

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction pour l'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Baizid (w. Djelfa) à partir d'un forage.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-14

APA Citation (توثيق APA):

Bouabdeli, Imad Eddine (2014). Adduction pour l'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Baizid (w. Djelfa) à partir d'un forage[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT 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 DU PROJET :

**ADDUCTION POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA VILLE DE SIDI BAIZID (W.DJELFA) A PARTIR
D'UN FORAGE**

PRESENTE PAR :

M^r BOUABDELI IMAD EDDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examinateur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M ^r DJELLAB Mohamed	M.C.B	Examinateur
M ^r AZZAZ Sofiane	Ingénieur(SEAAL)	Invité
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- * À Mon promotrice Madame MOKRANE Wahiba qui m'a bien voulu m'encadrer durant ce mémoire de fin d'études.*
- * Aux membres de Jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter mon travail ; je les en Remercie vivement.*

- * A Monsieur le professeur KHODJET-KESBA Omar de m'avoir enseigné et d'avoir honoré ce jury.*
- * A Monsieur HACHEMI Abdelkader de m'avoir enseigné et d'avoir honoré ce jury.*
- * A Monsieur DJELLAB Mohamed de m'avoir enseigné et d'avoir honoré ce jury.*
 - * A Madame BERBACHE Sabah d'avoir honoré ce jury.*
 - * A Monsieur L'ingénieur AZZAZ Sofiane d'avoir honoré ce jury.*

- * A Monsieur Mostafa Ingénieur en hydraulique qui m'a accueilli dans son bureau d'étude et de m'avoir guidé.*

- * Remercie Mr. JAAFAR Ingénieur en Hydraulique de m'avoir aidé.*
 - * Je Remercie également tout le personnel de DHW DJELFA.*
 - * L'ensemble du personnel et enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), qui ont veillé à ma formation.*

MERCI

BOUABDELI IMAD EDDINE

❧ Dédicaces ❧

A mes très chers parents qu'ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle du beur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes sœurs

A mon frère : Oussama

A mes oncles maternels et paternels.

A mes amies : Ibrahim , Ahmed,

Hocine , Djamel , Khalil et Didine.

A mes amies : et tous mes amis de l'école.

المقترح مسجل في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف مديرية
المائية لولاية يسمح بتدعيم مخزون المياه لمدينة سيدي بايزيد، طريق توصيل
تحويل المياه سيدي بايزيد.
القيام بالدراسة المائية لمنطقة سيدي بايزيد وتقدير احتياجات المياه إلى غاية
2040 توفير .
ابيب نقل المياه تقنيا واقتصاديا، حيث المياه بواسطة مضخة عمودية ثم قمنا
هذه الأخيرة.
وسائل حماية الأنابيب المطرقة المائية، عملنا ه بكيفية

Résumé

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'AEP agréé par la DRE portant sur le dimensionnement d'un système d'AEP de la ville de Sidi Baïzid, à partir de la région Sed Oum Droue.

Après avoir présenté notre zone d'étude, l'étude hydraulique de Sidi Baïzid est estimé les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2040, nous calculerons le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau consommée.

Nous dimensionnerons les conduites à partir d'une étude technico-économique, la hauteur manométrique totale est assurée par une pompe immergée à axe vertical, où nous allons l'étudier.

Par la suite, nous étudierons la protection des conduites contre le coup de bélier. Enfin, nous terminerons notre travail par l'organisation de chantier et la durée d'exécution, en abordant les engins nécessaires au travail.

Abstract

The proposed theme is a part of the project of drinking water supply of the water resources of Sidi Baïzid from the area of Sed Oum Droue. After presenting the hydraulic study of the area, and estimate water needs of the city by the year 2040 study, we calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed. We will expand conduits starting from a technical-economic study. The load is assured with high vertical pump that will be studied. Finally, we indent to study the protection of the conduits and the water hammer, we will complete our work by the organization of building site, which gives the execution time of the project, and we will speak about the necessary machines in work.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.Introduction	2
I.2. Situation géographique et topographique	2
I.3. Géologie	4
I.4. Climatologie	5
I.4.1. Températures	5
I.4.2. Humidité	5
I.4.3. Pluviométrie	5
I.4.4. Vents	5
I.4.5. Neige	6
I.5. Sismicité	6
I.6. Couverture végétale	7
I.7. Situation démographique	7
I.8. Situation hydraulique	7
I.9. Conclusion	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction	9
II.2. Evolution de la population	9
II.3. Evolution des besoins en eau potable	10
II.3.1. Généralités	10
II.3.2. Dotation d'eau potable domestique	11
II.3.2.1. Consommation moyenne journalière domestique	11
II.3.2.2. Débit moyen journalier d'équipement	13
II.4. Détermination des consommations maximales et minimales journalières	14

II.4.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$).....	14
II.4.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$).....	14
II.5. Etude des variations des débits horaires	15
II.5.1. Consommation moyen horaire.....	15
II.5.2. Consommation maximale horaire.....	15
II.5.3. Consommation minimale horaire.....	16
II.6. Conclusion	20

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

III.1. Introduction	21
III.2. Type d'adduction	21
III.3. Classification de l'adduction	21
III.3.1. Adduction gravitaire	21
III.3.2. Adduction par refoulement	22
III.3.3. Adduction mixte	22
III.4. Principe du choix du tracé.....	23
III.5. Choix du type de matériaux	24
III.6. Méthode de calcul :	26
III.6.1. Cas gravitaire :.....	26
III.6.1.1. Diamètre avantageux	26
III.6.1.2. La vitesse d'écoulement	27
III.6.2. Cas de refoulement :.....	27
III.6.2.1. frais d'exploitation.....	28
III.6.2.2. Frais Amortissement.....	30
III.6.2.3. calcule du diamètre économique	30
III.7. Proposition des variantes de tracée.....	30
III.8. Etude des variantes.....	33
III.8.1. Etude de la première variante (cote = 979m)	33

III.8.1.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement (Tronçon : Forage –Réservoir tampon)	33
III.8.1.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire	35
III.8.1.3. Calcul de Pressions	38
III.8.2. Etude de la première variante (cote = 971m)	38
III.8.2.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement (Tronçon : Forage –Réservoir tampon)	38
III.8.2.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire	40
III.8.2.3. Calcul de Pressions	43
III.9. Les bilans globaux des frais d'investissement pour les deux variantes	43
III.10. Interprétation des résultats et choix de la variante du tracé adéquate	43
III.11. Partie d'étude pour choisir une pompe immergée multicellulaire	44
III.11.1. Choix des pompes	44
III.11.1.1. Choix du type d'installation	44
III.11.1.2. Les groupes immergés	44
III.11.1.3. Critères du choix du type de pompe	45
III.11.2. Calcul les hauteurs manométriques totales	46
III.11.3. Choix une pompe immergée Pour le forage	46
III.11.4. Courbes caractéristiques des pompes	47
III.11.5. Courbe caractéristique d'une conduite	48
III.11.5. 1. La courbe caractéristique de la conduite de refoulement	48
III.11.5. 2. Point de fonctionnement	51
III.12. Conclusion	52

