL AIN (R3000 m³), le réservoir de BOUHEDA (R250 m³), le château d'eau HOUARI 3 (R300 m³), les réservoirs jumelés du SAHEL (R 2X250 m³), le réservoir de BOURKIKI (R2000 m³), et le réservoir de BOURKIKI (R1000 m³) et enfin le château d'AYACHE (R300 m³).

Les deux tableaux suivants regroupent les cotes et les distances de tout point du tracé :

Tableau IV. 3. Les différentes cotes de terrain du tracé de l'adduction de la deuxième variante.

		La cote (m)
Partie refoulement	Station de pompage MITIDJA OUEST	82,89
	Le réservoir intermédiaire (tampon)	240
Partie gravitaire	Le réservoir de LAHCEN BEN AICHA (R100 m ³)	142.31
	Le point au niveau de point de piquage P1 allant vers le réservoir d'AHMER EL AIN	206,52
	Le réservoir d'AHMER EL AIN (R3000 m ³)	206.52
	Le point au niveau de point de piquage P2 allant vers le réservoir de BOUHEDA	132.55
	Le réservoir de BOUHEDA (R250 m ³)	154
	Le point au niveau de point de piquage P3 allant vers le château d'eau de HOUARI 3	103,56
	Le château d'eau HOUARI 3 (R300 m ³)	110,27
	Le point au niveau de point de piquage P4 allant vers les réservoirs jumelés de SAHEL	123,54
	Les réservoirs jumelés de SAHEL (R 2X250 m ³)	174,63
	Le point au niveau de point de piquage P5	131.87
	Le réservoir de BOURKIKI (R2000 m ³)	173,62
	Le point au niveau de point de piquage P6 allant vers le réservoir de BOURKIKI (1000 m ³)	151,63
	Le réservoir de BOURKIKI (R1000 m ³)	161,4
Le château d'eau AYACHE (R300 m ³)	110,39	

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 4. Longueurs des différents tronçons de conduites formant le système d'adduction de la deuxième variante

		Distances (m)
Partie refoulement	La station de pompage - le réservoir tampon	5979.5
Partie gravitaire	le réservoir tampon – le point de piquage P1	40
	le point de piquage P1 - Le réservoir de LAHCEN BEN AICHA	3245.22
	le point de piquage P1 – le réservoir d'AHMER EL AIN	1232
	le point de piquage P1 - le point de piquage P2	286
	le point de piquage P2 – le réservoir de BOUHEDA	2294.36
	le point de piquage P2 - le point de piquage P3	1298.43
	le point de piquage P2 – le château d'eau de HOUARI 3	3674,44
	le point de piquage P3 - le point de piquage P4	462
	le point de piquage P4 – les réservoirs de SAHEL	3225.2
	le point de piquage P4 - le point de piquage P5	132319
	le point de piquage P5 - Le réservoir BOURKIKI (2000 m ³)	933.3
	le point de piquage P5 - le point de piquage P6	1150.56
	le point de piquage P6 – le réservoir BOURKIKI (1000 m ³)	3683.05
le point de piquage P6 - le château d'eau AYACHE	605	

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

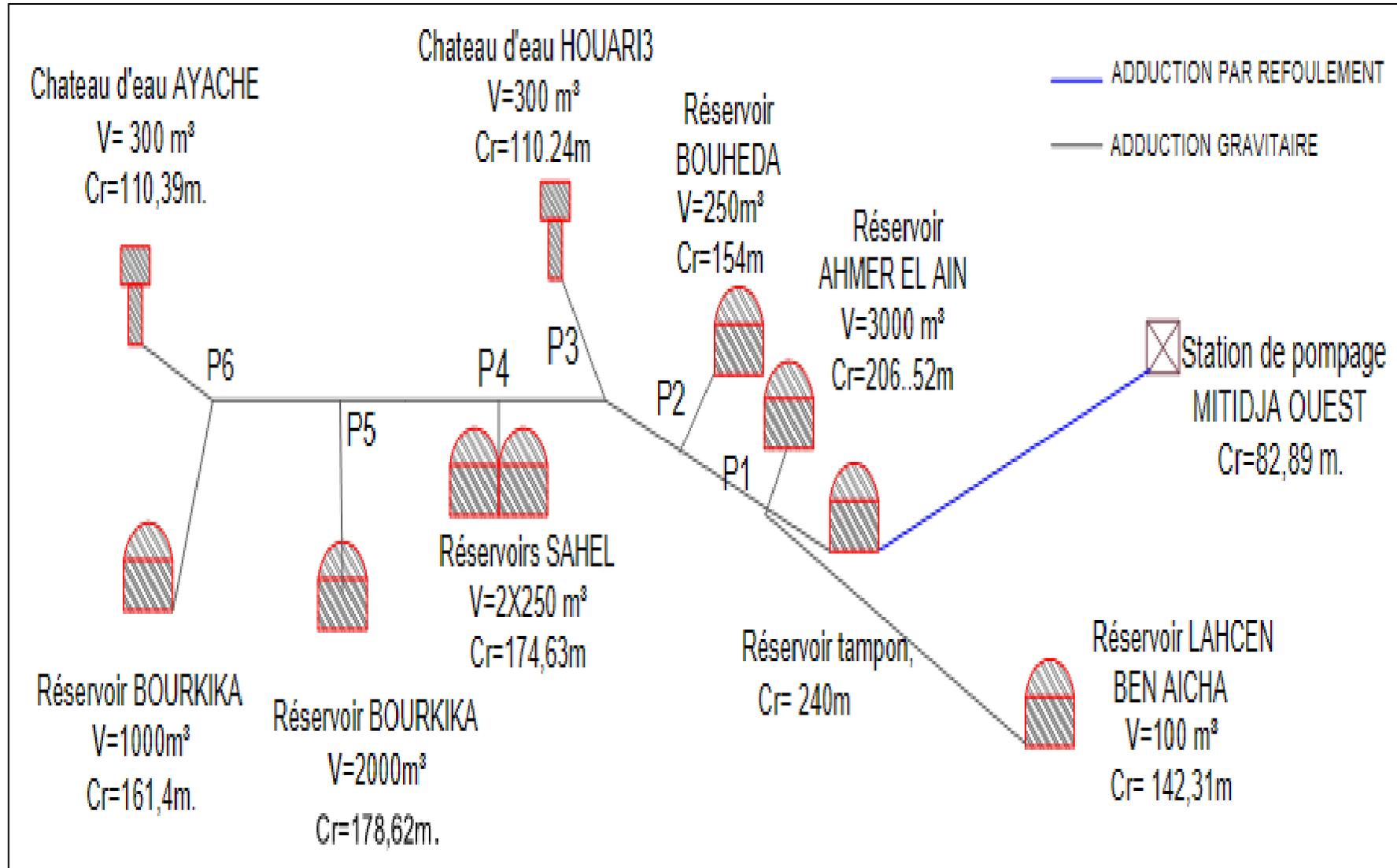


Figure IV. 5. Schéma synoptique de la deuxième variante.

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

IV. 6. Etude des variantes d'adduction

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé et du diamètre les plus économiques possibles en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement des conduites.

IV.6.1. La Procédure de calcul de l'adduction :

IV.6.1.1. Cas de refoulement :

Dans notre projet, la partie refoulement commence à partir de la station de pompage MITIDJA OUEST jusqu'au réservoir tampon d'AHMER EL AIN.

- En premier, on calcule le diamètre optimal qui est déterminé approximativement par la formule généralisée du diamètre économique :

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} C j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} Q j^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \text{(IV.1)}$$

E : un facteur économique, égal à :

$$E = 10 \times Y \times M \times \sigma \text{(IV.2)}$$

Avec :

- σ : prix du kWh, varie selon l'heure de la journée (voir tableau IV.5)

Tableau IV. 5. La variation de prix du kWh d'énergie en fonction des heures de la journée

Périodes	Horaires	Nombre d'heures (H)	Prix du kWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h – 17h	11	1,615
Heures de pointe	17h – 21h	4	7,267
Heures creuses	21h – 06h	9	0,853

Prenons en compte que la station de pompage va aspirer l'eau à partir des deux réservoirs 500 m³ et les pompes travaillent en alternance, alors on opte pour le fonctionnement de la station de pompage de 24h /24h.

$$\sigma = \frac{1,615 \times 11 + 7,267 \times 4 + 0,853 \times 9}{24} = 2.27 \text{ DA}$$

- M: dépend du type de matériaux tel que :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 6.la variation de M selon le type de matériaux de construction des conduites

Tuyau	Coefficient M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Plastique	0,13

Y : Coefficient de variation journalière de la consommation et du régime de travail de la station de pompage, donné par la relation suivante :

$$Y = \frac{1}{K \cdot K_j \cdot K_h} \quad (\text{IV.3})$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1,03 à 1,04 ; on prend 1,035.

K_j : coefficient de variation de la consommation journalière, variant de 1,1 à 1,3 ; on prend 1,3.

K_h : coefficient de variation horaire de consommation qui dépend du régime de consommation. Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients à savoir:

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 1,2 et 1,5 et dépend du niveau de développement local, pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire : $K_h = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{IV.4})$

Tableau IV. 7.Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Dans notre cas, le coefficient $\beta_{\max} = 1,1$; ce qui implique que $K_{\max,h} = 1,1 \times 1,3 = 1,43$.

Alors :

$$Y = 0,14.$$

$$\Rightarrow E = 10 \times 0,13 \times 0,14 \times 2,27$$

$$\Rightarrow E = 0,413.$$

- C_j : rapport du débit du tronçon considéré sur le débit du tronçon en tête du réseau, dans le cas d'une conduite unique C_j=1.

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

- α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre, il dépend du type de matériaux.

Tableau IV. 8.La variation du coefficient α

Type de matériaux	α
Acier	1,4
Fonte	1,6
Plastique	1,95

Les coefficients m et β dépendent respectivement du type de matériaux et les habitudes de la population, leurs valeurs sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV. 9.La variation des coefficients k' , m et β .

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	4,774	1,77

Les conduites utilisées dans notre projet sont les conduites en PEHD (plastique), alors on prend : $m=4,774$ et $\beta=1,77$.

➤ Calcul des pertes de charge

Le gradient des pertes de charge linéaires est déterminé à partir de la formule de DARCY WEISBACH, qui s'exprime par :

$$\Delta H_l = \frac{8 \times \lambda \times L_g \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{av}^5} \text{(IV.5)}$$

Avec :

ΔH_l : les pertes de charge linéaires en m.

L_g : la longueur géométrique de la conduite en m.

Q : le débit maximal journalier en m^3/s .

D : le diamètre avantageux en m.

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

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \text{(IV.6)}$$

$-\varepsilon$: rugosité de la conduite, elle vaut à 0,01 mm pour les conduites en PEHD (catalogue CHIALI).

Dans le cas d'adduction, les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires, c'est-à-dire, les pertes de charge totales sont égales à :

$$\Delta H_{tot} = 1,1 \times \Delta H_l \text{(IV.7)}$$

➤ Détermination de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (ΔH_T) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp}) :

$$HMT = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \text{(IV.8)}$$

Avec :

H_g : c'est la différence entre les cotes de plans d'eau au point de départ et d'arrivée

Tel que la cote des deux réservoirs d'aspiration ($2 \times 500 \text{ m}^3$) est égale à : $C_{\text{Réservoirs}} = 88.89 \text{ m}$.

ΔH_T : les pertes de charge totales.

ΔH_{asp} : les pertes de charge par aspiration, elles sont estimées à 0,5m.

➤ Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée (en KW) est donnée par la relation suivante :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \text{(IV.9)}$$

Avec :

Q : débit de la pompe en (m^3/s)

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%), un rendement de 80% est retenu.

➤ Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :

L'énergie consommée en une année est :

$$E = P \times T \times 365 \text{(IV.10)}$$

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Avec :

E : énergie consommée exprimée en (KWh)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en KW.

➤ Calcul des dépenses annuelles d'énergie

$$K = E \times \sigma \text{ (DA)} \text{ (IV.11)}$$

σ : le prix du KWh.

➤ Calcul de l'amortissement annuel

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

$$F_{am} = P_{rc} \times A \text{ (DA)} \text{ (IV.12)}$$

Avec :

P_r : Le prix du mètre linéaire de conduite, il dépend de la pression nominale supportée, le diamètre et l'épaisseur de la conduite.

A : L'annuité d'amortissement, égale à :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \text{ (IV.13)}$$

Avec i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement ($n=30$ ans)

D'où
$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08$$

$$A = 0.09$$

IV.6.1.2. Cas gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite en charge est celle de DARCY-WEISBACH (formule VI.5)

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge :

$$\Delta H_T = \frac{K_f \times L_{eq} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ (IV.14)}$$

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

$$L_{eq} = L_g + L_{e\epsilon} \text{ (IV.15)}$$

Dans le cas d'adduction, les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires (formule IV.7) ;

Ou :
$$L_{eq} = 1,1 \times L_g \text{ (IV.16)}$$

On déduit alors que le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{Kl \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H_T}} = \sqrt[m]{\frac{Kl \times Q^\beta}{l_{moy}}} \text{ (IV.17)}$$

Les coefficients K' , m et β sont données dans le tableau IV.9.

IV.6.2. Calcul de l'adduction

IV.6.2.1. La variante N°1

a. Partie refoulement

Cette partie se divise en deux tronçons distincts, le premier tronçon relie la station de pompage et le réservoir tampon, tandis que le deuxième tronçon relie la station de pompage et le réservoir de LAHCEN BEN AICHA. Leur dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

Le diamètre économique est calculé selon la méthode basée sur la création de la courbe d'optimisation.

➤ **Calcul des frais d'exploitations :**

Les frais d'exploitations sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage pour une gamme de diamètre obtenue.

- Le débit de dimensionnement pour le tronçon (station de pompage- Réservoir tampon) :

$$Q_{\dim(SP-RT)} = \frac{Q_{ppg} - Q_1}{t \times 3600} \text{ (IV.18)}$$

Avec :

Q_{ppg} : le débit refoulé par la station de pompage, il est égale au débit maximal journalier moins le débit total donné par les forages dispersés qui est égale à 78.37 l/s ou 6771.17 m³/j (voir le chapitre II):

$$Q_{ppg} = Q_{\max,j} - Q_f$$

$$Q_{ppg} = 47762,2 - 6771,17 = 40991,03 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Q_1 : le débit arrivant au réservoir R1 (réservoir de LAHCEN BEN AICHA) donné par la SEAAL : $Q_1 = 1960,62 \text{ m}^3/\text{j}$.

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

t : le nombre d'heure de fonctionnement de la station de pompage dans une journée, t=24h.

Alors : $Q_{\text{dim(SP-RT)}} = 0.452 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Le débit de dimensionnement du tronçon (station de pompage- Réservoir 1 de LAHCEN BEN AICHA :

$$Q_{\text{dim(SP-R1)}} = \frac{Q_1}{t \times 3600}$$

$Q_{\text{dim(SP-RT)}} = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$.

En utilisant la formule du diamètre économique généralisée, on aura :

$D_{\text{eco (SP-RT)}} = 632 \text{ mm}$.

$D_{\text{eco (SP-R1)}} = 185 \text{ mm}$.

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres, sont présentées dans le tableau IV.10.

Tableau IV. 10.Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).

$D_{\text{ext}}(\text{mm})$	e (mm)	$D_{\text{inter}}(\text{mm})$	L (m)	Q (m3/s)	v (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
400	36,3	327,4	5979,5	0,452	3.6	0,009512	272,76	300,04	151,11	451,65
500	45,4	409,2	5979,5	0,452	2.3	0,009166	86,18	94,80	151,11	246,41
630	57,2	515,6	5979,5	0,452	1.45	0,008827	26,13	28,74	151,11	180,35
710	63,8	582,4	5979,5	0,452	1.14	0,008659	13,94	15,33	151,11	166,94

Tableau IV. 11.Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir de LAHCEN BEN AICHA).

$D_{\text{ext}}(\text{mm})$	e (mm)	$D_{\text{inter}}(\text{mm})$	L (m)	Q (m3/s)	v (m/s)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
125	11,4	102,2	3399,65	0,023	1.87	0,011680	166,36	182,99	53,42	236,91
160	14,6	130,8	3399,65	0,023	1.14	0,011162	46,30	50,93	53,42	104,85
200	18,2	163,6	3399,65	0,023	0.73	0,010723	14,53	15,98	53,42	69,90
250	22,7	204,6	3399,65	0,023	0.47	0,010309	4,57	5,02	53,42	58,94

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres pour les tronçons (Station de pompage- Réservoir tampon) et (Station de pompage- Réservoir de LAHCEN BEN AICHA) sont présentés dans les tableaux IV.12 et IV.13 respectivement :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 12. Les frais d'exploitation pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon)

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)
400	5979,5	0,452	451,65	3522,39	25713461,70	37670221,39
500	5979,5	0,452	246,41	1921,70	14028430,63	20551650,88
630	5979,5	0,452	180,35	1406,56	10267900,43	15042474,13
710	5979,5	0,452	166,94	1301,98	9504472,22	13924051,80

Tableau IV. 13. Les frais d'exploitation pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BE AICHA).

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)
125	3399,65	0,023	236,91	78,44	572600,05	838859,07
160	3399,65	0,023	104,85	34,71	253407,08	371241,37
200	3399,65	0,023	69,90	23,14	168948,75	247509,92
250	3399,65	0,023	58,94	19,52	142460,61	208704,79

➤ Calcul des frais d'amortissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres pour les tronçons (Station de pompage- Réservoir tampon) et (Station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA) sont présentés dans les tableaux IV.14 et IV.15 respectivement :

Tableau IV. 14. Les frais d'amortissement pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).

D (mm)	L (m)	prix ml (DA)	prix (DA)	F _{amr} (DA)
400	5979,5	14054,04	84036132,18	7563251,90
500	5979,5	20921,36	125099272,12	11258934,49
630	5979,5	33218,61	198630678,50	17876761,06
710	5979,5	41722,86	249481841,37	22453365,72

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 15. Les frais d'amortissement pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA).

D (mm)	L (m)	Prix ml (DA)	Prix (DA)	F _{amr} (DA)
125	3399,65	1181,18	4015598,59	361403,87
160	3399,65	1930,50	6563024,33	590672,19
200	3399,65	3031,60	10306378,94	927574,10
250	3399,65	4690,40	15945718,36	1435114,65

Les prix du mètre linéaire de conduite en PEHD avec PN=16 bars, sont pris à partir du catalogue de CHIALI (voir Annexe 2).

➤ Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement)

Après avoir calculé les frais d'exploitation et ceux d'amortissement, on fait la somme pour effectuer un bilan des coûts et tracer la courbe d'optimisation, qui permettra de définir le diamètre le plus économique.

Le bilan des coûts d'exploitation et d'investissement pour les tronçons (Station de pompage- Réservoir tampon) et (Station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA) sont présentés dans les tableaux IV.16 et IV.17 respectivement :

Tableau IV. 16. Le bilan des coûts pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amr} (DA)	F _{tot} (DA)
400	37670221,39	7563251,90	45233473,29
500	20551650,88	11258934,49	31810585,37
630	15042474,13	17876761,06	32919235,19
710	13924051,80	22453365,72	36377417,52

Tableau IV. 17. Le bilan des coûts pour la première variante du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA).

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amr} (DA)	F _{tot} (DA)
125	838859,07	361403,87	1200262,94
160	371241,37	590672,19	961913,56
200	247509,92	927574,10	1175084,02
250	208704,79	1435114,65	1643819,45

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Les figures ci-dessous représentent les courbes d'optimisation des deux tronçons :

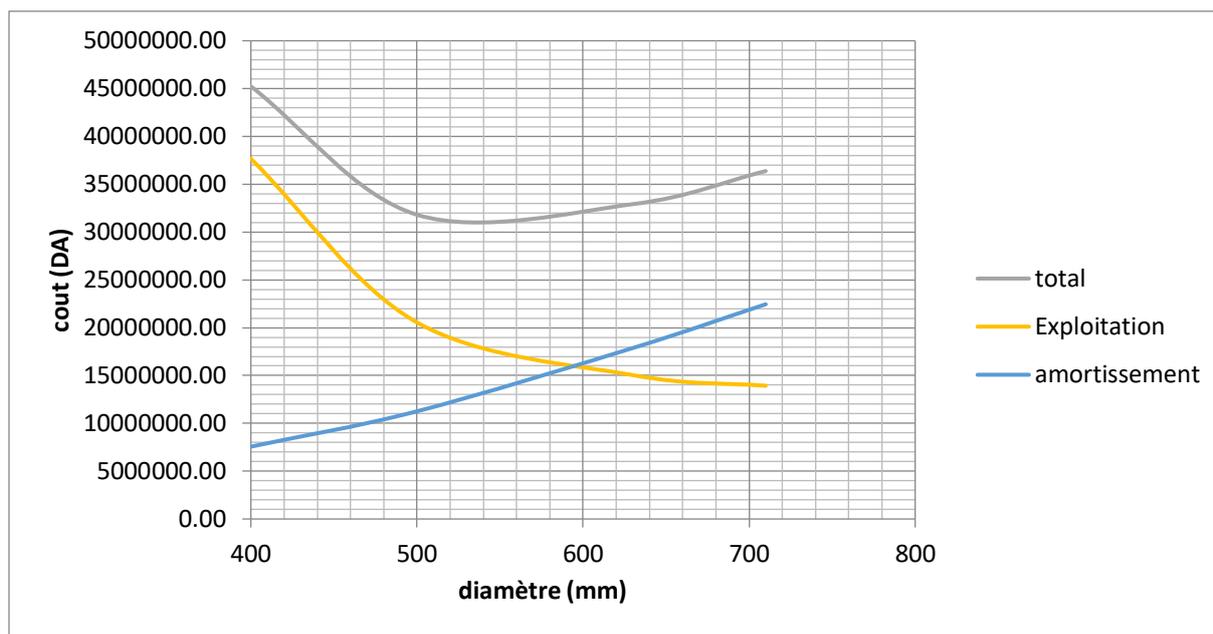


Figure IV. 6. Le bilan des frais du tronçon (station de pompage- Réservoir tampon).

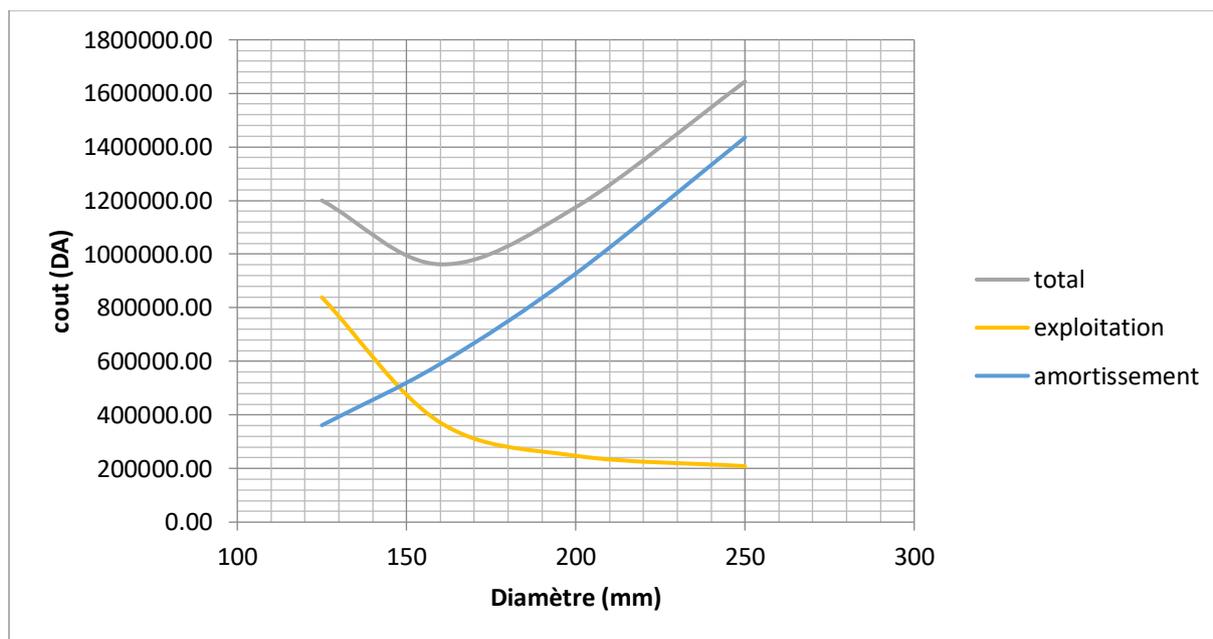


Figure IV. 7. Le bilan des frais du tronçon (station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA).

Remarque

Selon la combinaison des frais d'exploitation et d'amortissement, et prenant en compte la pression supportée et la vitesse, le diamètre économique choisi est :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 18.les diamètres choisis pour chaque tronçon.

Tronçon	Diamètre choisi (mm)	HMT (m)	Les frais totaux (DA)	Vitesse (m/s)
Station de pompage- Réservoir tampon	630	180.35	32919235,20	1.45
Station de pompage- Réservoir LAHCEN BEN AICHA	160	104.85	961913,56	1.14

b. Partie gravitaire

Cette partie commence du réservoir tampon jusqu'au château d'eau AYACHE, tout en distribuant aux réservoirs : d'AHMER EL AIN (R3000 m³), le réservoir de BOUHEDA (R250 m³), le château d'eau HOUARI 3 (R300 m³), les réservoirs jumelés du SAHEL (R 2X250 m³), le réservoir de BOURKIKI (R2000 m³), et le réservoir de BOURKIKI (R1000 m³).

➤ Calcul de la pente hydraulique moyenne

$$I_{moy} = \frac{\Delta H_{tot}}{\Sigma L} = \frac{C_{RT} - C_{CE2}}{\Sigma L} \text{ (IV.19)}$$

I_{moy} : la pente moyenne.

ΔH_{tot} : La charge disponible qui est égale à la dénivelée entre la cote du réservoir tampon et la cote de trop plein du château d'eau 2 de AYACHE.

ΣL : La somme des longueurs du réservoir tampon allant vers le château d'eau 2 d'AYACHE, elle est égale à 11511.24 m.

Ce qui nous donne : $I_{moy} = 0.012$

Le tableau IV.19 présente les cotes et les débits que la station de pompage doit assurer pour alimenter chaque réservoir :

Tableau IV. 19. Les cotes et débits de chaque réservoir

Indice	Réservoir	Débit (m ³ /s)	Cote de terrain (m)	Cote de radier (m)	Cote du trop plein (m)
R2	Réservoir d'AHMER EL AIN	0.08	206.52	206.52	212.52
R3	le réservoir de BOUHEDA	0.015	154	154	158
CE1	le château d'eau de HOUARI3	0.030	90.27	110.27	114.27
R4	les réservoirs de SAHEL	0.030	174.63	174.63	178.63
R5	BOURKIKI (R2000 m ³)	0.131	173.62	173.62	182.62
R6	BOURKIKI (R1000 m ³)	0.116	161.4	161.4	166.4
CE2	château d'eau AYACHE	0.05	94.39	110.39	114.39

Source : SEAAL

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Le tableau ci-après regroupe les débits et longueur pour chaque tronçon :

Tableau IV. 20. Les débits et longueurs pour chaque tronçon.

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)
le réservoir tampon – le point de piquage P1	0.452	539
le point de piquage P1 – le réservoir d'AHMER EL AIN	0.08	605
le point de piquage P1 - le point de piquage P2	0.372	1232
le point de piquage P2 – le réservoir de BOUHEDA	0.015	286
le point de piquage P2 - le point de piquage P3	0.357	2294.34
le point de piquage P3 – le château d'eau de HOUARI 3	0.03	1298.43
le point de piquage P3 - le point de piquage P4	0.327	3674.44
le point de piquage P4 – les réservoirs de SAHEL	0.03	464
le point de piquage P4 - le point de piquage P5	0.297	3225.2
le point de piquage P5 – Le réservoir BOOURKIKI 2000 m ³	0.131	1323.19
le point de piquage P5 - le point de piquage P6	0.166	933.29
le point de piquage P6 – le réservoir BOURKIKI (1000 m ³)	0.116	1150.57
le point de piquage P6 - le château d'eau AYACHE	0.05	3683.05

➤ Calcul des diamètres

En utilisant la formule des pertes de charges, on peut facilement déduire le diamètre de chaque tronçon :

$$D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{Kf \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H_T}} = \sqrt[m]{\frac{Kf \times Q^\beta}{I_{moy}}}$$

Tableau IV. 21. Les résultats de dimensionnement du cheminement réservoir tampon- point de piquage P6.

Tronçon i-j	Q (m ³ /s)	L _g (m)	L _{tot} (m)	D (mm)	D _n (mm)	ΔH _t (m)	C _{ij} (m)	C _{pi} (m)	P _j (m)	v (m/s)
RT – P1	0,474	490	539	455,35	500	4,14	206,98	235,86	28,88	2,42
P1- P2	0,371	1120	1232	415,81	500	6,13	132,55	229,73	97,18	1,89
P2 -P3	0,356	2085,78	2294,4	409,50	500	10,61	103,56	219,12	115,56	1,81
P3- P4	0,326	3340,4	3674,4	396,35	500	14,55	123,54	204,57	81,03	1,66
P4- P5	0,296	2932	3225,2	382,41	500	10,76	131,87	193,81	61,94	1,51
P5- P6	0,165	848,45	933,3	307,92	315	10,05	151,78	183,76	31,98	2,12

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Afin d'obtenir des diamètres qui nous donne les charges disponibles exactes, on l'utilise pour dimensionner les tronçons qui restent :

Tableau IV. 22.les diamètres calculés des tronçons allant vers les réservoirs.

Tronçon i-j	Q (m ³ /s)	L _g (m)	L _{tot} (m)	Matériau utilisé	C _i (m)	C _j (m)	ΔH (m)	D _c (mm)
P6- EC2	0,050	3348,23	3683,05	PEHD	183,76	114,39	69,37	179,96
P1- R2	0,080	550,00	605,00	Fonte	236,20	212,52	23,68	213,14
P2- R3	0,015	260,00	286,00	Fonte	230,03	158,00	72,03	79,30
P3- CE1	0,030	1180,39	1298,43	Fonte	219,37	114,27	105,10	128,26
P4- R4	0,030	420,00	462,00	Fonte	204,74	178,63	26,11	137,61
P5- R5	0.131	1202,9	1323,19	Fonte	193,92	178,63	15,29	325,57
P6- R6	0,116	1045,97	1150,57	Fonte	183,76	166,4	17,36	297,07

Le diamètre calculé des tronçons (P1- R2), (P3- CE1), (P4- R4), (P5- R5) et (P6- EC2) sont compris entre deux diamètres normalisés, c'est-à-dire pour avoir une charge exacte au niveau des réservoirs, on doit opter pour une adduction à deux conduites en série.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H = k' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) = k' \times Q^\beta \times \left(\frac{x}{D_1^m} + \frac{l-x}{D_2^m} \right) \text{(IV.19)}$$

L'équation précédente se transforme en une équation à une seule inconnue (x).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 23. Les résultats de dimensionnement des tronçons allant vers les réservoirs.

tronçon i-j	D _c (mm)	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	L _{D1} (mm)	L _{D2} (mm)
P6- EC2	179,96	160	200	1269,38	2413,68
P1- R2	213,14	200	250	358,29	246,71
P2- R3	79,30	80	-	286,00	-
P3- CE1	128,26	125	150	1034,78	263,65
P4- R4	137,61	125	150	166,27	295,73
P5- R5	325,57	300	350	494,11	829,08
P6- R6	297,07	300	-	1336,98	-

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Pour des raisons techniques, il est préférable de commencer par la conduite ayant le diamètre le plus grand.

Remarque :

Compte tenu que les conduites en PEHD ont une faible rugosité ce qui engendre des fortes vitesses, ce qui est déconseillées dans les conduites en charge, on a utilisé des conduites en fonte dans les tronçons allant vers les réservoirs. Les diamètres normalisés des tuyaux en fonte sont regroupés dans (Annexe 3).

Tableau IV. 24. Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement de la partie gravitaire.

Tronçon	Q (m ³ /s)	ΔH (m)	L (m)		D (mm)	V (m/s)
RT – P1	0,452	3,80	539		500	2,30
P1- P2	0,372	6,16	1232		500	1,90
P2 -P3	0,357	10,67	2294,36		500	1,82
P3- P4	0,327	14,62	3674,44		500	1,67
P4- P5	0,297	31,41	3225,2		400	2,36
P5- P6	0,166	10,16	933,295		315	2,13
P6- EC2	0,050	69,37	3683,05	1269.38	160	2.48
				2413.68	200	1.59
P1- R2	0,080	23,68	605,00	358.29	200	2,55
				246.71	250	1.62
P2- R3	0,015	72,03	286,00		80	2,98
P3- CE1	0,030	105,10	1298,43	1034.78	125	2.44
				263.65	150	1.69
P4- R4	0,030	26.11	462,00	166.27	125	2.44
				295.73	150	1.69
P5- R5	0.131	15,29	1323,19	494.11	300	1.85
				829.08	350	1.36
P6- R6	0,116	17.36	1336,98		300	1.64

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

➤ Calcul des frais d'amortissement

Le tableau IV.25 présente les frais d'amortissement de la partie gravitaire :

Tableau IV. 25. Les frais d'amortissement de la partie gravitaire.