CHAPITRE IV : OUVRAGES DE STOCKAGE

IV.1. Introduction	53
IV.2. Fonctions des réservoirs	53

IV.2.1.Fonctions techniques des réservoirs	53
IV.2.2.Fonctions économiques	53
IV.3.Classification des réservoirs	53
IV.4.Utilités et généralités sur les réservoirs :	54
IV.5.Emplacement des réservoirs	55
IV.6.Description du réservoir existant	55
IV.7. Choix du réservoir	56
IV.8. Principe de calcul	56
IV.8.1. La méthode analytique	56
IV.8.2.La méthode graphique	56
IV.9. Dimensionnement du réservoir de distribution	58
IV.10. Dimensionnement du réservoir tampon	59
IV.11. Équipement du réservoir :	62
IV.11. 1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	62
IV.11. 2.Conduite de départ ou de distribution	62
IV.11. 3.Conduite de trop-plein.....	62
IV.11. 4.Conduite de vidange.....	62
IV.11. 5.Conduite by-pass	62
IV.12. Dispositifs de régulation	64
IV.12.1.Robinets à flotteurs.....	64
IV.12.2.Robinets automatiques de remplissage	64
IV.12.3.Capteur de niveau :.....	66
IV.13. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :.....	66
IV.14.Conclusion	68

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

V.1. Introduction :	69
V.2. Les cause du coup de bélier.....	69
V.3. Amplitude des coups de bélier :	69
V.4. Les risque dus au coup de bélier.....	70

V.5. description des phénomènes physiques	70
V.5.1.Etat d'équilibre d'un système hydraulique.....	70
V.5.2.Perturbation de l'équilibre et effet sur les pressions	71
V.6.Moyen de protection contre le coup de bélier	73
V.7.Calcul de la célérité d'ondes.....	76
V.8. Calcul du réservoir d'air	77
V.9. Installation d'un réservoir d'air :	79
V.10. Conclusion.....	79

CHAPITRE VI : POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

VI.1. Introduction.....	80
VI.2. Le Principe de pose des canalisations :	80
VI.3. Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route.....	80
VI.4. Traversée d'un oued moins profond (chaaba).....	81
VI.5. Pose en aérien (traversée d'un oued) :	81
VI.6. Accessoires :	82
VI.7. Conclusion :	83

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1.Introduction.....	84
VII.2.Différents Travaux concernant l'adduction.....	84
VII.2.1.Exécution des tranchées.....	84
VII.2.2.Pose du lit de sable.....	84
VII.2.3.Pose des conduites	84
VII.2.4.Epreuve de joint et de la canalisation	84
VII.2.5.Remblayage des tranchées	84
VII.2.6.Nivellement et compactage.....	85
VII.3.Calcul des volumes des travaux de l'adduction	85

VII.3.1.Déblais d'excavation.....	85
VII.3.1.1.La profondeur de la tranchée	85
VII.3.1.2.Largueur de la tranchée.....	85
VII.3.2.Lit de sable	86
VII.3.3.Volume de la conduite	86
VII.3.4.Remblais compacté	87
VII.4.Choix des engins de terrassement.....	88
VII.4.1.Pelle hydraulique	88
VII.4.2.Bulldozer.....	89
VII.4.3.Chargeur.....	90
VII.4.4.Compacteur	90
VII.5.Planification des travaux	91
VII.5.1.Planification des travaux de l'adduction.....	91
VII.5.2.Définitions des tâches et leurs durées	91
VII.5.2.1.La durée d'excavation.....	91
VII.5.2.2.Définitions des tâches et leurs durées	92
VII.5.2.3.Devis des travaux	93
VII.6.Hygiène et sécurité	93
VII.6.1.Les causes principales des accidents de travail	94
VII.6.2.Prévention	94
VII.7.Conclusion.....	94
Conclusion générale	96
Références bibliographiques	

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau (I.01) : Evolution de la Population de Sidi Baïzid entre l'an 2008 et 2014.....	7
Tableau (I.02) : caractéristiques de forage existant	7
Tableau (I.03) : caractéristiques de forage.....	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau (II.01) : Evolution de la population en différentes horizons	9
Tableau (II.02) : Répartition totale des besoins moyens journaliers domestique à différents horizons	12
Tableau (II.03) : débits d'équipements moyens journaliers de Sidi Baïzid.....	13
Tableau (II.04) : Evaluation de débit moyen journalier.....	14
Tableau (II.05) : Tableau récapitulatif des consommations journalières	15
Tableau (II.06) : Variation du coefficient S_{max} en fonction du nombre d'habitants ..	16
Tableau (II.07) : Variation du coefficient S_{min} en fonction du nombre d'habitants ...	17
Tableau (II.08) : Répartition horaire du débit maximum journalier	17
Tableau (II.09) : Variation du débit horaire pour la localité de Sidi Baïzid.....	18

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau (III.01) : Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.....	24
Tableau (III.02) : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	27
Tableau (III.03) : Variation des HMT en fonction du diamètre	33
Tableau (III.04) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	34
Tableau (III.05) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	34
Tableau (III.06) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	34
Tableau (III.07) : Détermination du diamètre avantageux	36
Tableau (III.08) : Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire	37
Tableau (III.09) : Pressions pour les points de l'adduction.....	38
Tableau (III.10) : Variation des HMT en fonction du diamètre	38
Tableau (III.11) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	39
Tableau (III.12) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	39

Tableau (III.13) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	39
Tableau (III.14) : Détermination du diamètre avantageux	41
Tableau (III.15) : Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire	42
Tableau (III.16) : Pressions pour les points de l'adduction.....	43
Tableau (III.17) : Les bilans de chaque tronçon	43
Tableau (III.18) : le dimensionnement final de l'adduction	44
Tableau (III.19) : Variantes pour le choix du type de pompe immergée d'un forage ..	46
Tableau (III.20) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi	47
Tableau (III.21) : Courbe caractéristique de la conduite (forage –Réservoir tampon).	50

CHAPITRE IV : OUVRAGES DE STOCKAGE

Tableau (IV. 01) : caractéristique de réservoir existant :	55
Tableau (IV. 02) : Détermination de la capacité des réservoirs de distribution	58

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau (V.01) : Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	77
Tableau (V.02) : Caractéristiques de la conduite de refoulement	78
Tableau (V.03) : Calcul de volume de réservoir d'air.....	78

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau (VII.01) : calcul du volume du déblai de l'adduction.	86
Tableau (VII.02) : calcul du volume du lit de sable.	86
Tableau (VII.03) : calcul du volume des conduites.	87
Tableau (VII.04) : Calcul le volume de remblai.	87
Tableau (VII.05) : Volumes des travaux de l'adduction.	88
Tableau (VII.06) : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.	92
Tableau (VII.07) : Devis des différents travaux de pose de conduite.	93

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure (I.01) : la position de la wilaya de Djelfa dans la carte administrative d'Algérie	2
Figure (I.02) : le Plan de situation de la commune concernée par le projet.....	3
Figure (I.03) : Schéma géologique de la zone d'étude (Sidi Baïzid)	4
Figure (I.04) : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas.	6

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure (II.01) : graphe de l'évolution démographique pour différents horizons	10
Figure (II.02) : Répartition des besoins moyens journaliers domestique.....	12
Figure (II.03) : Histogramme de la variation de consommation de Sidi Baïzid	19
Figure (II.04) : Courbe intégrale de la consommation de Sidi Baïzid	19

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Figure (III.01) : Adduction gravitaire.	21
Figure (III.02) : Adduction par refoulement.	22
Figure (III.03) : Adduction mixte refoulement- gravitaire.	22
Figure (III.04) : Adduction mixte gravitaire-refoulement.	23
Figure (III.05) : Schéma de la variante N°1	31
Figure (III.06) : Schéma de la variante N°2.....	32
Figure (III.07) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	35
Figure (III.08) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.	40
Figure (III.09) : Courbes caractéristiques des pompes de type E9S50N/9S+MAC870-8V – CAPRARI	47
Figure (III.10) : Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$	48
Figure (III.11) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	50
Figure (III.12) : Point de fonctionnement de pompe immergé	51

CHAPITRE IV : OUVRAGES DE STOCKAGE

Figure (IV.01) : emplacement des réservoirs	55
Figure (IV.02) : graphe de consommation en fonction de l'apport.....	57
Figure (IV.04) : Equipements des réservoirs.....	63

Figure (IV.05) : Robinet à flotteur.....	64
Figure (IV.06) : Robinets automatiques de remplissage.	65
Figure (IV.07) : schéma d'installation.....	65
Figure (IV.08) : Capteur de niveau d'eau radar	66
Figure (IV.09) : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	67
Figure (IV.10) : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	67

CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure (V.01) : Les étapes d'un cycle de variations de pression.	72
Figure (V.02) : sens d'écoulement en régime permanent.....	75
Figure (V.03) : sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert..	76
Figure (V.04) : sens d'écoulement quand le clapet est fermé	76
Figure (V.05) : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	79

CHAPITRE VI : POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

Figure (VI.01) : Pose de canalisation en galerie.....	80
Figure (VI.02) : traversée d'un oued moins profond.....	81
Figure (VI.03) : conduite posée sur des supports en béton.	82

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure (VII.01) : Pelle hydraulique.	89
Figure (VII.02) : Bulldozer.	90
Figure (VII.03) : Chargeur.	90
Figure (VII.04) : Compacteur.....	91
Figure (VII.05) : Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.	93

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : tracé de l'adduction (tronçon N° 1) de Sed Oum Droue vers Sidi Baizid (W.DJELFA).

Planche N°2 : tracé de l'adduction (tronçon N° 2) de Sed Oum Droue vers Sidi Baizid (W.DJELFA).

Planche N°3 : profile en long de l'adduction (forage Sed Oum Droue vers le réservoir tampon) de la ville Sidi Baizid W .DJELFA.

Planche N°4 : profile en long du tronçon p0-p28 de l'adduction gravitaire de la ville Sidi Baizid W .DJELFA.

Planche N°5 : profile en long du tronçon p28-p58 de l'adduction gravitaire de la ville Sidi Baizid W .DJELFA.

Planche N°6 : profile en long du tronçon p58-p87 de l'adduction gravitaire de la ville Sidi Baizid W .DJELFA.

Planche N°7 : Schémas des accessoires.

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Caractéristiques chimiques de l'eau de Sed Oum Droue.

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

Annexe III : Prix de différent diamètre dans le marché.

Annexe IV : Caractéristiques de la pompe immergée.

Annexe III : Réservoir d'air à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).

Introduction générale

L'eau primordiale à la vie, implique pour son transport des connaissances diverses pour le calcul des ouvrages nécessaires.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société dont le fonctionnement efficace de ce Service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

Dans ce cadre, entre l'objet de la présente étude d'adduction de La ville Sidi Baïzid située dans la Wilaya de Djelfa au centre d'Algérie.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons procéder à l'étude de l'adduction en eau potable à partir des forages Sed Oum Droue. Cette adduction est destinée à assurer les besoins en eau des dites agglomérations à l'horizon 2040. notre travail se base sur les chapitres suivants :

Après une introduction générale sur notre projet

- le premier chapitre consiste à présenter les données de base qui caractérisent l'agglomération de Sidi Baïzid.
- le deuxième chapitre a été consacré pour une estimation convenable des besoins en eau potable.
- le troisième chapitre nous donne un choix de variantes et un dimensionnement du réseau d'adductions et nous choisissons une pompe immergée qui convient le mieux pour notre forage.
- le quatrième chapitre décrit les différentes caractéristiques des réservoirs existants.
- Dans le cinquième chapitre nous proposons un système de protection contre le coup de bélier pour le cas de refoulement.
- le sixième chapitre concerne la pose des canalisations et accessoires.
- le septième chapitre a pour objectif fondamental d'apporter une contribution à l'organisation de chantier.

En fin, nous terminons cette étude par une conclusion générale.

CHAPITRE I

**PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE**

I.1.Introduction

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et, de mener à bien notre travail. Pour cela, on la fait de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.2. Situation géographique et topographique

La wilaya de Djelfa est limitée :

- Au Nord par les Wilayas de Médéa et de Tissemsilt ;
- A l'Est par les Wilayas de M'Sila et Biskra ;
- A l'Ouest par les Wilayas de Laghouat et de Tiaret ;
- Au Sud par les Wilayas d'Ouargla, d'El Oued et de Ghardaïa ;

La figure ci-après, montre le positionnement de la wilaya de Djelfa.