Tronçon	L (m)		D (mm)	Prix ml (DA)	Prix (DA)	Frais (DA)
RT – P1	539		500	20921,36	11276613	1014895,17
P1- P2	1232		500	20921,36	25775115,5	2319760,4
P2 -P3	2294,36		500	20921,36	48001131,5	4320101,84
P3- P4	3674,44		500	20921,36	76874282	6918685,38
P4- P5	3225,2		400	14054,04	45327089,8	4079438,08
P5- P6	933,295		315	8700,12	8119778,5	730780,065
P6- EC2	3683,05	1269,38	160	2258,69	2867135,91	258042,232
		2413,68	200	3546,97	8561250,55	770512,549
P1- R2	605	358,29	200	3190,3	1143052,59	102874,733
		246,71	250	3830,3	944973,313	85047,5982
P2- R3	286		80	1705,5	487773	43899,57
P3- CE1	1298,43	1034,78	125	2245,5	2323598,49	209123,864
		263,65	150	2605,5	686940,075	61824,6068
P4- R4	462	166,27	125	2245,5	373359,285	33602,3357
		295,73	150	2605,5	770524,515	69347,2064
P5- R5	1323,19	494,11	300	4530,9	2238763	201488,67
		829,08	350	5375,2	4456470,82	401082,373
P6- R6	1150,567		300	4530,9	5213104,02	469179,362
						22089686,04

➤ Les frais totaux pour la première variante

Les frais totaux présentent la somme des frais d'exploitation et d'amortissement des deux parties de la variante :

Tableau IV. 26.les frais totaux de la première variante

	Frais (DA)
Partie refoulement	33881148.76
Partie gravitaire	22089686,04
Total	55970834.8

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

IV.6.2.1. La variante N°2

Dans cette variante, on a presque le même tracé que la précédente, sauf que le réservoir LAHCEN BEN AICHA est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon.

a. Partie refoulement

Cette partie relie la station de pompage avec le réservoir tampon.

➤ Calcul des frais

On commence par calculer le débit de dimensionnement :

$$Q_{\text{dim}(SP-RT)} = \frac{Q_{\text{max},j} - Q_f}{t \times 3600} \text{ (IV.20)}$$

On aura

$$Q_{\text{dim}(SP-RT)} = \frac{47762.2 - 6771.17}{24 \times 3600} = 0.474 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En utilisant la formule du diamètre économique généralisée, on aura :

$$D_{\text{eco}(SP-RT)} = 645 \text{ mm}.$$

Les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres, sont présentées dans le tableau IV.27

Tableau IV. 27. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la deuxième variante

$D_{\text{ext}}(\text{mm})$	$e(\text{mm})$	$D_{\text{inter}}(\text{mm})$	$L(\text{m})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$v(\text{m/s})$	λ	$\Delta H_l(\text{m})$	$\Delta H_t(\text{m})$	$H_g(\text{m})$	$HMT(\text{m})$
400	36,3	327,4	5979,5	0,474	3.77	0,009512	280,69	308,75	151,11	460,36
500	45,4	409,2	5979,5	0,474	2.41	0,009166	88,68	97,55	151,11	249,16
630	57,2	515,6	5979,5	0,474	1.52	0,008827	26,89	29,58	151,11	181,19
710	63,8	582,4	5979,5	0,474	1.2	0,008659	14,34	15,78	151,11	167,39

Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.28 :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 28. Les frais d'exploitation pour la deuxième variante

D (mm)	L (m)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA)
400	5979,5	0,474	481,57	3755,72	27416773,89	40165573,75
500	5979,5	0,474	255,86	1995,42	14566579,86	21340039,50
630	5979,5	0,474	183,22	1428,91	10431071,59	15281519,87
710	5979,5	0,474	168,47	1313,91	9591518,78	14051575,01

➤ Calcul des frais d'amortissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.29 :

Tableau IV. 29. Les frais d'amortissement pour la deuxième variante

D (mm)	L (m)	prix ml (DA)	prix (DA)	F _{amr} (DA)
400	5979,5	14054,04	84036132,18	7563251,90
500	5979,5	20921,36	125099272,12	11258934,49
630	5979,5	33218,61	198630678,50	17876761,06
710	5979,5	41722,86	249481841,37	22453365,72

➤ Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement)

Après avoir calculé les frais d'exploitation et ceux d'amortissement, on fait la somme pour effectuer un bilan des coûts et tracer la courbe d'optimisation, qui permettra de définir le diamètre le plus économique.

Le bilan des coûts d'exploitation et d'investissement est présenté dans le tableau IV.30 :

Tableau IV. 30. Le bilan des coûts pour la deuxième variante

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amr} (DA)	F _{tot} (DA)
400	40165573,75	7563251,90	47728825,64
500	21340039,50	11258934,49	32598973,99
630	15281519,87	17876761,06	33158280,94
710	14051575,01	22453365,72	36504940,73

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

La figure ci-dessous représente la courbe d'optimisation :

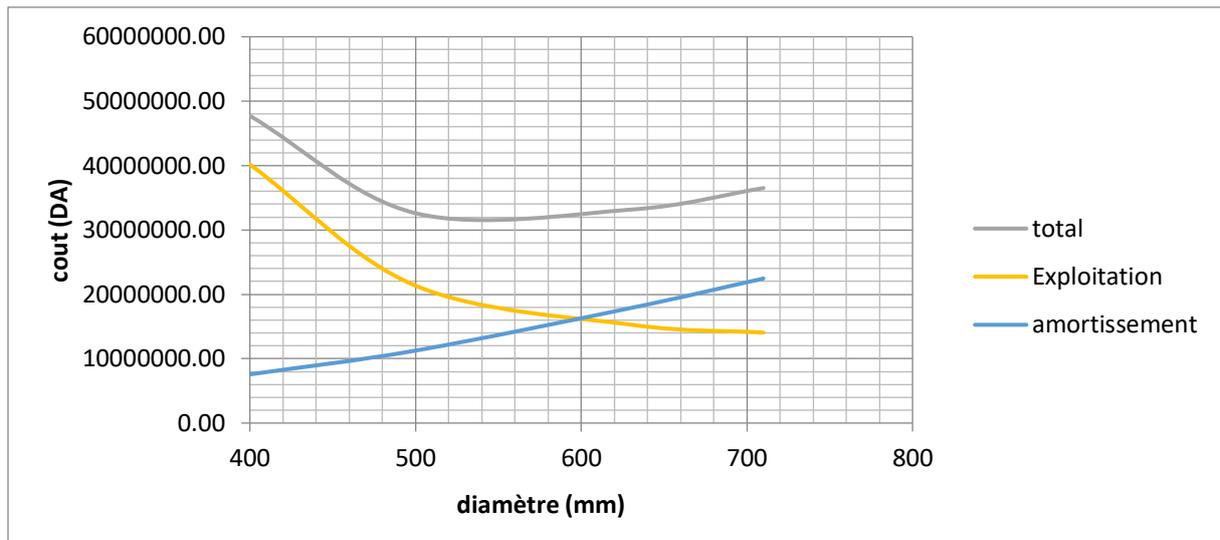


Figure IV. 8. Le bilan des frais de la deuxième variante

Tableau IV. 31. Le diamètre et les frais correspondant à la partie refoulement de la deuxième variante.

Tronçon	Diamètre choisi (mm)	HMT (m)	Les frais totaux (DA)	Vitesse (m/s)
Station de pompage- Réservoir tampon	630	181,19	33158280,94	1.52

b. Partie gravitaire

Cette partie commence du réservoir tampon jusqu'au château d'eau AYACHE, tout en distribuant aux réservoirs : de LAHCEN BEN AICHA (R100m³), d'AHMER EL AIN (R3000 m³), le réservoir de BOUHEDA (R250 m³), le château d'eau HOUARI 3 (R300 m³), les réservoirs jumelés du SAHEL (R 2X250 m³), le réservoir de BOURKIKI (R2000 m³), le réservoir de BOURKIKI (R100 0m³).

➤ **Calcul de la pente moyenne :**

Elle se calcule à l'aide de la formule (IV.19), avec :

I_{moy} : la pente moyenne.

ΔH_{tot} : La charge disponible qui est égale au dénivelé entre la cote de radier du réservoir tampon et la cote de trop plein du château d'eau 2 de AYACHE.

$\sum L$: La somme des longueurs du réservoir tampon allant vers le château d'eau 2 d'AYACHE.

Ce qui nous donne :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

$$I_{\text{moy}}=0.012$$

➤ Calcul des diamètres

En utilisant la formule des pertes de charges, on peut facilement déduire le diamètre de chaque tronçon :

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{Kl \times L_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H_T}} = \sqrt[m]{\frac{Kl \times Q^\beta}{I_{\text{moy}}}}$$

Tableau IV. 32. Résultats de dimensionnement du cheminement réservoir tampon- point de piquage P6.

tronçon i-j	Q (m ³ /s)	L _g (m)	L _{tot} (m)	D (mm)	D _n (mm)	ΔH _t (m)	C _{tj} (m)	C _{pj} (m)	P _j (m)	v (m/s)
RT – P1	0,474	490	539	455,35	500	1,37	206,98	238,63	31,65	1,52
P1- P2	0,371	1120	1232	415,81	500	6,13	132,55	229,73	97,18	1,89
P2 -P3	0,356	2085,78	2294,4	409,50	500	10,61	103,56	219,12	115,56	1,81
P3- P4	0,326	3340,4	3674,4	396,35	500	14,55	123,54	204,57	81,03	1,66
P4- P5	0,296	2932	3225,2	382,41	500	10,76	131,87	193,81	61,94	1,51
P5- P6	0,165	848,45	933,3	307,92	315	10,05	151,78	183,76	31,98	2,12

Remarque :

Afin d'obtenir des diamètres qui nous donne perte de charge exacte ; on utilise la charge disponible pour dimensionner les autres tronçons :

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 33. Les diamètres calculés des tronçons allant vers les réservoirs.

tronçon i-j	Q (m ³ /s)	L _g (m)	L _{tot} (m)	Type de matériaux	C _i (m)	C _j (m)	ΔH (m)	D _c (mm)
P6- EC2	0,050	3348,23	3683,05	PEHD	183,76	114,39	69,37	179,96
P1- R1	0,023	3245,22	3569,74	PEHD	236,20	146,31	89,89	126,98
P1- R2	0,080	550,00	605,00	Fonte	236,20	212,52	23,68	213,14
P2- R3	0,015	260,00	286,00	Fonte	230,03	158,00	72,03	79,30
P3- CE1	0,030	1180,39	1298,43	Fonte	219,37	114,27	105,10	128,26
P4- R4	0,030	420,00	462,00	Fonte	204,74	178,63	26,11	137,61
P5- R5	0,131	1202,9	1323,19	Fonte	193,92	178,63	15,29	325,57
P6- R6	0,116	1045,97	1150,57	Fonte	183,76	166,4	17,36	297,07

Le diamètre calculé du dernier tronçon est compris entre deux diamètres normalisés, c'est-à-dire pour avoir une charge exacte au niveau des réservoirs, on doit opter pour une adduction à deux conduites en série.

Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau IV. 34. les résultats de dimensionnement des tronçons allant vers les réservoirs

tronçon i-j	D _c (mm)	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	L _{D1} (mm)	L _{D2} (mm)
P6- EC2	179,96	160	200	1269,38	2413,68
P1- R1	126,98	125	-	3569,74	-
P1- R2	213,14	200	250	358,29	246,71
P2- R3	79,30	80	-	286,00	-
P3- CE1	128,26	125	150	1034,78	263,65
P4- R4	137,61	125	150	166,27	295,73
P5- R5	325,57	300	350	494,11	829,08
P6- R6	297,07	300	-	1336,98	-

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

Tableau IV. 35. Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement de la partie gravitaire.

Tronçon	Q (m ³ /s)	ΔH (m)	L (m)		D (mm)	V (m/s)
RT – P1	0,474	1,37	539		630	1,52
P1- P2	0,371	6,13	1232		500	1,89
P2 -P3	0,356	10,61	2294,4		500	1,81
P3- P4	0,326	14,55	3674,4		500	1,66
P4- P5	0,296	10,76	3225,2		400	1,51
P5- P6	0,165	10,05	933,3		315	2,12
P6- EC2	0,050	69,37	3683,05	1269.38	160	2.48
				2413.68	200	1.59
P1- R1	0,023	89,89	3569,74		125	1.87
P1- R2	0,080	23,68	605,00	358.29	200	2,55
				246.71	250	1.62
P2- R3	0,015	72,03	286,00		80	2,98
P3- CE1	0,030	105,10	1298,43	1034.78	125	2.44
				263.65	150	1.69
P4- R4	0,030	26.11	462,00	166.27	125	2.44
				295.73	150	1.69
P5- R5	0.131	15,29	1323,19	494.11	300	1.85
				829.08	350	1.36
P6- R6	0,116	17.36	1336,98		300	1.64

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

➤ Calcul des frais d'amortissement

Le tableau IV.36 présente les frais d'amortissement de la partie gravitaire :

Tableau IV. 36.les frais d'amortissement de la partie gravitaire.

Tronçon	L (m)	D (mm)	Prix ml (DA)	Prix (DA)	Frais (DA)	
RT – P1	539	500	20921,36	11276613	1014895,17	
P1- P2	1232	500	20921,36	25775115,5	2319760,4	
P2 -P3	2294,36	500	20921,36	48001131,5	4320101,84	
P3- P4	3674,44	500	20921,36	76874282	6918685,38	
P4- P5	3225,2	400	14054,04	45327089,8	4079438,08	
P5- P6	933,295	315	8700,12	8119778,5	730780,065	
P6- EC2	3683,05	1269,38	160	2258,69	2867135,91	258042,232
		2413,68	200	3546,97	8561250,55	770512,549
P1- R1	3569,742	125	2245,5	8015855,66	721427,009	
P1- R2	605	358,29	200	3190,3	1143052,59	102874,733
		246,71	250	3830,3	944973,313	85047,5982
P2- R3	286	80	1705,5	487773	43899,57	
P3- CE1	1298,43	1034,78	125	2245,5	2323598,49	209123,864
		263,65	150	2605,5	686940,075	61824,6068
P4- R4	462	166,27	125	2245,5	373359,285	33602,3357
		295,73	150	2605,5	770524,515	69347,2064
P5- R5	1323,19	494,11	300	4530,9	2238763	201488,67
		829,08	350	5375,2	4456470,82	401082,373
P6- R6	1150,567	300	4530,9	5213104,02	469179,362	
					22811113,05	

➤ Les frais totaux pour la deuxième variante

Les frais totaux présentent la somme des frais d'exploitation et d'amortissement des deux parties de la variante :

Tableau IV. 37. Les frais totaux de la deuxième variante.

	Frais (DA)
Partie refoulement	33158280,94
Partie gravitaire	22811113,05
Total	55969393.99

CHAPITRE IV : Etude d'Adduction

➤ Comparaison entre la variante N°1 et la variante N°2

Le tableau IV.38 regroupe les frais de la première et la deuxième variante :

Tableau IV. 38. Tableau récapitulatif des frais totaux des deux variantes

N° de variante	Frais (DA)
Variante N°1	55970834.8
Variante N°2	55969393.99

Après avoir fait une étude comparative des deux variantes, et selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation avec le cout de la partie gravitaire, on retient la variante N°2 car elle est la plus faisable et présente le minimum de frais.

IV.7. Conclusion

L'analyse des résultats de l'étude d'adduction des communes AHMER EL AIN et BOURKIKKA, a été faite suivant deux approches. Une approche technique qui nous a permis de faire une vérification de l'ensemble des conditions hydrauliques, et l'approche économique nous a permis de déterminer les facteurs explicatifs du montant.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction choisie se compose d'une partie où l'écoulement est par refoulement de la station de pompage jusqu'au réservoir tampon de 630 mm avec une longueur de 5979.5 m.

L'autre partie de l'adduction est gravitaire, elle s'étale du réservoir tampon vers le château d'eau d'AYACHE, tout en distribuant à six réservoirs.

Il est nécessaire d'installer une vanne de sectionnement, un robinet vanne de vidange et une ventouse toutes les 200 m de conduite.

Chapitre V :

Réservoir Tampon

V. RESERVOIR TAMPON

V.1. Introduction

Dans une adduction mixte, la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire en passant par un réservoir intermédiaire ou un réservoir tampon, ce dernier représente un élément indispensable.

A travers ce chapitre, nous donnons une présentation générale des réservoirs, mais notre but est de dimensionner le réservoir tampon afin d'assurer un meilleur fonctionnement du système.

V.2. Présentation générale des réservoirs

V.2.1. Définition d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage hydrotechnique, il constitue un élément important du réseau de distribution, et aussi un organe régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de consommation, il permet d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque ce ratio s'inverse. Le temps de séjour de l'eau dans la cuve dépend du volume du réservoir et de son niveau de remplissage [3].

V.2.2. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon plusieurs aspects :

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - ✓ Enterrés.
 - ✓ Semi-enterrés.
 - ✓ Sur sol.
 - ✓ sur tour (château d'eau).
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - ✓ Rectangulaire ou carrée :

Elle est adoptée pour les réservoirs de grande capacité supérieure à 10000 m³. Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable.
 - ✓ Circulaire :

Cette section est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³, il a une bonne stabilité des talus d'excavation et moins de risques de fissuration [3].

CHAPITRE V : Réservoir tampon

V.2.3. Les rôles du réservoir

Le réservoir a plusieurs fonctions, dont on peut citer :

- L'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation est importante.
- Réaliser une liaison entre le régime uniforme d'apport et celui de distribution qui est variable.
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Assurer la continuité de la distribution d'eau en cas d'arrêt de la pompe.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Joue le rôle de brise charge dans le cas de distribution étagée.
- Joue le rôle de relai (tampon)[2].

V.3. Définition d'un réservoir tampon

Un réservoir tampon est un réservoir intermédiaire, dont le rôle est de relier la partie refoulement à la partie gravitaire d'une adduction mixte, il n'a pas une capacité de stockage car il assure le passage direct de l'eau pour éviter les dépressions aux points les plus élevés et diminuer les frais d'énergie consommée par la pompe.

V.4. Dimensionnement du réservoir tampon

Le volume du réservoir tampon est déterminé d'après le temps de fermeture du robinet vanne placé en aval de la conduite gravitaire.

$$V = \frac{Q \times T}{2} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

Q : Le débit en m³/s

T : le temps de fermeture du robinet vanne égal à 35 minutes.

On aura alors :

$$V = \frac{0.474 \times 35 \times 60}{2} = 498 \text{ m}^3.$$

Après normalisation : $V = 500 \text{ m}^3$

$$V = S H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \quad (\text{V.2})$$

Si on prend la hauteur du réservoir tampon égale à 4 m, ça nous donne :

CHAPITRE V : Réservoir tampon

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = 12,6 \text{ m.}$$

$$D = 12.6 \text{ m.}$$

V.5. Les équipements du réservoir tampon

Le réservoir tampon doit être muni de :

- Conduite d'arrivée.
- Conduite de départ.
- Conduite de vidange.
- Joints d'étanchéité.

V.5.1. La conduite d'arrivée

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Dans notre cas, l'alimentation du réservoir tampon, sera par le bas.

V.5.2. La conduite de départ

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 cm à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension et le sable.

V.5.3. La conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

V.5.4. La conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès de l'eau arrivant au réservoir tampon en cas où une pompe ne s'arrête pas.

V.5.5. Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve, à cet effet, un barrage doit être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

CHAPITRE V : Réservoir tampon

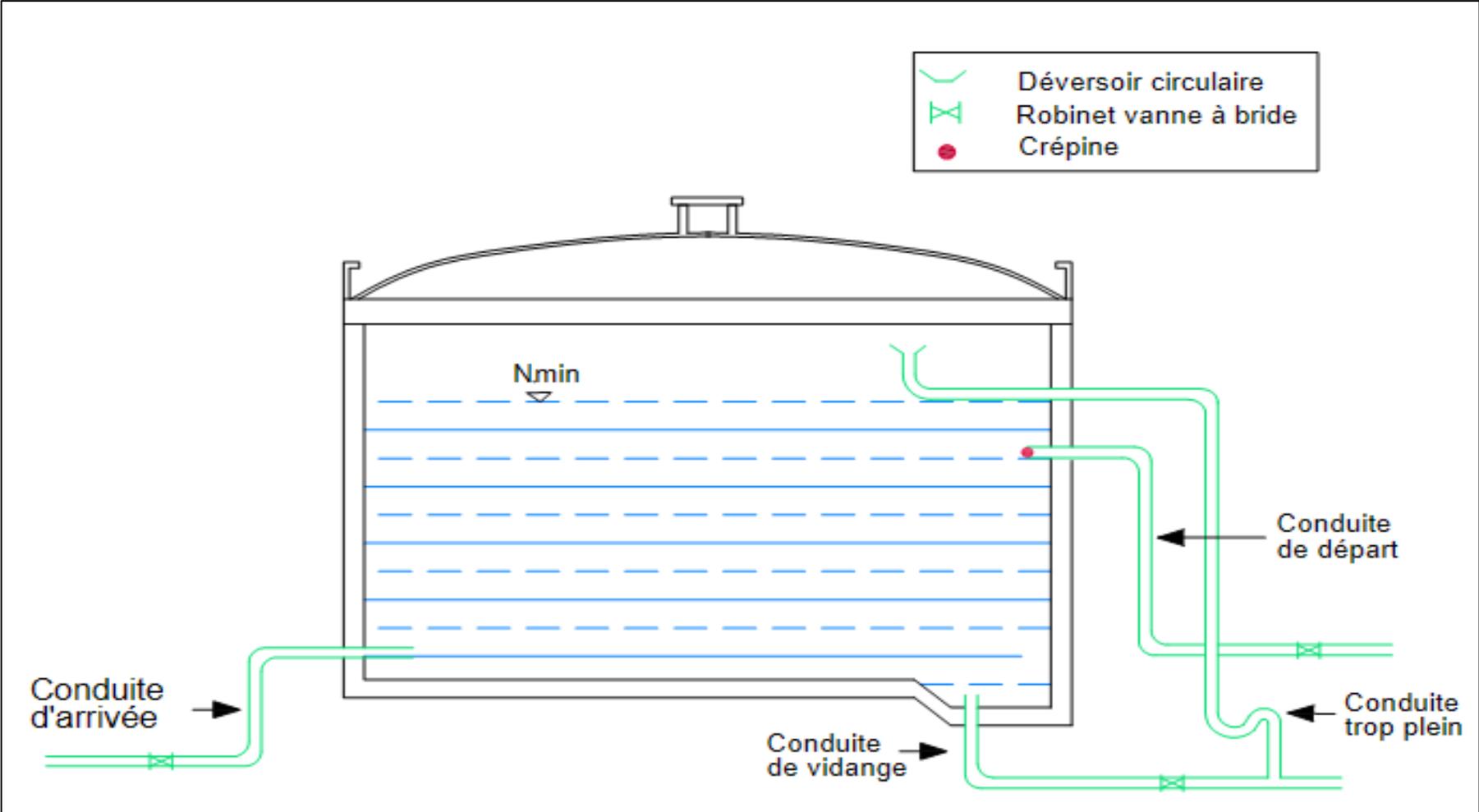


Figure V. 1. Schéma du réservoir tampon

CHAPITRE V : Réservoir tampon

V.6. Hygiène et sécurité des réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter la contamination de l'eau. [4]

V.7. Conclusion

Après avoir procédé au dimensionnement du réservoir tampon, on a opté pour un réservoir circulaire sur sol, dont son volume est égal à 500 m³ avec un diamètre de 12.6 m. Ce volume va nous permettre d'éviter le phénomène d'écêtement, et diminuer les frais de pompage.

En respectant les règles d'hygiène et sécurité, on assure une eau de qualité et une longue durée de vie de la structure.

Chapitre VI :

Etude de Pompage

VI. ETUDE DE POMPAGE

VI.1. Introduction

Le but de ce chapitre est l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage.

Nous allons faire une étude de la station de pompage, en dimensionnant les pompes, les moteurs, et le régalage avec le calage de chaque pompe.

VI.2. Définition de la pompe

Les pompes sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point haut, ceci se produit par la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique.

Leur principe de fonctionnement est la mise en rotation du fluide à pomper dans une roue qui tourne à grande vitesse (600- 3500 tour/min).

A la sortie de la roue le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, la pression dynamique acquise au niveau de la roue est transformée en pression statique.

Il existe un très grand nombre de types de pompes. Dans le domaine hydraulique, on utilise beaucoup les pompes centrifuges, qui sont classées de plusieurs manières en tenant compte de :

Le nombre de roues, la forme des aubes des roues, la direction de l'axe (horizontale, verticale, oblique), la position de la pompe par rapport au niveau du plan d'aspiration. [6]

VI.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

VI.4. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

CHAPITRE VI : Étude de pompage

VI.5. 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.

VI.6. Etude de pompage

Dans cette partie, nous déterminons la courbe caractéristique de la conduite, son point de fonctionnement et son calage.

VI.6.1. Courbe caractéristique de la conduite

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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

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

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

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

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

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau VI.1 :

CHAPITRE VI : Étude de pompage

Tableau VI. 1. Résultats de calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D (mm)	λ	H _c (m)
1	0	151,11	5979,5	630	0,008827	151,11
2	50	151,11	5979,5	630	0,008827	151,23
3	100	151,11	5979,5	630	0,008827	151,59
4	150	151,11	5979,5	630	0,008827	152,19
5	200	151,11	5979,5	630	0,008827	153,04
6	250	151,11	5979,5	630	0,008827	154,13
7	300	151,11	5979,5	630	0,008827	156,01
8	350	151,11	5979,5	630	0,008827	158,36
9	400	151,11	5979,5	630	0,008827	163,85
10	450	151,11	5979,5	630	0,008827	166,24
11	500	151,11	5979,5	630	0,008827	169,5
12	550	151,11	5979,5	630	0,008827	172,8
13	600	151,11	5979,5	630	0,008827	176,69
14	650	151,11	5979,5	630	0,008827	179,87

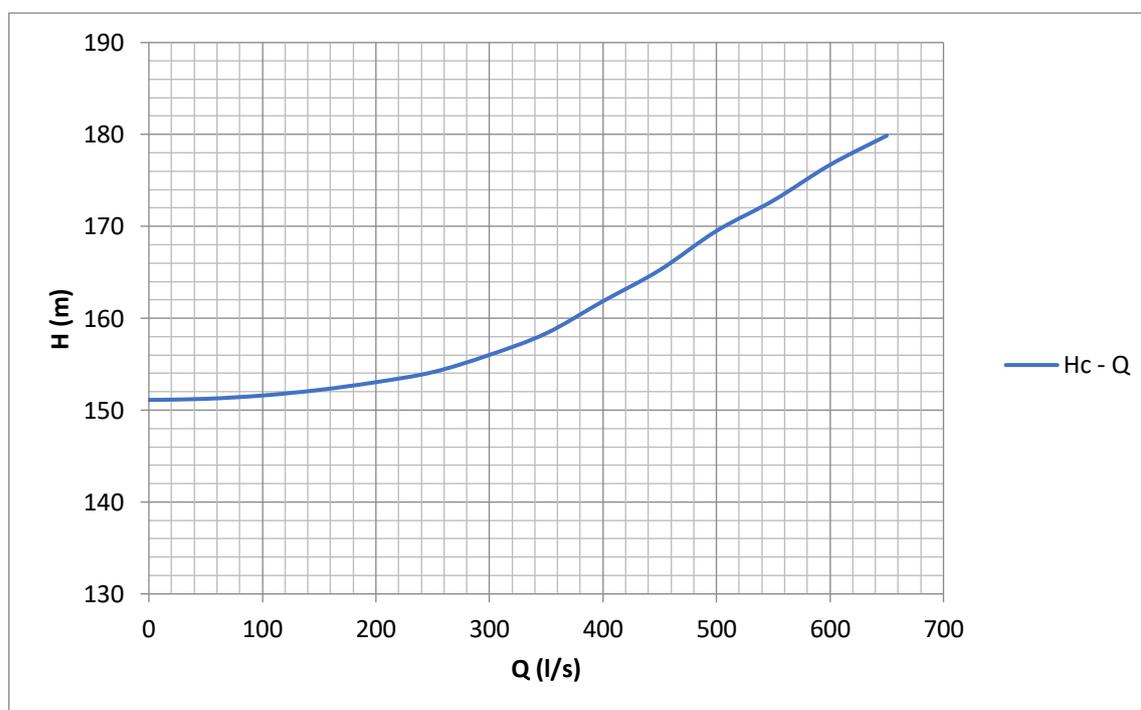


Figure VI. 1. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

CHAPITRE VI : Étude de pompage

VI.6.2. Choix du type de pompe

Compte tenu de la valeur importante du débit appelé, il faut prévoir 5 pompes en parallèle, dont le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2. Les caractéristiques de pompes

Variante	n	Q_{app} (l/s)	HMT (m)	η	P_{abs} (Kw)	NPSH _r (m)	Vitesse (t/min)	Type de la pompe	nombre étages
1	5	470	180	75%	221	11.8	2900	PM 125	2
2	5	467	178	77.6%	210	4.32	1450	PM 150	7

A partir du tableau, on opte pour la variante N°1 car elle est plus favorable du point de vue débit appelé, HMT, puissance absorbée, vitesse de rotation et nombre d'étage.

Remarque

On opte pour 5 pompes installées en parallèle avec une pompe de secours, ces 6 pompes sont identiques de PM 125, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

VI.6.3. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur [H-Q].
- La courbe de la puissance absorbée pour différents débits [P_{abs} -Q].
- La courbe rendement – débit [η -Q].

CHAPITRE VI : Étude de pompage

- La courbe des $(NPSH)_r$ pour différents débits $[NPSH_r-Q]$.

Ces courbes sont regroupées dans la figure VI.2 :

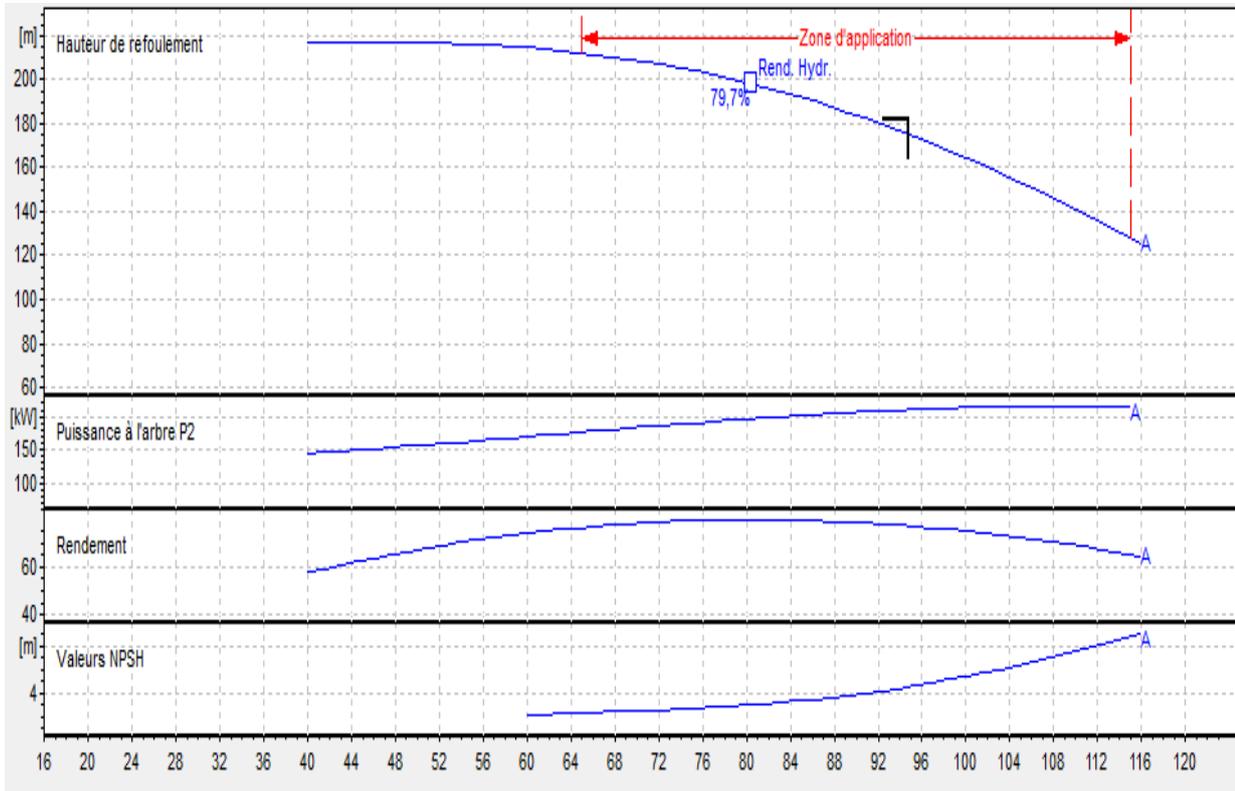


Figure VI. 2. Les courbes caractéristiques de la pompe.

VI.6.4. Le point de fonctionnement de la pompe :

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle.

Dans notre cas, la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation, le meilleur rendement, ainsi qu'une longue durée de vie.

La courbe caractéristique de la conduite et de la pompe et leur point de fonctionnement sont donnés sur la figure VI.3 :

CHAPITRE VI : Étude de pompage

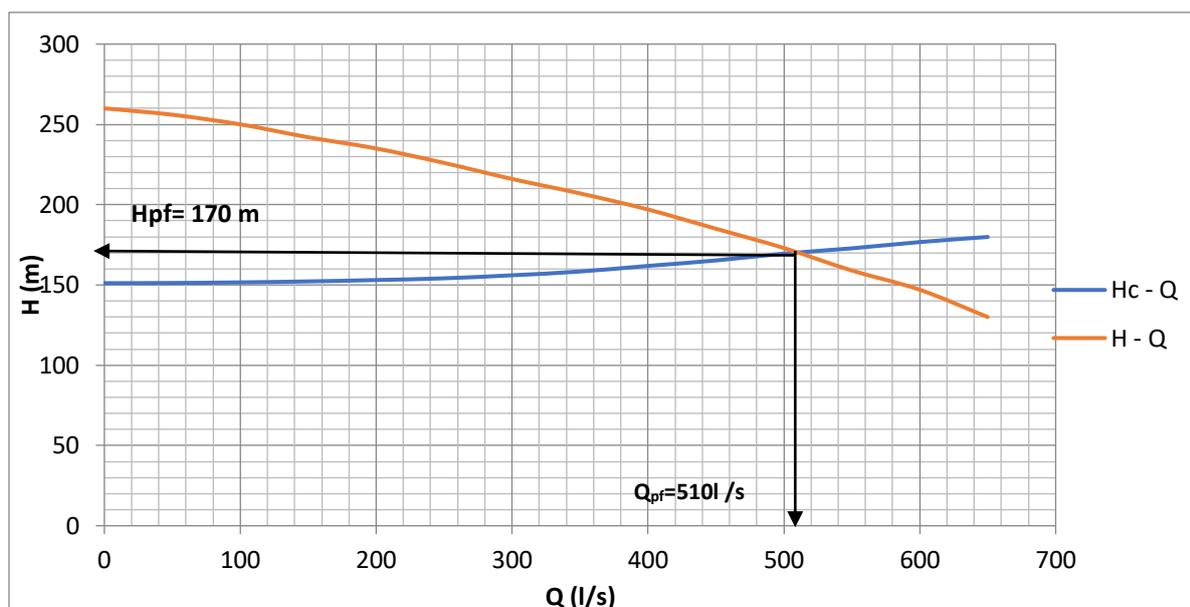


Figure VI. 3. Le point de fonctionnement des pompes.