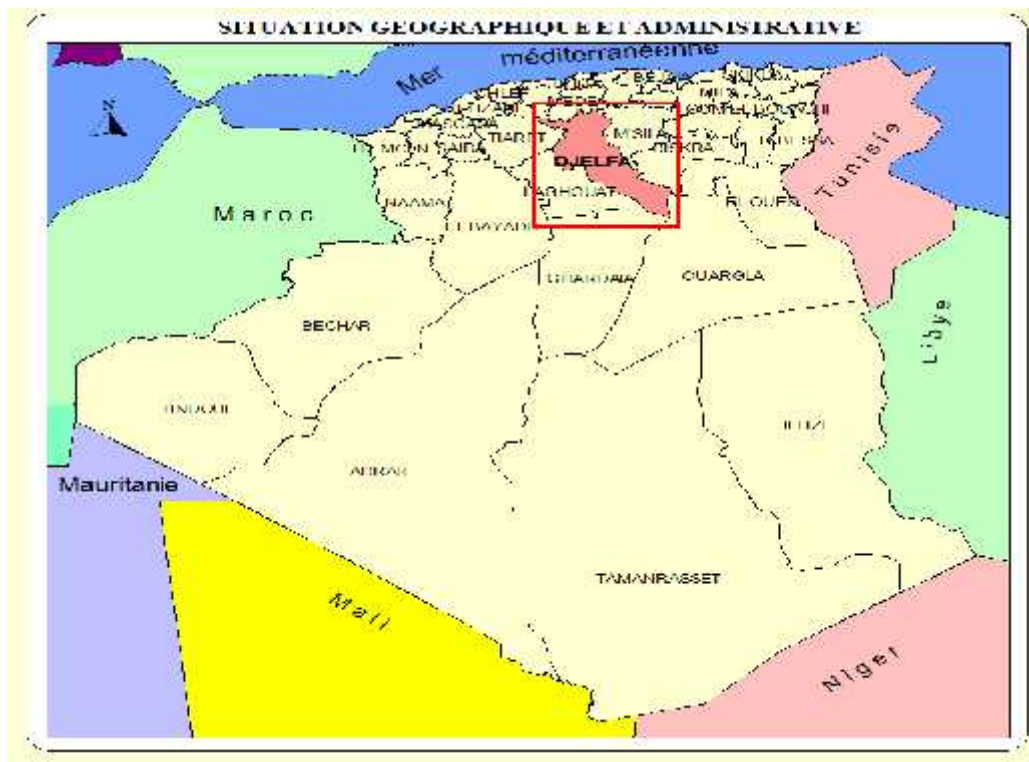


Figure (I.01) : la position de la wilaya de Djelfa dans la carte administrative d'Algérie

(Source : D.R.E)

Situation géographique de la commune de Sidi Baïzid (la zone d'étude) :

Située au Nord-Est de la wilaya Djelfa, avec une distance de 65 Km du chef-lieu de la wilaya et de 25 Km de la daïra de Dar Chioukh. Elle occupe une superficie de l'ordre de 523.90 Km².

La commune de Sidi Baïzid est limitée :

- Au Nord par la commune de Hassi El Euch ;
- A l'Est par la commune Medjedel (est une commune de la wilaya de M'Sila) ;
- A l'Ouest par la commune Aïn Maabed ;
- Au Sud par la commune Dar Chioukh ;

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située à 35° 45' 00'' Nord et à 2° 23' 00'' Est L'altitude varie entre 800 m NGA et 1300 m NGA.

La ville de Sidi Baïzid s'apparente de la catégorie de ville à relief plat.

La figure ci-après, montre le positionnement de notre zone d'étude.

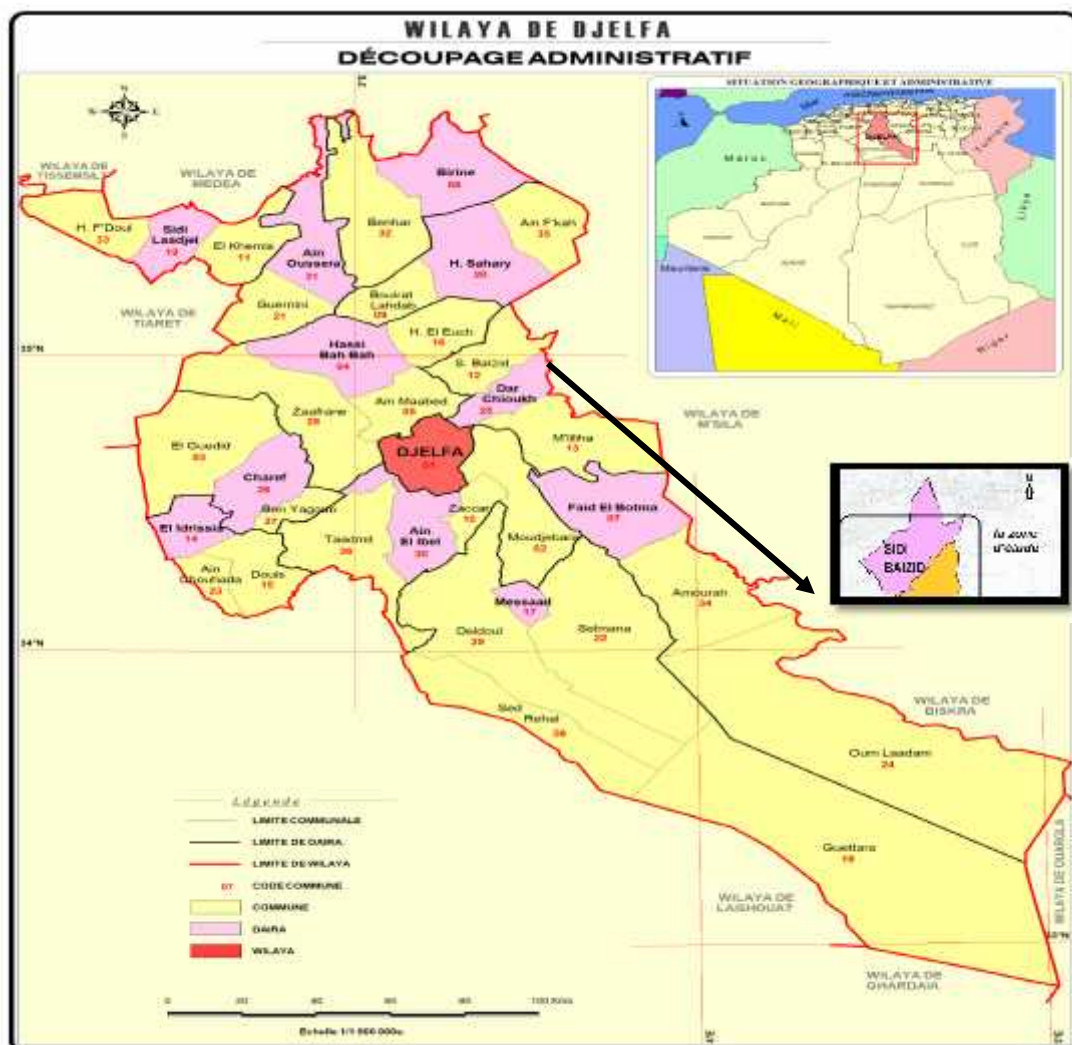


Figure (I.02) : le Plan de situation de la commune concernée par le projet

(Source : D.R.E)

I.3. Géologie

L'aire de l'étude présente des formations essentiellement calcareuses, schisteuses et argileuses. Le massif de Ouarsenis est dominé par des séries argilo-gréseuses à schisteuses ; c'est - à - dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes.