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 510 \text{ l/s} > Q_{app} = 474 \text{ l/s.} \\ H_{pf} = 170 \text{ m} < H_{app} = 183.22 \text{ m.} \end{cases}$$

D'après les résultats trouvés avant, le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est inférieure à la hauteur manométrique appelée. Donc on doit régler notre pompe afin d'avoir la hauteur manométrique et le débit appelé et pour cela on doit passer par les modes de réglages.

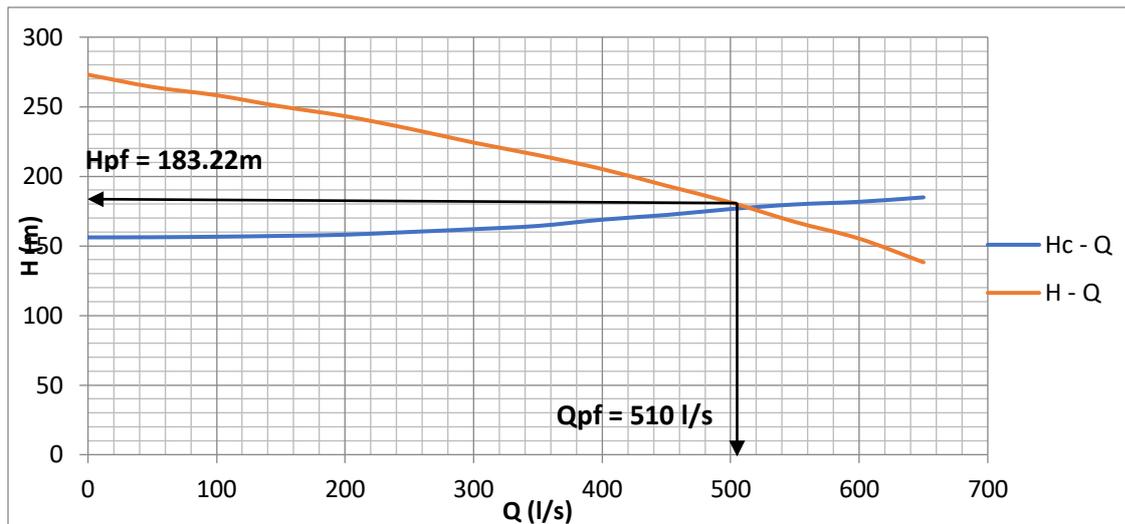
➤ Le réglage de la hauteur manométrique

Pour le réglage de la hauteur manométrique de la pompe, nous devons ajouter une pompe installée en série avec les six autres pompes, elle doit être choisie de façon à assurer une HMT égale à la différence entre la hauteur appelée et la hauteur du point de fonctionnement, c'est-à-dire 10.22 m.

En utilisant un logiciel de pompe, nous avons choisi une pompe de type MEC-02-65 ayant une HMT de 10.3m.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et la courbe résultante des pompes sont représentées dans la figure suivante :

CHAPITRE VI : Étude de pompage



Point de fonctionnement après modification de la hauteur manométrique

VI.6.5. Les 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 :

a. Débit disponible > Débit appelé

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

- Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe, à condition d'avoir un moteur à vitesse variable.
- Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement qui provoque une diminution du rendement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{VI.3})$$

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

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

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

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

$$h_v = H' - H_{app}$$

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

- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).

CHAPITRE VI : Étude de pompage

- 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:

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (VI.4)$$

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).

- Changement du type de la pompe : Si cela est possible.

- Rognage :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{Q_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (VI.5) \\ \frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (VI.6) \end{array} \right.$$

De (VI.5) et (VI.6) on aura : $H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (VI.7)$

En outre

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d * \sqrt{\frac{Q_{pf}}{Q_{app}}} \quad (VI.8)$$

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

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

Avec:

m : coefficient de rognage

Cette solution est valable si R% < 15.

b. Débit disponible < Débit appelé

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

- Changement de type de pompe.

c. Calcul de rognage

CHAPITRE VI : Étude de pompage

Les résultats obtenus par le rognage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3. Les résultats obtenus par la méthode de rognage.

H (m)	d (mm)	D (mm)	m	R (%)
197.13	130	144.61	0.96	3.59

On a choisi ce mode de réglage car le taux de rognage (R) est inférieur à 15%, ce qui permet de dire que cette solution est fiable pour les pompes adoptées.

VI.6.6. Etude de cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à atteindre la valeur de la pression de vapeur, il se produit à cet endroit du courant une évaporation locale du liquide, ce qui engendre des chocs très violents et des abrasions mécaniques rapides et spectaculaires pouvant détruire très rapidement les organes de la pompe.

Pour éviter tout risque de cavitation, la condition suivante doit être respectée :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Alors :

$$NPSH_d = NPSH_r + r.$$

r : marge de sécurité (0.1 – 0.5) m.

NPSH_d: Charge nette d'aspiration disponible

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\omega} - \frac{P_v}{\omega} - \left(-h_a + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \sum h_{asp} \right) = NPSH_r + r \quad (VI.9)$$

$$h_a = NPSH_r + r - \frac{P_{atm}}{\omega} + \frac{P_v}{\omega} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \sum h_{asp} \quad (VI.10)$$

h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

NPSH_r : Déterminé graphiquement d'après la figure VI.1.

$\frac{P_{atm}}{\omega}$: dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau VI.3).

$\frac{P_v}{\omega}$: dépend de la température de l'eau pompée (voir tableau VI.4)

Tableau VI. 4. Pression atmosphérique en fonction de la cote

H (m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\omega}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

CHAPITRE VI : Étude de pompage

Tableau VI. 5. Pression de vapeur en fonction de la température de l'eau.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\omega}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

$\sum h_{asp}$: la perte de charge totale du coté d'aspiration :

$$\sum h_{asp} = (1.1 - 1.15) \times \Delta h_{asp}^{lin}$$

Vasp : La vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration, égale à 1.23 m/s.

Lasp : longueur d'aspiration, elle est égale 50m.

da : le diamètre de la tubulure d'aspiration ; il est égale à 125 mm.

Le tableau suivant, regroupe les valeurs requises :

Tableau VI. 6. Les résultats de calcul de la hauteur d'aspiration.

NPSH _r	$\frac{P_{atm}}{\omega}$	$\frac{P_v}{\omega}$ (m)	D _{asp} (mm)	L _{asp} (m)	λ	Δh ^{lin} _{asp}	∑ h _{asp}	$\frac{V_{asp}^2}{2g}$	r	H _a
11.8	10.09	0.24	700	50	0.00878	0.054	0.05	0.077	0.3	2.377

VI.6.7. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (VI.11)$$

Tel que :

$$\nabla_{min} = 88.89 \text{ m.}$$

r = (0.3 ÷ 0.5) m, on prend r = 0.3m.

On aura en final : $\nabla_{axe} = 86.81 \text{ m.}$

CHAPITRE VI : Étude de pompage

VI.6.8. Le 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 notre pompe en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

Tableau VI. 7. Les caractéristiques du moteur.

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 t/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale	250 KW

VI.7. Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

VI.7.1 Equipements en amont de la pompe

- Conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poche d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente de 5% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à éviter.

- Joints :

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toute possibilité d'entrée d'air, dans ce cas on préférera souder les conduites 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 du montage et du démontage de la pompe.

- Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses,

CHAPITRE VI : Étude de pompage

dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieure 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 lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coup de bélier).

VI.7.2 Equipement en aval de la pompe

➤ Divergent :

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

➤ Clapet de non-retour :

A 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 du montage et du démontage de la pompe.

➤ Vanne de régulation :

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

➤ Vanne papillon :

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

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico- économique. Aussi la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être inférieure à 1%.

➤ Le by-pass :

CHAPITRE VI : Étude de pompage

Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement. Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet. Le rôle du by-pass est l'amorçage de la pompe, réglage du débit et la pression.

- Soupape de décharge :

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

VI.8. Conclusion

D'après l'étude de la station de pompage, on a opté pour six pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontale de même type (PM125) installées en parallèle raccordées avec une pompe de type MEC-02-65. Nous avons déterminé le point de fonctionnement des pompes, leur réglage, et leur calage, ce qui nous permet d'éviter le phénomène de cavitation.

Chapitre VII :
Protection Des Conduites
Contre Le Coup De Bélier

VII. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VII.1. Introduction

Le coup de bélier est un phénomène transitoire dont l'effet ne peut en aucun cas être totalement supprimé, une fois créé. Il convient, cependant de toujours chercher à atténuer ses effets pour qu'ils ne puissent pas nuire aux différentes installations hydrauliques.

Nous exposerons dans ce chapitre la définition du coup de bélier et les moyens de lutte contre ce phénomène.

VII.2. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire pouvant se manifester dans les conduites en charge [2].

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction gravitaire dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne. Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont, en général connues.

VII.3. Les causes de coup de bélier

Le coup de bélier peut être causé par :

- 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.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine [2].

VII.4. Les risques liés aux coups de bélier

En pratique les risques liés au coup de bélier sont importants :

VII.4.1. Risque de forte pression

La somme de la pression initiale et les surpressions dues au coup de bélier, peut produire une fissuration de la conduite en dépassant la pression maximale admissible de cette dernière.

VII.4.2. Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VII.4.3. Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées [2].

VII.5. Description physique du phénomène

Le coup de bélier se produit en quatre phases :

VII.5.1. Phase 01

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

Si **L** est la distance entre la pompe et le réservoir, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est ($t = \frac{L}{a}$).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur [1].

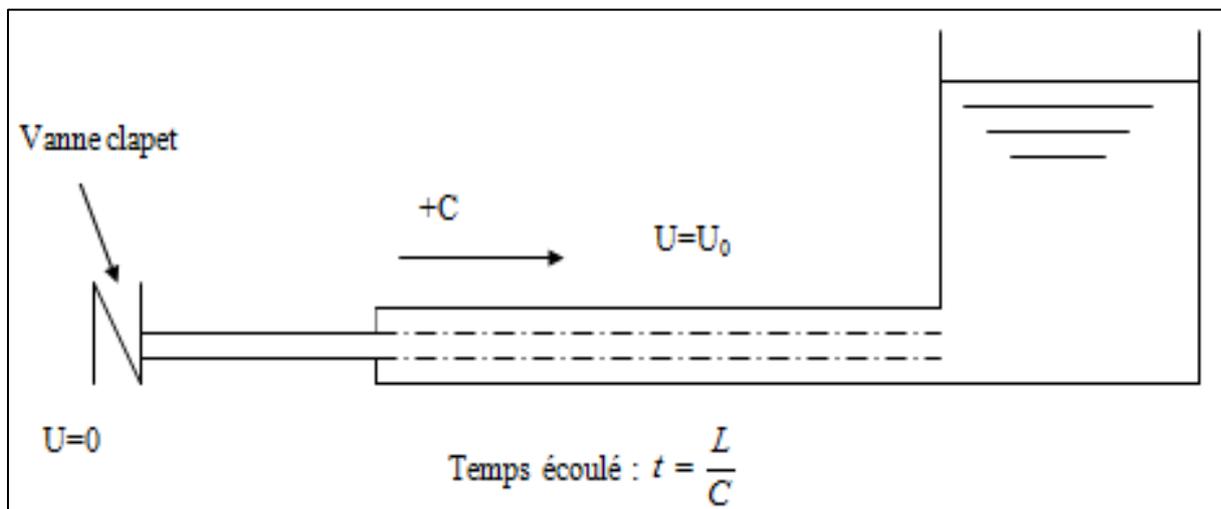


Figure VII. 1. Première phase du phénomène de coup de bélier.

VII.5.2. Phase 02

En raison de son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre primitif, et l'eau revient dans la conduite au bout d'un nouveau temps ($\frac{L}{a}$) soit au total ($\frac{2L}{a}$) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est alors redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet anti-retour de la pompe [1].

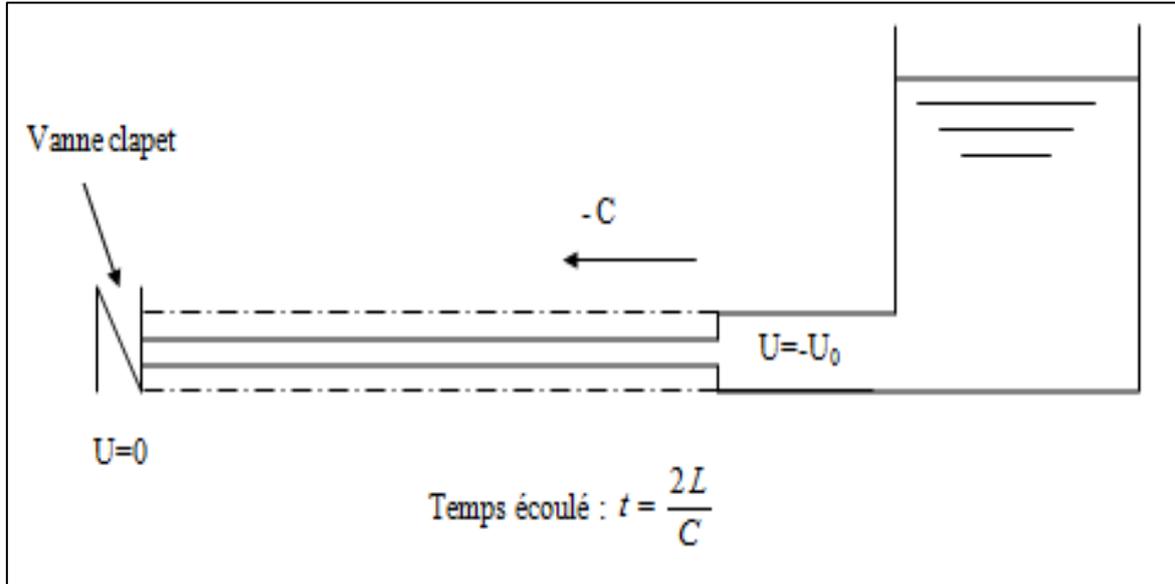


Figure VII. 2. Première phase du phénomène de coup de bélier

VII.5.3. 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 [1].

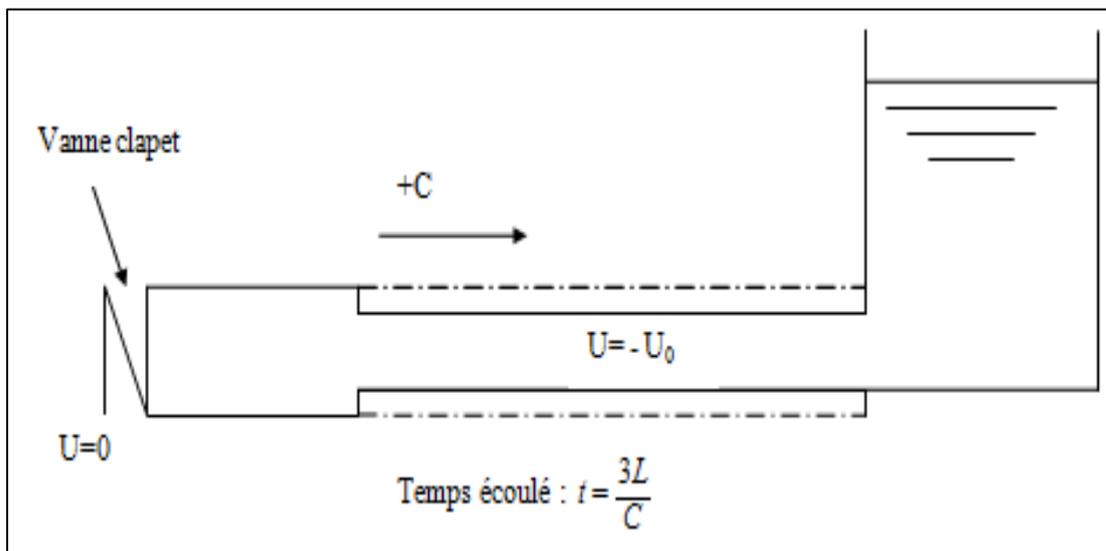


Figure VII. 3. Troisième phase du phénomène de coup de bélier.

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.5.4. Phase 04

Grâce à son élasticité, la conduite reprend progressivement son diamètre initial à partir du réservoir en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprennent leurs dimensions initiales au bout d'un nouveau temps ($\frac{L}{a}$), c'est-à-dire à ($\frac{4L}{a}$) depuis l'origine [1].

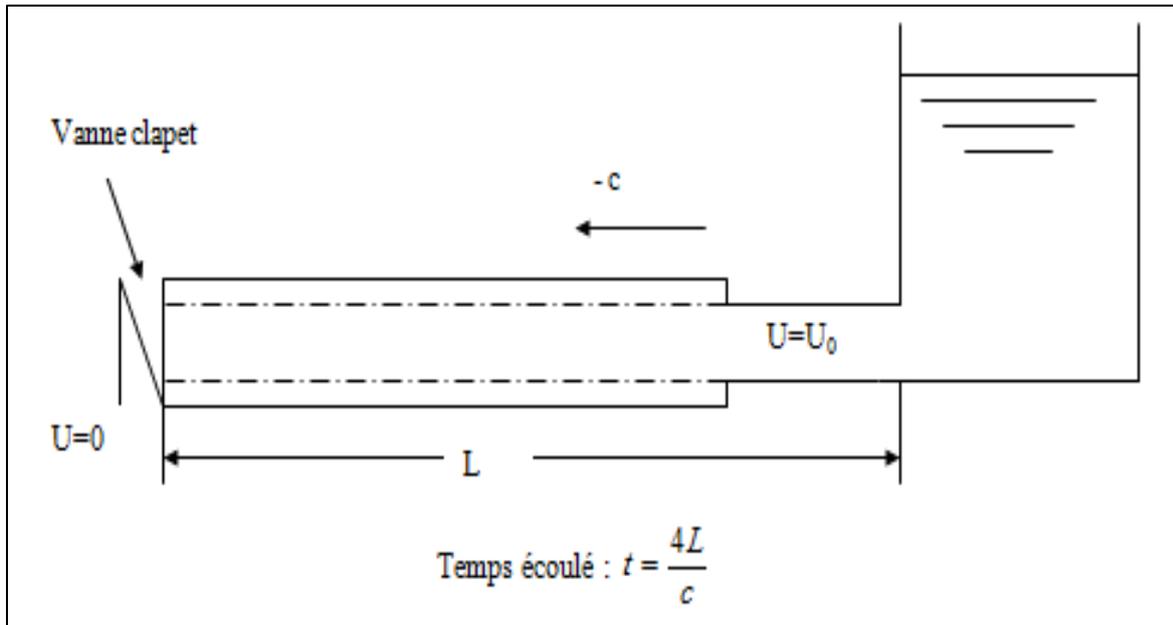


Figure VII. 4. Quatrième phase du phénomène de coup de bélier.

VII.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

VII.6.1. Les moyens de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

- Les 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 de pompage et raccordée au refoulement[1].

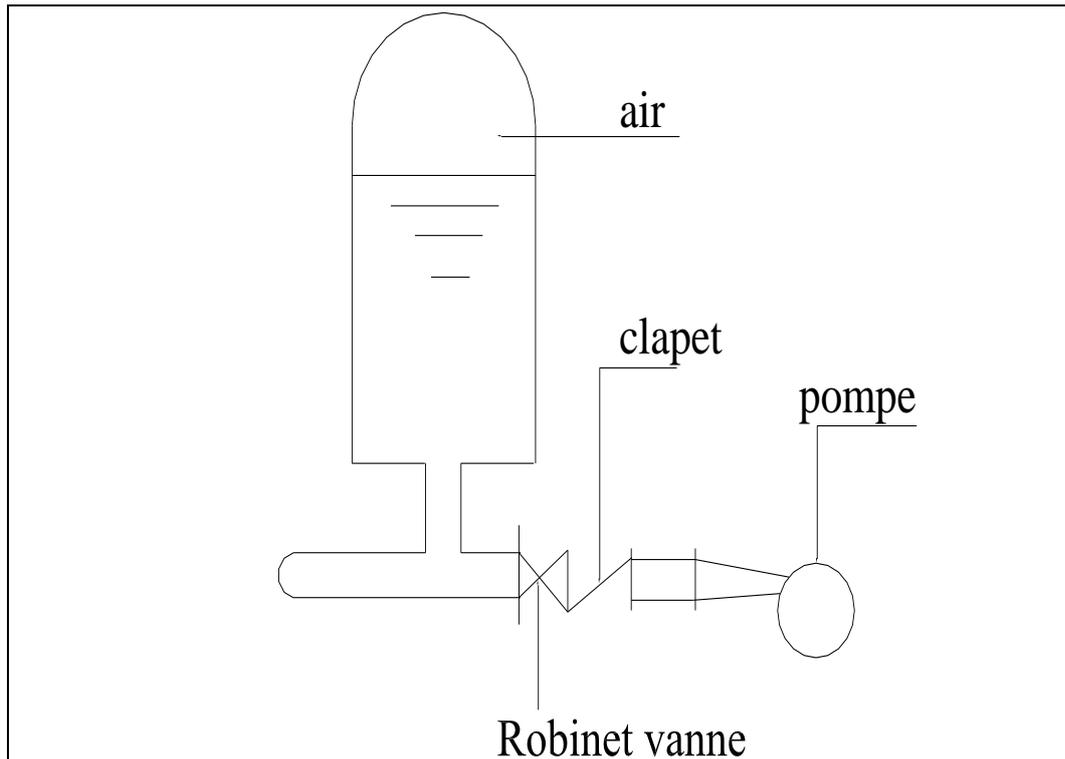


Figure VII. 5. Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

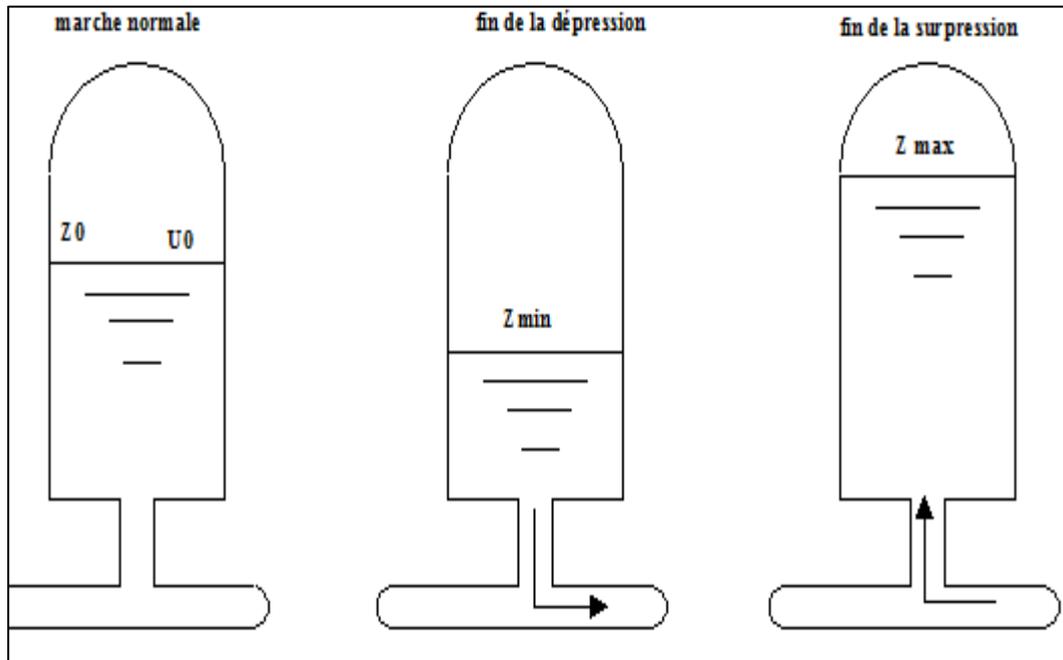


Figure VII. 6. Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

➤ **Les volants d'inertie**

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Le volant d'inertie intervient 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[1].

➤ **Les soupapes de décharge :**

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger[1].

➤ **Les cheminées d'équilibre :**

C'est un réservoir à l'air libre utilisé pour la surpression et la dépression, c'est un réservoir à pression atmosphérique de plus haute hauteur puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges[1].

Pour notre adduction, on propose comme moyen de protection, le réservoir d'air, car :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression.
- Il est simple à installer.
- Il est utilisé pour les moyennes et les grandes hauteurs de refoulement.
- Il a un bon fonctionnement.
- Il a une bonne sécurité.

VII.6.2. Calcul du réservoir anti bélier par la méthode de VIBERT

Le calcul du réservoir anti bélier permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume d'un réservoir d'air.

La méthode de VIBERT est une méthode graphique simplifiée, elle nous donne la valeur maximale du coup de bélier.

Les étapes à suivre pour déterminer le volume du réservoir d'air selon la méthode de VIBERT :

- On commence par le calcul de la célérité d'onde à l'aide de la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

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

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 ; $\rho = 1000$ kg / m³

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

em : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

vm: Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;vm=0,46 (PEHD)

vs: Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;vs=0,33

Em : Le module de Young du matériau de la conduite;Em =1.2,109 Pascal

Es: Module de Yong du sol considéré Es =2,108 Pascal.

- Calcul de la charge absolue en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII.2})$$

- Calcul de la charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde) :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{CV_0}{g} \quad (\text{VII.3})$$

On a

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ \frac{h_0}{Z_0} = \frac{V_0^2}{2 \times g \times Z_0} \end{aligned} \right\}$$

D'après l'abaque de VIBERT (voir Annexe 4), on tire les coefficients $\frac{U_0}{LS}$ et $\frac{Z_{\min}}{Z_0}$.

Alors on aura :

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \quad \Rightarrow \quad U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

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

Tableau VII. 1. Les caractéristiques de l'adduction par refoulement

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	D _{int} (mm)	S (m ²)	v (m/s)	L (m)	H _g (m)
Station de pompage-réservoir tampon	PEHD	630	515.64	0.31	1.52	5979,5	151,11

Le tableau suivant résume les différents résultats pour le calcul du réservoir anti-bélier :

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VII. 2. Calcul du volume de réservoir d'air

Tronçon	C (m/s)	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{LS}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _{tot} (m ³)
Station de pompage-réservoir tampon	683.46	161.11	267	1.66	7.31×10^{-4}	6.5×10^{-3}	0.753	12.05	16	16

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

Les conduites gravitaires sont aussi menacées par les effets du coup de bélier de même que les conduites de refoulement, sauf qu'il commence par une surpression puis s'achève par une dépression.

Dans ce cas, le coup de bélier est dû 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 alors la déformation se transmet à la conduite est le coup de bélier nait, 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 constituant un danger pour la conduite.

La seule protection des conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier consiste à l'étude de la loi de fermeture des vannes sur ces conduites [3].

Etude du tronçon (Point de piquage P3 – Château d'eau HOUARI 3) :

On étudie la conduite reliant le point de piquage P3 et le château d'eau HOUARI 3 dont le diamètre est de 125 mm et la longueur 1034.78 m. Cette conduite est en acier et équipée en aval d'une vanne à fermeture lente.

Procédure de calcul de la pression maximale supportée par la conduite en cas de coup de bélier :

➤ Calcul de la célérité "c" :

On calcule la célérité parla formule publiée par B. SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite (voir formule VII.1)

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 ; $\rho = 1000$ kg / m³

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

em : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0,23$ (PEHD)

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

Em : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 120.109$ Pascal

Es: Module de Young du sol considéré $E_s = 2,108$ Pascal.

On aura :

$c = 1177.13$ m/s.

➤ Le temps nécessaire pour que l'onde atteigne la vanne:

$$tr = \frac{2L}{c} \text{ (VII.4)}$$

$$A.N \quad tr = \frac{2 \times 1034.78}{1177.13} = 1.76 \text{ secondes}$$

- Si $t' \leq \frac{2L}{c}$ le coup de bélier a pour valeur maximale en mètre d'eau : $b = \frac{cV}{g}$
- Si $t' > \frac{2L}{c}$ le coup de bélier est moins important et a pour valeur (en mètre d'eau) : $b = \frac{2LV}{gt'}$

Avec t' est le temps de la fermeture de la vanne qui est égale à 35 minutes.

Nous calculons la valeur de la surpression pour les différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t'} \text{ (VII.5)}$$

Avec :

$L = 5363.83$ m.

$V_0 = 1.69$ m/s.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 5 minute. On trouve :

$b = 6.16$ m.

La pression totale supportée par la conduite est la somme de la pression dans le cas normal et la surpression due au coup de bélier, alors pour éviter la fissuration de la conduite, il faut qu'elle soit inférieure à la pression nominale (160 m).

Dans notre cas :

CHAPITRE VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

$$P_{\text{après coup de bélier}} = P_i + b = 115.56 + 6.16 = 121.72 \text{ m.}$$

VII.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons expliqué le phénomène du coup de bélier, opté pour un réservoir d'air comme solution de la partie de refoulement et nous recommandons de manœuvrer les vannes lentement pour la partie gravitaire de l'adduction. Un exemple de calcul dans ce cas a été présenté pour la conduite reliant le point de piquage 3 et le château d'eau HOUARI 3.

La méthode de VIBERT, vu sa simplicité a été appliquée pour le calcul du volume du réservoir d'air qui sera installé juste à la sortie de station de pompage et dont le volume est de 120m^3 .

Chapitre VIII :
Pose Des Canalisations Et
Accessoires

VIII. POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

VIII.1. 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 rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à la reconstruction du système d'adduction d'AHMER EL AIN et BOURKIKI. Pour que celle-ci soit complète, nous ne devons pas négliger l'étape de pose des conduites, ainsi que les accessoires à utiliser.

VIII.2. Pose de canalisation

VIII.2.1. Principe de pose de canalisations

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

- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au-dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.
- Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.
- Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.
- Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

VIII.2.2. Les efforts agissant sur la conduite

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

CHAPITRE VIII : Pose des canalisations et accessoires

VIII.2.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins [7] (figure VIII.1).



Figure VIII. 1. Pose de conduite dans un terrain ordinaire (Source : groupe-lauriere.com/références-ouvrages/groupe-laurière).

VIII.3. Les accessoires

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

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

Les accessoires qu'on peut trouver dans un projet d'adduction mixte sont

VIII.3.1. Les robinets vannes

Ce sont des appareils permettant d'ouvrir ou de fermer un tuyau, on distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vanne papillon.

➤ Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

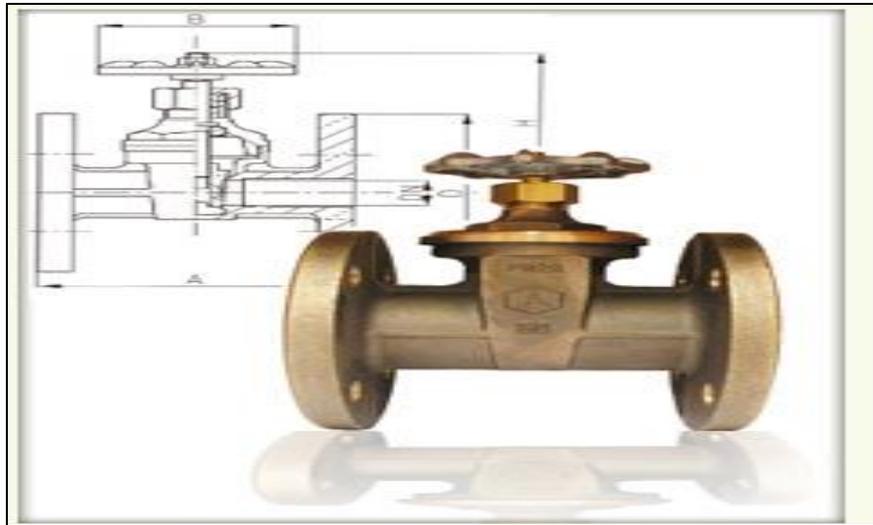


Figure VIII. 2. Robinets vanne à opercule (Source : autexier.fr)

➤ Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VIII. 3. Robinets vanne papillon (Source : pamline.fr)

VIII.3.2. Des clapets anti retour

Le clapet anti-retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

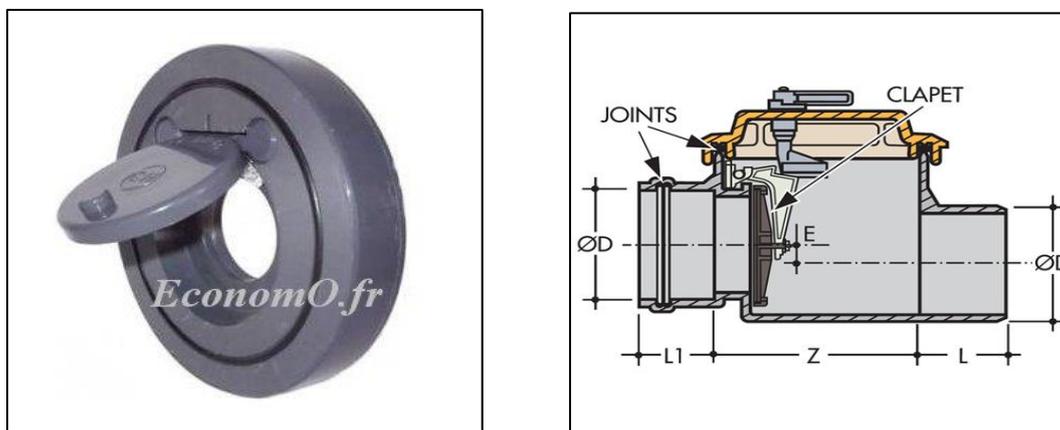


Figure VIII. 4. Clapet anti retour (manomano.fr/clapet-anti-retour)