La partie géologique du forage est une structure monoclinale constituée dans la plus grande partie par l'Albien gréseux sur lequel, repose une épaisse série de marne de calcaire, et de marne-calcaire d'une épaisseur de l'ordre de 2000 m. Cette dernière est attribuée arbitrairement (par manque d'arguments géologiques) au sénonien qui repose en discordance sur le cénoomanien.

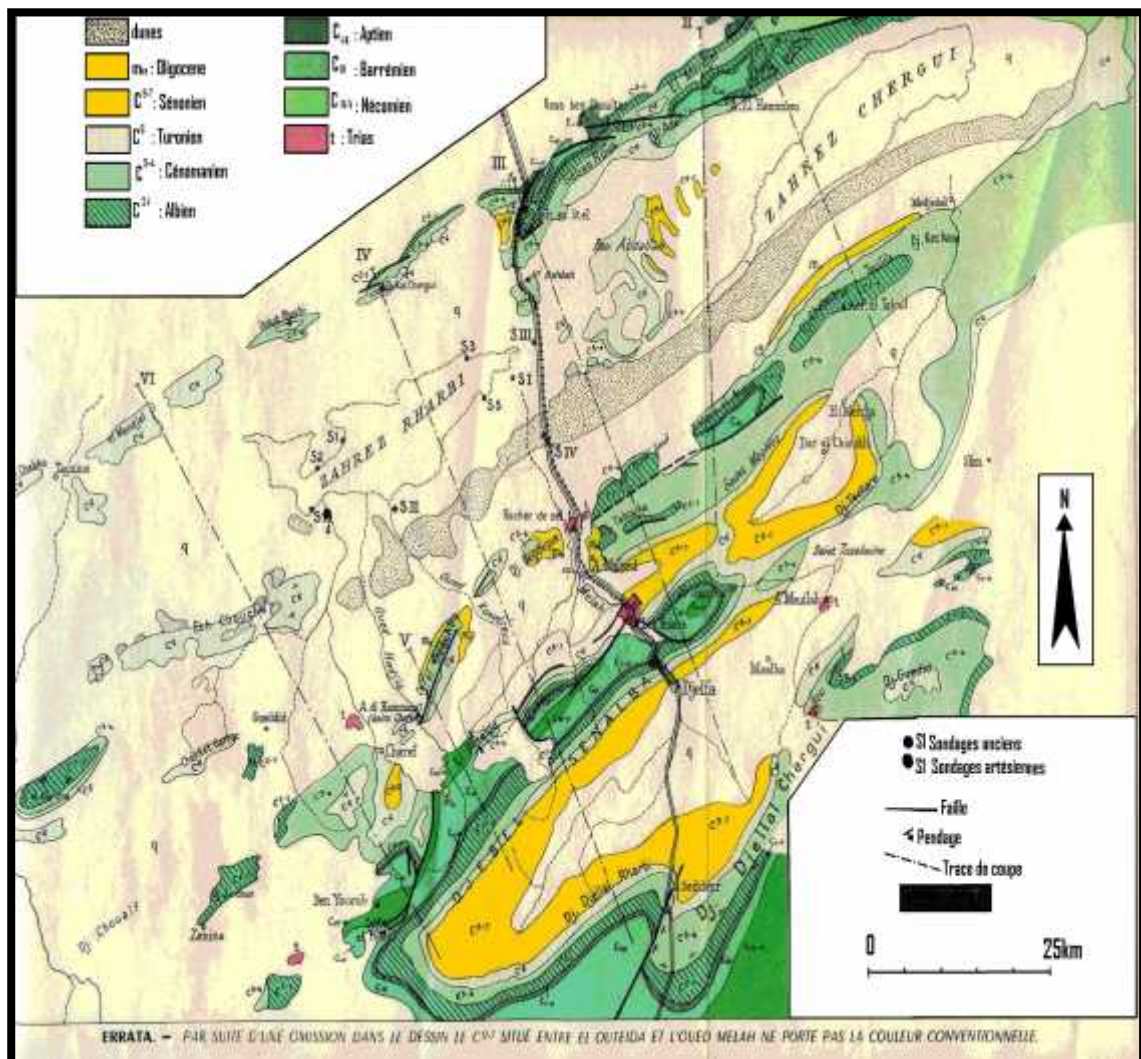


Figure (I.03) : Schéma géologique de la zone d'étude (Sidi Baïzid)

I.4. Climatologie

Le climat caractérisant l'aire de l'étude va du subhumide au Nord et au Centre, au semi-aride avec deux saisons dominantes (sans saisons intermédiaires) :

- Saison humide et très froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril. Hiver très froid avec gelée tardive et chutes de neige.
- Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.
- Eté chaud et aride. Cette saison peut connaître des orages courts et intenses.

Nous remarquons que le volume des précipitations diminue du Nord au Sud.

I.4.1. Températures

Les températures présentent des variations saisonnières importantes. Les mois les plus froids sont : Décembre, Janvier et Février, et les mois les plus chauds sont Juin, Juillet et Août.

Des valeurs extrêmes ont été enregistrées au niveau de la station de Djelfa, avec un minimum de -1°C (en Février) et un maximum de $+40^{\circ}\text{C}$ (en Juillet).

I.4.2. Humidité

Cette région connaît des taux d'humidité relativement faible, tel que pour la période de Novembre - Mars ils atteignent 35% à 60%. Ces taux varient de 7% à 35% entre Avril et Octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons :

- Une saison humide : Automne et Hiver.
- Une saison sèche en Eté.

I.4.3. Pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle sur l'ensemble de l'aire de l'étude est de 300 à 400mm. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude. Elles sont plus importantes à l'Est de la Wilaya.

I.4.4. Vents

Les vents sont caractérisés par leur intensité et leur fréquence, ils varient en fonction de la saison. Les vents qui dominent en hiver sont d'orientation nord-ouest, ils sont secs et froids. En été, les vents du sud d'origine désertique prédominent. Ils peuvent atteindre une vitesse de 90 km/h et peuvent durer de 20 à 30 jours/an.

I.4.5. Neige

La majorité des localités situées dans l'aire d'étude connaissent une période d'enneigement, ainsi qu'une gelée d'une durée allant jusqu'à 20 jours par mois en Hiver. La durée moyenne des neiges est de 09 jours.

1.5 .Sismicité

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

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Selon cette nouvelle classification, notre zone d'étude se situe dans la Zone sismique I qui se caractérise par une sismicité faible.

La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas représentées sur la Figure(I.04).



Figure (I.04) : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas.

I.6. Couverture végétale

Les diverses associations végétales rencontrées dans l'aire de étude sont sous la dépendance des facteurs climatiques déjà cités.

Du point de vue phytogéographie, le massif de L'Ouarsenis est nettement privilégié. Il permet la croissance des essences. Aux basses altitudes, la végétation la plus répandue c'est la strate arborescente caractérisée par la cupule, le caroubier et le pin.

I.7. Situation démographique

D'après les données fournies par le dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya de Djelfa, conformément à l'année de recensement 2008, le taux d'accroissement selon la moyenne de la wilaya de Djelfa est pris 2,8%), la population de la zone concernée par le projet a été estimée pour l'horizon 2014 (état actuel) d'après la formule des intérêts composés (voir chapitre II), nous avons trouvé les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau (I.01) : Evolution de la Population de Sidi Baïzid entre l'an 2008 et 2014

L'an 2008 (référence)	Taux d'accroissement %	L'an 2014 (actuel)
4686	2,8	5530

I.8. Situation hydraulique

L'alimentation en eau potable de la région concernée se fait par un réservoir de stockage sur sol, implanté à une côte de trame considérablement élevée.

Le réservoir est alimenté par un forage se trouve à Sidi Baïzid c'est-à-dire le réservoir de stockage et le forage dans même région.

Les caractéristiques de forage sont données dans le tableau suivant :

Tableau (I.02) : caractéristiques de forage existant

Ressource	Débit (l/s)	Profondeur(m)	date de réalisation	Observations
Forage (Sidi Baïzid)	8	200	1989	exploité

- **Présentation du forage de Sed Oum Droue:**

Le forage de Sed Oum Droue est situé à 21 km à l'Oust-Sud de la ville de Sidi Baïzid.

Les caractéristiques du forage Sed Oum Droue sont données dans le tableau suivant :

Tableau (I.03) : caractéristiques de forage

Ressource	Q(l/s) d'exploitation	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)	Date de réalisation
Forage (Sed Oum Droue)	32	100	240	2013

Remarque : pour plus des informations qui concerne la qualité de l'eau du forage de Sed Oum Droue est indiquée sur l'Annexe I.

I.9. Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les données de base de la zone concernée de point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Pour améliorer le fonctionnement du système de distribution existant ainsi que sa sécurisation. Et de proposer un échéancier de programme de travaux pour les infrastructures de notre région d'étude jusqu'à l'horizon 2040.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif, l'étude de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable. Le calcul des besoins en eau potable que ce soit pour l'agglomération ou l'agriculture, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à leurs établissement de ces normes restent inchangés et cela à différents horizons.

II.2. Evolution de la population

Le nombre d'habitants de la ville de Sidi Baïzid à l'année de recensement est estimé à 4686 habitants (2008 l'année de référence).

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n ; \quad (\text{II.01})$$

P : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (l'année **2040** pour notre cas) ;

P₀ : nombre d'habitants à l'année prise comme référence ;

t : taux d'accroissement, qui est égal à **2,8%** pour la commune de Sidi Baïzid;

n : nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon d'étude (26 ans jusqu'à la période d'étude à long terme).

La variation de nombre d'habitant entre l'année de référence, l'horizon actuel et l'horizon d'étude représentée dans le tableau suivant :

Tableau (II.01) : Evolution de la population en différentes horizons

L'an 2008 (référence)	Taux d'accroissement %	L'an 2014 (actuel)	L'an 2020	L'an 2026	L'an 2032	L'an 2040 (horizon d'étude)
4686	2,8	5530	6527	7703	9092	11339

D'après le tableau précédant le nombre d'habitant pour l'horizon d'étude (long terme) est de 11339 habitants.



Figure (II.01) : graphe de l'évolution démographique pour différents horizons

II.3. Evolution des besoins en eau potable

II.3.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins de consommateurs qui sont les suivants :

- **Besoins domestique :**

C'est l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

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

- **Besoins publics :**

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

- **Besoins industriels et agricoles :**

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

- **Besoins scolaires :**

C'est la quantité d'eau demandée par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

- **Besoins sanitaires :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

- **Besoins d'incendie :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

- **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

II.3.2. Dotation d'eau potable domestique

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Dans notre étude on prend 150 l/j/hab.

L'estimation des besoins en eau potable englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

II.3.2.1. Consommation moyenne journalière domestique

Donc les besoins moyens journaliers pour différents horizons d'étude sont calculés en fonction de la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{\text{Dot}}{1000} \times N ; \quad (\text{II.02})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- **Dot** : dotation moyenne journalière par habitant en ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$) ;
- **N** : représente le nombre d'habitants de la région concernée ;

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.02) : Répartition totale des besoins moyens journaliers domestique à différents horizons

horizons	population (habitants)	débit domestique Q_{moy} (m^3/j)
2008	4686	702,90
2014	5530	829,50
2020	6527	979,05
2026	7703	1155,45
2032	9092	1363,80
2040	11339	1700,85

L'évolution des besoins en eau moyens journaliers de la zone d'étude est montrée par la figure ci-après :

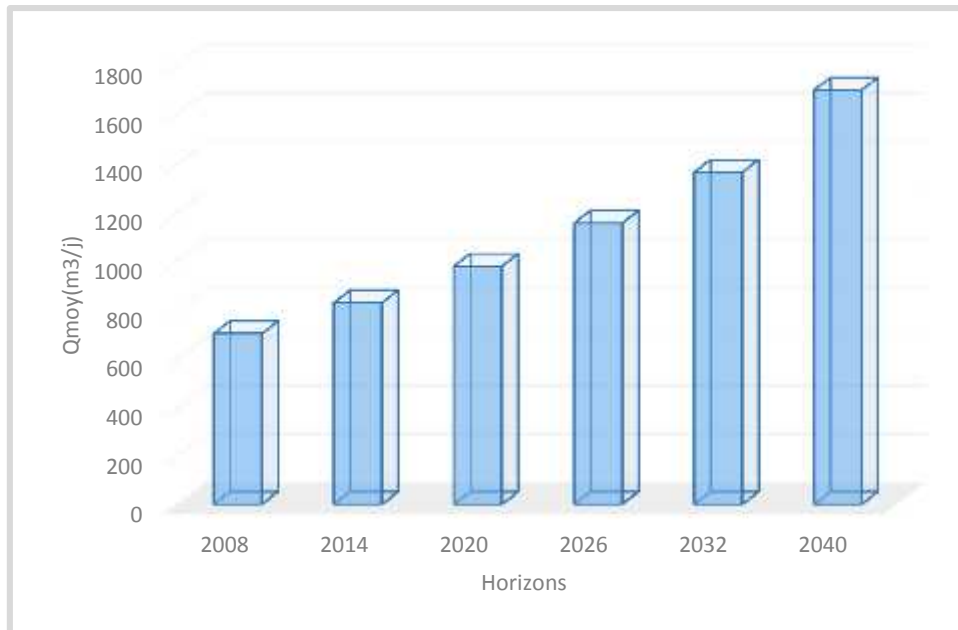


Figure (II.02) : Répartition des besoins moyens journaliers domestique

II.3.2.2. Débit moyen journalier d'équipement**Tableau (II.03) :** débits d'équipements moyens journaliers de Sidi Baïzid