VIII.3.3. Des ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

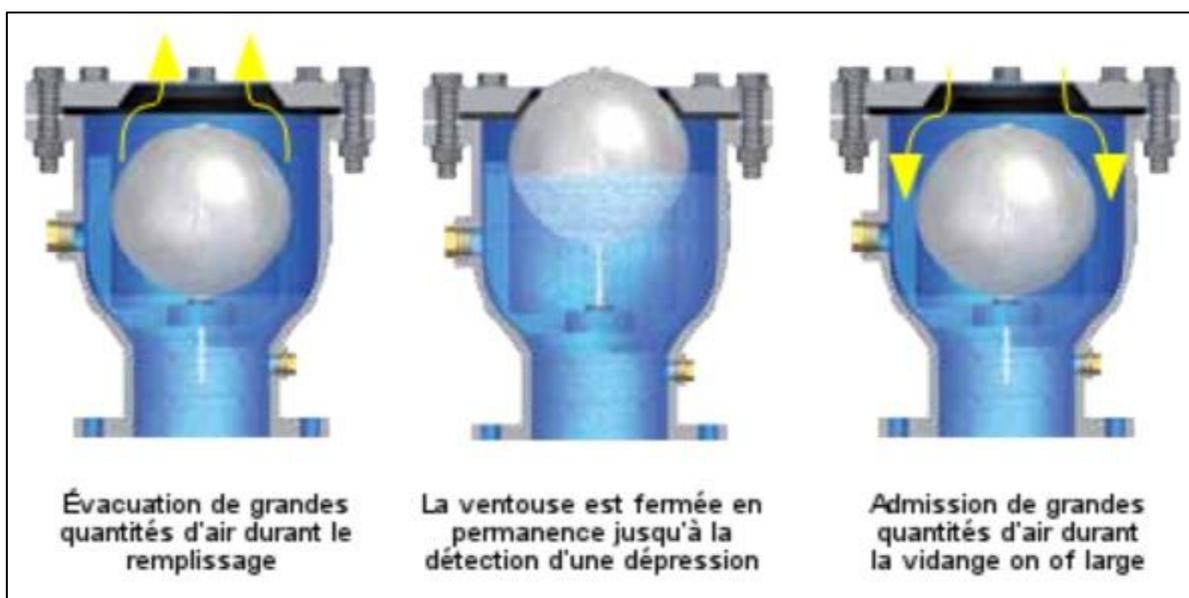


Figure VIII. 5. Mode de fonctionnement d'une ventouse (source : helyon.com/category/protection-contre-la-pression-et-le-vide)

VIII.3.4. Des vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite en compagnie). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VIII.3.5. Un réservoir anti-bélier

Le réservoir anti-bélier ou le réservoir d'air protège les installations de refoulement aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VIII.6).

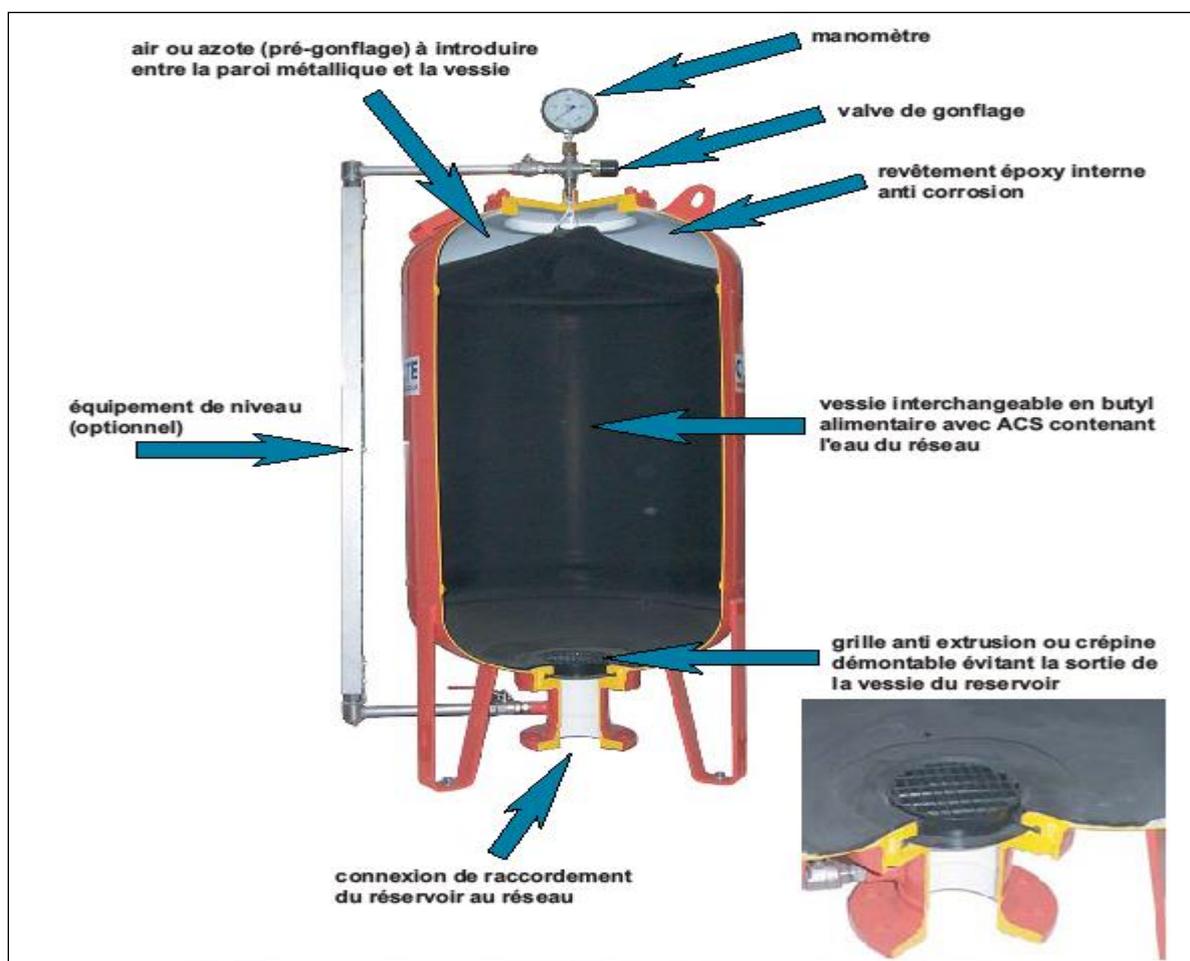


Figure VIII. 6. Réservoir anti bélier à vessie butyle (source : document CHARLATTE)

VIII.3.6. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

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

CHAPITRE VIII : Pose des canalisations et accessoires

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.



Figure VIII. 7. Une vanne by-pass (source : jardimagine.com)

VIII.3.7. Des 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.

Dans notre cas, les crépines seront aussi installées sur la conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur du réservoir tampon.

VIII.3.8. Les organes de mesure

➤ Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- La venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VIII.8). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

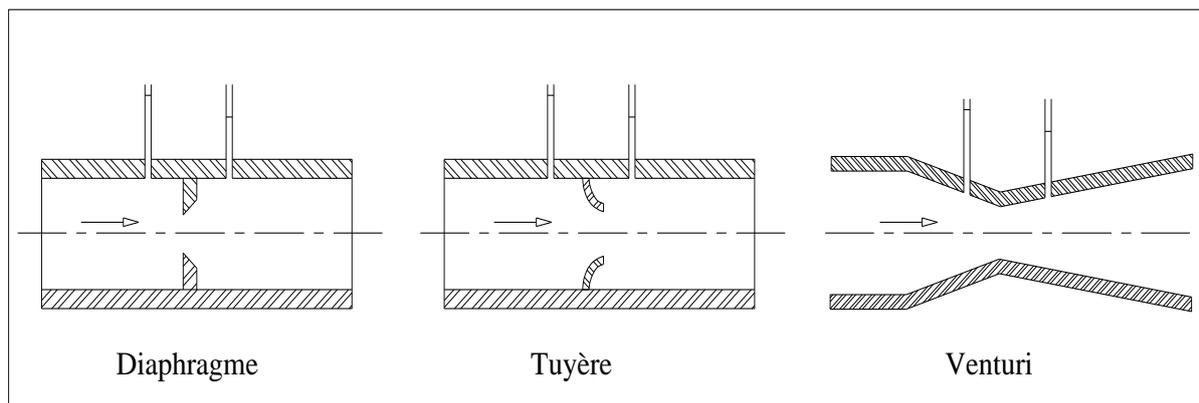


Figure VIII. 8. Débitmètres (source : jardimagine.com)

➤ Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VIII.9).

➤ Manomètres à soufflet

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



Figure VIII. 9. Manomètre (d'après document BAMO)

CHAPITRE VIII : Pose des canalisations et accessoires

VIII.4. Les 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 ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

VIII.4.1. 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, convenablement dimensionnés.

VIII.4.2. Cônes

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

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VIII.4.3. 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.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VIII.4.4. Joints de démontage :

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...) et au niveau de certains joints.

VIII.5. Conclusion :

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, étant donné que nous avons un système avec des diamètres variables, alors la largeur et la profondeur des tranchées à réaliser seront variables le long du tracé.

CHAPITRE VIII : Pose des canalisations et accessoires

Les accessoires à utilisés seront :

- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de la 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.
- Le clapet anti-retour.
- Les appareils de mesure de pression et de débit.

Chapitre IX :

Organisation De Chantier

IX. ORGANISATION DE CHANTIER

IX.1. Introduction

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

IX.2. Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- ⇒ Vérification, manutention des conduites
- ⇒ Emplacement des jalons des piquets
- ⇒ Aménagement du lit de pose
- ⇒ La mise en place des canalisations en tranchée
- ⇒ Assemblage des tuyaux
- ⇒ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- ⇒ Remblai des tranchées

IX.3. Travaux concernant l'adduction

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

➤ 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.

➤ 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.

➤ Pose des conduites

La pose de conduite doit être faite 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 ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

➤ 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.

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

➤ Remblayage des tranchées

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

➤ 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.

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

IX.4.1. Déblais d'excavation

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

Sachant que :

$$V_{exc} = S_{exc} \times L_{exc} \text{ (IX. 1)}$$

D'où :

- V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives
- S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe
- L_{exc} : distance entre deux coupes consécutives

Et :

$$S_{exc} = b \times h \text{ (IX. 2)}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée
- h : profondeur de la tranchée

IX.4.1.1. La largeur du fond de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite. La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$b = d + 0.6 \text{ (IX.3)}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m)
- d : diamètre de la conduite (m)

IX.4.1.2. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \text{ (IX.4)}$$

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

Avec :

- H : profondeur de la tranchée. (m)
- e : hauteur de lit de pose. (m)
- d : diamètre de la conduite. (m)
- h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite (m).

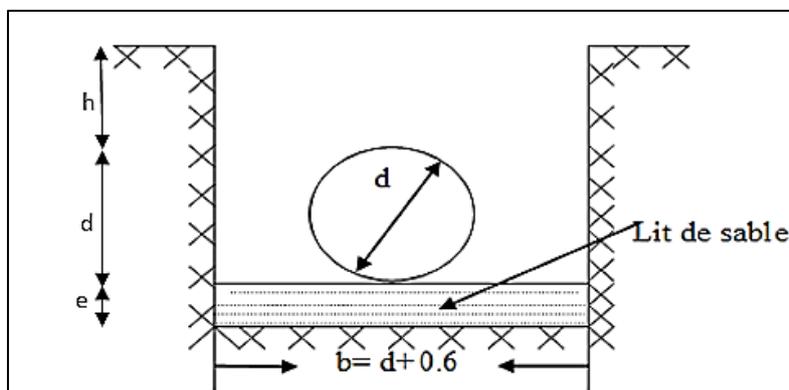


Figure IX. 1. Figure représentant les paramètres de calcul de la profondeur et la largeur de la tranchée.

Le tableau IX.1 englobe les différentes longueurs de chaque diamètre trouvé dans le dimensionnement de l'adduction (voir chapitre IV), et les volumes d'excavation :

Tableau IX. 1. Les résultats de calcul du volume d'excavation

Diamètre (mm)	Longueur (m)	b (m)	H (m)	S _{exc} (m ²)	V _{exc} (m ³)
630	5979,5	1,23	1,78	2,19	13091,52
500	9968,18	1,10	1,65	1,82	18092,25
350	353,71	0,95	1,50	1,43	504,04
315	848,45	0,92	1,47	1,34	1137,33
300	1664,62	0,90	1,45	1,31	2172,33
250	224,28	0,85	1,40	1,19	266,89
200	2519,96	0,80	1,35	1,08	2721,56
160	1153,98	0,76	1,31	1,00	1148,90
150	508,53	0,75	1,30	0,98	495,82
125	4337,08	0,73	1,28	0,92	4009,09
80	260	0,68	1,23	0,84	217,46
					43857,18

IX.4.2. Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \text{ (IX.5)}$$

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

Avec :

V_s : volume du lit de sable (m^3)

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

L : longueur de la tranchée (m)

Le tableau suivant présente les résultats obtenus pour chaque tranchée :

Tableau IX. 2. Les résultats de calcul du volume de lit de sable.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	b (m)	$V_{\text{lit de sable}} (m^3)$
630	5979,5	1,23	1103,22
500	9968,18	1,10	1644,75
350	353,71	0,95	50,40
315	848,45	0,92	116,45
300	1664,62	0,90	224,72
250	224,28	0,85	28,60
200	2519,96	0,80	302,40
160	1153,98	0,76	131,55
150	508,53	0,75	57,21
125	4337,08	0,73	471,66
80	260	0,68	26,52
			4157,48

IX.4.3. Remblai compacté

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

$$V_r = V_{\text{exc}} - V_s - V_c \text{ (IX.6)}$$

Avec :

- V_r : volume du remblai
- V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)
- V_s : volume du lit de sable.
- V_{cond} : volume occupé par la conduite, il est égale à :

$$V_c = S_c \times L \text{ (IX. 7)}$$

Tel que :

- S_c : section de la conduite (m^2), égale à :

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \text{ (IX.8)}$$

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

Les résultats des volumes du remblai sont résumés dans le tableau IX.3 :

Tableau IX. 3. Les résultats de calcul du volume de remblai.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	V _{exc} (m ³)	V _{lit de sable} (m ³)	V _{conduite} (m ³)	V _{remblai} (m ³)
630	5979,5	13091,52	1103,22	1863,01	10125,29
500	9968,18	18092,25	1644,75	1956,26	14491,24
350	353,71	504,04	50,40	34,01	419,62
315	848,45	1137,33	116,45	66,09	954,79
300	1664,62	2172,33	224,72	117,61	1830,00
250	224,28	266,89	28,60	11,00	227,29
200	2519,96	2721,56	302,40	79,13	2340,03
160	1153,98	1148,90	131,55	23,19	994,16
150	508,53	495,82	57,21	8,98	429,63
125	4337,08	4009,09	471,66	53,20	3484,23
80	260	217,46	26,52	1,31	189,64
total	27818,29	43857,18	4157,48	4213,78	35485,92

Tableau IX. 4. Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	43857,18
2	Lit de sable	m ³	4157,48
3	Les conduites	ml	4213,78
4	Remblais	m ³	35485,92
			87714,36

IX.5. Choix des engins de terrassement

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

IX.5.1. La pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, elle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranchée.
- 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.

IX.5.2. Bulldozer

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

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

IX.5.3. 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.

IX.5.4. 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.

IX.6. Planification des travaux

IX.6.1. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \text{(IX.9)}$$

- R_p : le rendement de la pelle (m^3/h)
- q : capacité du godet, dépend du volume de terrassement par la pelle (voir tableau IX.4)
- K_r : coefficient de remplissage du godet $K_r = 0,8 - 0,9$ on prend $K_r = 0,8$

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

- K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: $K_t = 0,7- 0,9$ prenons $K_t = 0,8$
- K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$.
- T_c : la duré d'un cycle de remplissage du godet $T_c = (15-30)$ s, on prend :

$$T_c = 20 \text{ s.}$$

Tableau IX. 5. Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est inférieur à 20000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1,25 m³.

$$\underline{\text{A.N}} : R_p = \frac{3600 \times 1,25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2}$$

$$R_p = 120 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour, on aura :

$$R_p = 960 \text{ m}^3/\text{j.}$$

IX.6.2. Durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation

$$\text{sera : } T = \frac{V}{R_p} \quad (\text{IX. } \quad (\text{IX.10})$$

- V : volume du sol excavé (m³).
- R_p : capacité du godet en jour (m³/jour)

$$\underline{\text{A.N}} : T = \frac{43857,18}{960} = 46 \text{ jours}$$

IX.6.3. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau IX.5, avec :

- Pose de conduite : 1 km/jour.