Equipements scolaires	Nombre	N élèves	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (m3/j)
primaire	01	450	20	9000	9
CEM	01	295	20	5900	5.9
Sante	Nombre	Nombre de lits	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (m3/j)
Salle de Soins	01	20	400	8000	8
Equipement culturels et sportifs	Nombre	Surface (m²) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (m3/j)
Stade	01	4000	2	8000	8
Complexe sportifs	01	700	5	3500	3.5
Stade matico	01	250	2	500	0.5
Equipement religieux	Nombre	Surface (m²) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (m3/j)
Les mosquées	01	1000	5	5000	5
Services	Nombre	Surface (m²) unité	Dotation (l/j/unité)	Q équipements (l/j)	Q équipements (m3/j)
Gendarmerie	01	5000	2	10000	10
Marche	01	1000	5	5000	5
Sureté de commune	01	1500	2	3000	3
Station de service	01	2500	5	12500	12.5
Locaux commerciaux	10	500	2	1000	1
Total (m3/j)					71.4

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (II.04) : Evaluation de débit moyen journalier

Population en 2040 (habitant)	Dotation (l/j/hab)	Consommation Domestique (m ³ /j)	Consommation Diffuse (m ³ /j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
11339	150	1700.85	71.4	1772.25

Donc. A l'horizon 2040, le débit moyen journalier total de la région concernée est estimé à **1772.25m³/j**.

II.4.Détermination des consommations maximales et minimales journalières

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

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

II.4.1. Consommation maximale journalière (Q_{max,j})

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

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j}; \quad (\text{II.03})$$

Avec :

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum ;

Il est comprise entre 1,1 et 1,3 ; [1]

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

II.4.2. Consommation minimale journalière (Q_{min,j})

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j}; \quad (\text{II.04})$$

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

$K_{\text{min},j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum ;

Il comprise entre 0,7 et 0,9 ; [1]

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II.05) : Tableau récapitulatif des consommations journalières

$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}$ (m^3/j)	$K_{\text{min},j}$	$Q_{\text{min},j}$ (m^3/j)
1772.25	1,3	2303.925	0,9	1595.025

II.5. Etude des variations des débits horaires

II.5.1. Consommation moyen horaire

Les variations journalières des débits associées par des variations horaires au cours de chaque jour.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante : $Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24h}$ (II.05)

Avec :

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

$Q_{\text{max},j}$: débit maximal journalier (m^3/j) ;

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 95.997 \text{ m}^3/\text{h}$;

II.5.2. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient r_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,5.
- Un coefficient S_{max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\text{max},h} = r_{\text{max}} * S_{\text{max}} \quad (\text{II.06})$$

Tableau (II.06) : Variation du coefficient S_{\max} en fonction du nombre d'habitants [1]

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	$2 \cdot 10^4$	$3 \cdot 10^4$	105	$3 \cdot 10^5$
S_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend : $r_{\max} = 1,3$ et $S_{\max} = 1,2$

$$\text{Alors : } Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.07})$$

II.5.3. Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient r_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient S_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = r_{\min} * S_{\min} \quad (\text{II.08})$$

Tableau (II.07) : Variation du coefficient S_{\min} en fonction du nombre d'habitants [1]

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	$2 \cdot 10^4$	$3 \cdot 10^4$	105	$3 \cdot 10^5$
S_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $r_{\min} = 0,4$ et $S_{\min} = 0,5$

$$\text{Alors : } Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.09})$$

Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le **tableau (II.08)**.

Tableau (II.08) : Répartition horaire du débit maximum journalier [1]

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

- Le nombre d'habitant de cette localité à long terme est 11339hab ;
- Le débit maximum journalier est $Q_{\max,j} = 2303.925\text{m}^3/\text{j}$.

Le nombre d'habitant de **Sidi Baïzid** est compris entre 10000 à 50000 hab, donc la variation horaire de débit sera comme suit :

Tableau (II.09) : Variation du débit horaire pour la localité de Sidi Baïzid

Heures	consommation totale $Q_{max,j}$ = 2303.925 m ³ /j		consommation cumulée	
	%	Q_h (m ³ /h)	%	Q_h (m ³ /h)
00-1	1,5	34,56	1,5	34,56
1-2	1,5	34,56	3	69,12
2-3	1,5	34,56	4,5	103,68
3-4	1,5	34,56	6	138,24
4-5	2,5	57,60	8,5	195,83
5-6	3,5	80,64	12	276,47
6-7	4,5	103,68	16,5	380,15
7-8	5,5	126,72	22	506,86
8-9	6,25	144,00	28,25	650,86
9-10	6,25	144,00	34,5	794,85
10-11	6,25	144,00	40,75	938,85
11-12	6,25	144,00	47	1082,84
12-13	5	115,20	52	1198,04
13-14	5	115,20	57	1313,24
14-15	5,5	126,72	62,5	1439,95
15-16	6	138,24	68,5	1578,19
16-17	6	138,24	74,5	1716,42
17-18	5,5	126,72	80	1843,14
18-19	5	115,20	85	1958,34
19-20	4,5	103,68	89,5	2062,01
20-21	4	92,16	93,5	2154,17
21-22	3	69,12	96,5	2223,29
22-23	2	46,08	98,5	2269,37
23-00	1,5	34,56	100	2303,925

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la ville de **Sidi Baïzid** est de 144 m³/h et survient entre 8h et 12h.

La variation du débit horaire de la localité **Sidi Baïzid** est représentée dans les figures suivantes :