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

- Lit de sable : 1.5 km/jour.
- Epreuve de joint de la canalisation : 1 km/jour.
- Remblais : 4 km/jour.
- Compactage : 2 km/jour.

Tableau IX. 6. Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée(jour)
A	Excavation de la tranchée	46
B	Lit de sable	19
C	Pose de conduite	28
D	Epreuve de joint et de la canalisation	28
E	Remblais	111
F	Compactage	66

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation reviewtechnic), qui est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches (un évènement) et ils sont parcourus par un flux qui est le temps. Cette méthode à été élaboré en 1958 par les Américains.

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

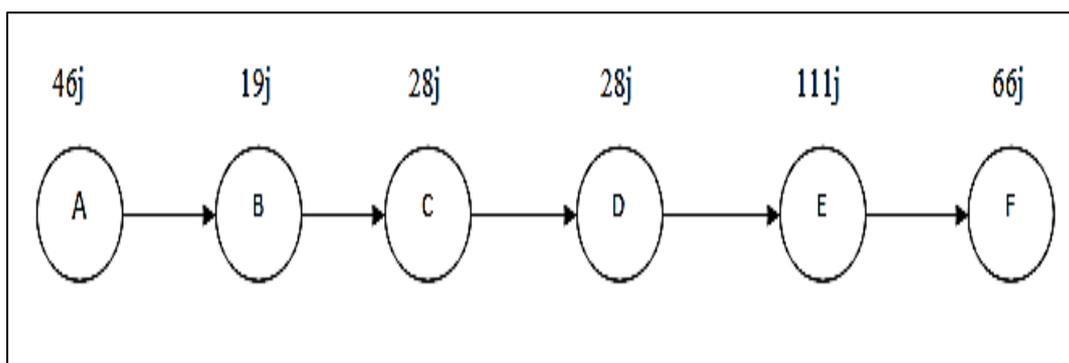


Figure IX. 2. Réseau à nœud.

Donc la durée totale du projet est de 298 jours.

CHAPITRE IX : Organisation de chantier

IX.7. Devis estimatif des travaux

Le tableau IX.6 récapitule le devis de différents travaux :

Tableau IX. 7. Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	300	43857,18	13157153,23
2	Lit de sable	m ³	150	4157,48	623621,44
3	Conduites	ml	-	-	55969393,99
4	Remblais	m ³	300	35485,92	10645776,52
					80395945,18

Alors le cout total des travaux de terrassement est 80395945,18 DA.

IX.8. Conclusion

L'étude de l'organisation de chantier nous permet de planifier et organiser tous les travaux durant la période d'exécution. Dans ce présent chapitre, nous avons déterminé :

- Les volumes des travaux.
- Les engins à utiliser.
- Le cout total des travaux de terrassement.
- La durée du projet.

Autrement dit, l'étude de l'organisation de chantier nous a permis de planifier et organiser tous les travaux durant la période d'exécution.

Chapitre X :
Protection Et Sécurité De
Travail

X. PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

X.1. Introduction

Le risque d'accident est réel dans chaque phase de réalisation d'un projet : Que ce soit dans la phase des travaux de terrassement, des travaux de bétonnage, dans les installations électriques ou les installations sous pressions. Le risque existe aussi en exploitation c'est à dire après la réalisation du projet (travaux d'entretien des pompes et des installations).

Il est donc important de tenir compte de l'ensemble des mesures sécuritaires afin d'éviter ou limiter au maximum les éventuels risques pouvant survenir pendant ces phases.

X.2. Définition des accidents de travail

Selon le code de sécurité sociale, un accident de travail est un accident survenu par le fait où à l'occasion du travail, de toute personne salariée ou travaillante, à quelque titre que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chef d'entreprise. On peut citer :

- Les accidents entraînant une incapacité temporelle (IT) : donnant lieu à une indemnisation d'au moins un jour.
- Les accidents de travail avec une incapacité permanente (IP) : donnant lieu à l'attribution d'une rente ou d'un capital.

L'accident de travail est :

- Soudain.
- Doit provoquer une lésion du corps.
- Se produit à l'occasion de travail.

X.3. Définition d'une maladie professionnelle

On peut considérer une maladie comme maladie professionnelle si elle est la conséquence directe de l'exposition d'un travailleur à un risque physique, chimique, biologique ou résulte des conditions dans lesquelles il exerce son activité professionnelle.

La maladie professionnelle doit être :

- Déclarée par le salarié avec un certificat médical descriptif.
- Le métier doit être dans la liste indicative ou la liste limitative.
- La déclaration de la maladie professionnelle par le salarié doit être faite dans les délais prévus par la réglementation pour être pris en charge.

X.4. Les causes principales des accidents de travail

Les causes des accidents de travail sont la somme de différents éléments ou facteurs, classés selon deux catégories distinctes :

- Facteur matériel.
- Facteur humain.

CHAPITRE X : Protection et sécurité de travail

X.4.1. Le facteur matériel

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origines matériels sont :

- Installations non ou mal protégés.
- Protection individuelle inexistante.
- Outillage, engins, équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

X.4.2. Le facteur humain

Il concerne les actions dangereuses qui sont des réactions physiques des travailleurs difficiles à prévoir, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment selon les circonstances ou selon son humeur personnelle.

Les conditions dangereuses pouvant causées des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins.
- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.
- Ne pas utiliser les équipements de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage ou de manipulation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Défaut de formation technique.
- Défaut d'organisation générale du travail.

X.5. Prévention

La prévention est une attitude ou l'ensemble des mesures à prendre pour éviter qu'un accident, ou une maladie ne se produisent, par exemple :

- Le matériel utilisé doit être conforme aux normes requises et bien entretenu.
- La signalisation dans l'entreprise et principalement sur les chantiers, doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert).
- Isolement des zones dangereuses.
- Amélioration des ambiances de travail (bruit, empoussièremment, ambiance thermique).
- Contrôle des matériaux.
- Contrôle médical périodique[8]

X.6. Les moyens de protection

Un équipement de protection est un dispositif, un mécanisme, un appareil ou une installation qui par sa conception (agencement et matériaux constitutifs), est capable d'assurer

CHAPITRE X : Protection et sécurité de travail

valablement la protection des salariés contre un ou plusieurs risques professionnels et d'en limiter ainsi les conséquences, on peut les diviser en deux catégories :

X.6.1. Les moyens de protection collectifs

Il est dit de protection collective s'il assure indistinctement la sécurité du salarié affecté au poste et celle des autres personnes présentes à proximité. Les équipements de protection collective permettent de protéger l'ensemble des salariés et sont dans ce sens à privilégier. Quatre principes régissent les moyens de protection collective :

- la protection par éloignement (balisage, déviation...).
- la protection par obstacle (rambarde de sécurité...), la protection par atténuation d'une nuisance (insonorisation du local, encoffrement de la pièce usinée, aspiration de poussière, ventilation...).
- la protection par consignation d'une fonction dangereuse lors d'intervention[8]

X.6.2. Les moyens de protection individuels

Un équipement de protection individuelle (EPI) est un dispositif ou moyen destiné à être porté ou tenu par une personne en vue de la protéger contre un ou plusieurs risques susceptibles de menacer sa sécurité ou sa santé au travail [10].

Ils sont moins fiables que la protection collective et ne devraient pas être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible, parmi ces moyens on cite :

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (casque de protection contre les objets pouvant tomber).
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices...
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique).
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, protection de débris).
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille).
- Masques et cagoules anti-poussières.
- Moyens de protection anti chutes.



Figure X. 1. Les équipements de protection individuelle [burvalincendie.com]

X.7. Conclusion

Les accidents de travail sont la conséquence de conditions dangereuses et d'actes dangereux, où toutes sortes de facteurs interviennent.

Dans ce chapitre, nous avons cité les différentes causes des accidents de travail et des maladies professionnelles et proposer des moyens de prévention et de protection pour éliminer ou au moins limiter le risque qu'un accident de travail ne se produise.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Dans ce mémoire, nous avons abordé les divers aspects de la mise en place d'un système d'adduction d'alimentation en eau potable des communes suivantes : AHMER EL AIN et BOURKIKKA de la wilaya de TIPAZA.

Beaucoup d'efforts sont entrepris en termes de projets hydrauliques pour résoudre le problème de l'eau car la demande en eau potable est constamment en progression en Algérie.

Notre étude d'adduction en eau potable a eu pour but d'apporter notre modeste contribution pour résoudre le problème d'accès à l'eau potable dans deux communes de la wilaya de Tipaza. Pour ce faire, il a été nécessaire de :

- Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existantes et déterminer le déficit, pour cela nous avons acheminé un débit de 47762,20 m³/j.
- Projeter des conduites d'adduction en PEHD (PN16) pour la partie de refoulement entre la station de pompage MITIDJA OUEST et le réservoir tampon situé à la commune d'AHMER EL AIN et des conduites en PEHD (PN16) pour la partie gravitaire de l'adduction avec des ramifications en fonte vers les réservoirs.
- Dimensionner le réservoir tampon de capacité 500 m³.
- Choisir les pompes adéquates pour notre système d'adduction, qui refoulent un débit de 474 l/s et ayant une hauteur manométrique totale de 183.22m.
- Protéger les conduites de refoulement contre le phénomène de coup de bélier par un réservoir d'air et les conduites gravitaires par des vannes à fermeture lente.
- Installer les différents accessoires le long de la conduite d'adduction pour assurer le bon fonctionnement de l'adduction.
- Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs couts estimatifs.
- Mentionner les moyens de protection de travail.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Cours d'approvisionnement en eau potable, novembre 2003, par DENIS ZOUNGRNA.

[2] : B.SALAH « polycopie d'alimentation en eau potable ».

[3]: A DUPONT Paris 1979 « Hydraulique urbaine », Tome II, Edition Eyrolles.

[4]: ABRAMOV.N « Alimentation en eau potable » Moscou, 1982

[5]: A.LENCASTRE « HYDRAULIQUE GENERALE » Cepadu es- Edition, 2000.

[6]: A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982.

Catalogue

CAPRARI.

Catalogue de CHIALI.

Site sur internet

[7] : <http://www.slideshare.net/cours-d'adduction-en-eau-potable>, par ROLAND YONABA7

[8]:[http://www.inrs-santé et sécurité de travail](http://www.inrs-santé-et-sécurité-de-travail).

[9] : <http://www.cdg50.fr/files/fck/files/prevention/HygieneSecurite/Fiche-Prevention-06-Les-EPI>

Annexes

Annexe 1 : Répartition des débits horaires en fonctions du nombre d'habitants

HEURES (h)	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10 000	De 10 001 à 50 000	De 50 001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.35	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	05	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 : Tableau des prix du mètre linéaire des conduites en PEHD d'après le catalogue de CHIALI



UNITE TUBE

GAMME DE PRIX
TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20	-		
13003	Ø25	-	38,28	42,45
13006	Ø32	-	48,35	56,57
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58
13012	Ø50	2.4	98,25	114,95
13015	Ø63	3.0	180,25	187,49
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70
13040	Ø125	-	473,08	553,50
13030	Ø160	5.8	770,85	901,89
13044	Ø200	7.2	1 183,39	1 361,17
13050	Ø250	9.1	1 950,00	2 281,5
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6
3039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,06
3051	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61
3052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40
P3513013	Ø50	3.7	135,26	158,25
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34
P3513019	Ø75	5.6	300,50	351,59
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39
P3513028	Ø125	7.4	660,13	772,35
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47
P3513038	Ø400	23.7	6 698,74	7 837,53
P3513049	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44
P3513048	Ø630	37.4	15 738,79	18 414,38

TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
001	Ø20	2.3	32,18	37,66
005	Ø25	2.8	60,85	69,49
008	Ø32	3.6	78,51	91,86
11	Ø40	4.5	120,95	141,51
14	Ø50	5.6	188,28	220,29
17	Ø63	7.1	297,95	348,60
20	Ø75	8.4	407,8	477,13
24	Ø90	8.2	510,71	597,53
27	Ø110	10.0	757,19	885,91
29	Ø125	11.4	967,90	1 132,44
32	Ø160	14.6	1 580,00	1 825,20
34	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24
35	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,55
36	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50
37	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40
38	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87
39	Ø630	57.2	23 123,50	27 054,50

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22
P3513111	Ø160	17.9	1 947,59	2 278,68
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39
P3513113	Ø250	27.9	4 846,33	5 670,21
P3513114	Ø315	35.2	7 585,88	8 875,48
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74
P3513054	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66
	Ø630	-	-	-

* Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rouleaux) de 100 ML.
 * Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
 * Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 06 ML.

SARL K-PLAST
Transformation de Plastique
Cité du 1^{er} Novembre 1954
Boulevard SETIF 6

Industriel setif TEL: 036 92 41 12/93 01 80 FAX :036 93 58 60

Un K à retenir...

Annexe 3 :Tableau des prix du mètre linéaire des conduites en PEHD d'après le catalogue de SAINT-GOBAIN 2010

Diamètre	Prix du mètre linéaire (DA)
60	1365.5
80	1765.5
100	1955.5
125	2245.5
150	2605.5
200	3290.3
250	3830.3
300	4530.9
350	5373.2
400	6810
450	8300.1
500	9480.1
600	11450.8

Annexe 4 : L'abaque de VIBERT pour le calcul des réservoirs d'air

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

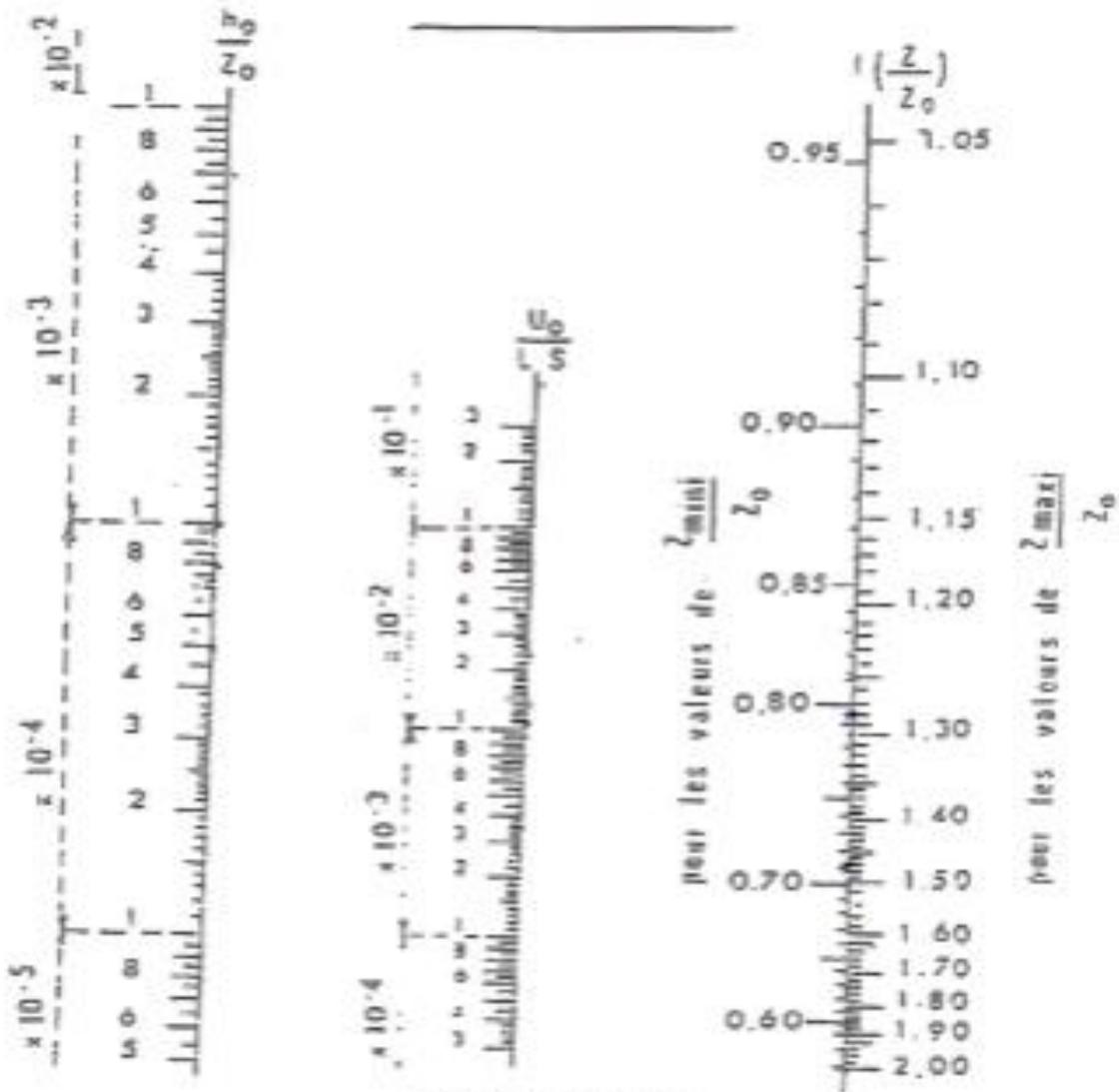


PLANCHE XXXVII

Abaque de VIBERT