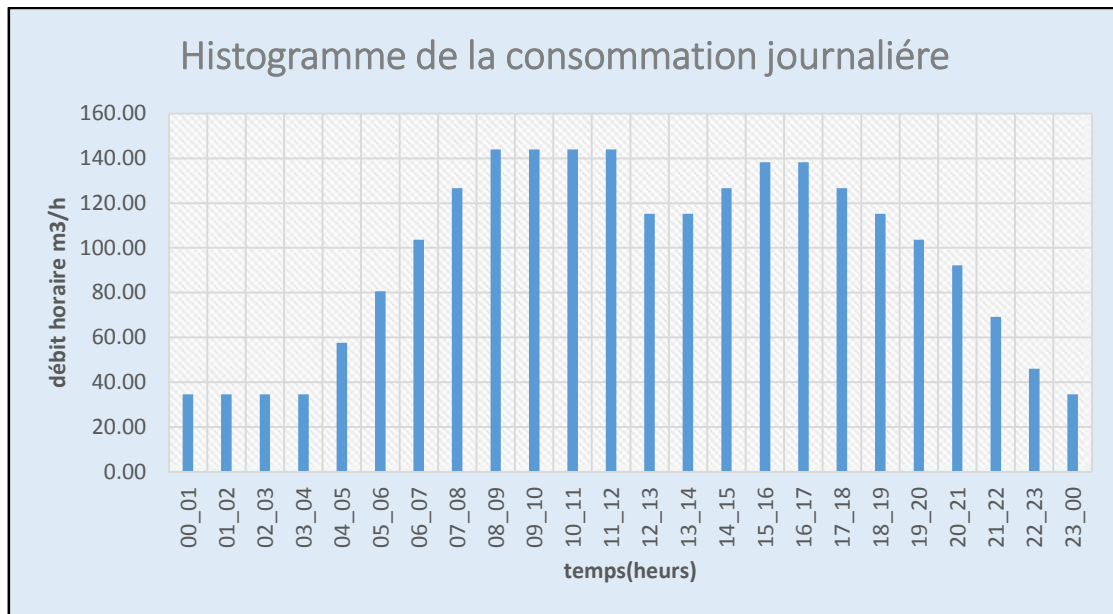


Figure (II.03) : Histogramme de la variation de consommation de Sidi Baïzid

Alors : $Q_{\max,h} = 144 \text{ m}^3/\text{h}$; $Q_{\text{moy},h} = 95,997 \text{ m}^3/\text{h}$; $Q_{\min,h} = 34,56 \text{ m}^3/\text{h}$.

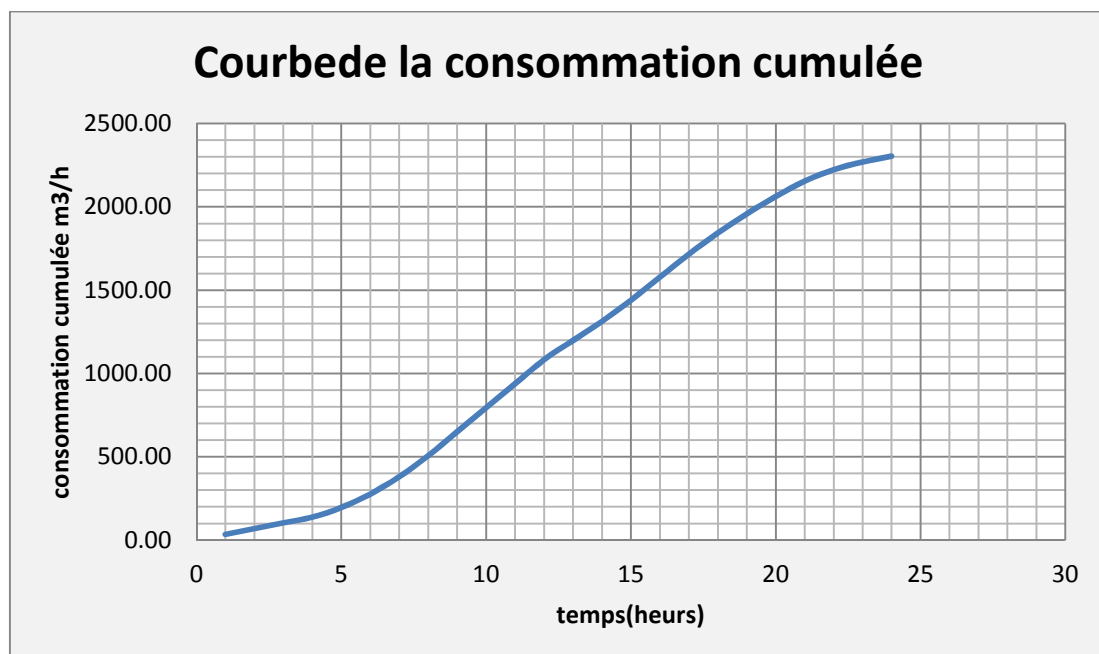


Figure (II.04) : Courbe intégrale de la consommation de Sidi Baïzid

II.6.Conclusion

Il a été constaté qu'il en résulte un déficit en eau potable entre la consommation maximale évaluée en 2040 et la ressource disponible, et parce que la ressource existant est systématiquement réduite pendant la saison estivale, le déficit devient égal à la consommation maximale qui est de 2303.925 m³/j.

CHAPITRE III

ETUDE DE L'ADDITION

III.1. Introduction

Le dimensionnement de l'adduction convient à déterminer les dimensions des conduites, après le choix du tracé qui dépend de la nature du terrain et de sa topographie.

III.2. Type d'adduction

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.

III.3. Classification de l'adduction

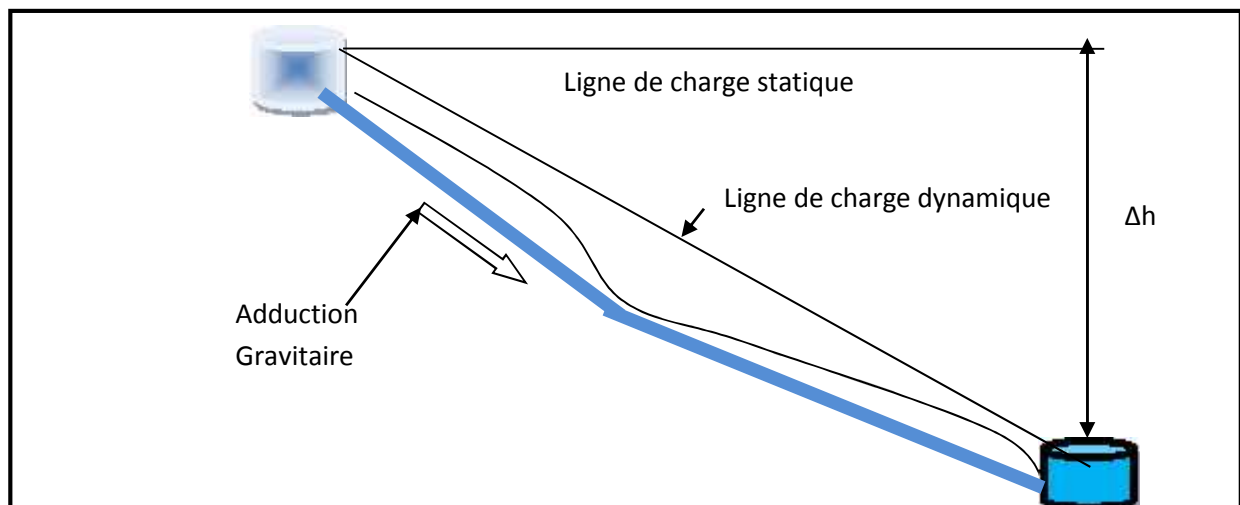
D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

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

III.3.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

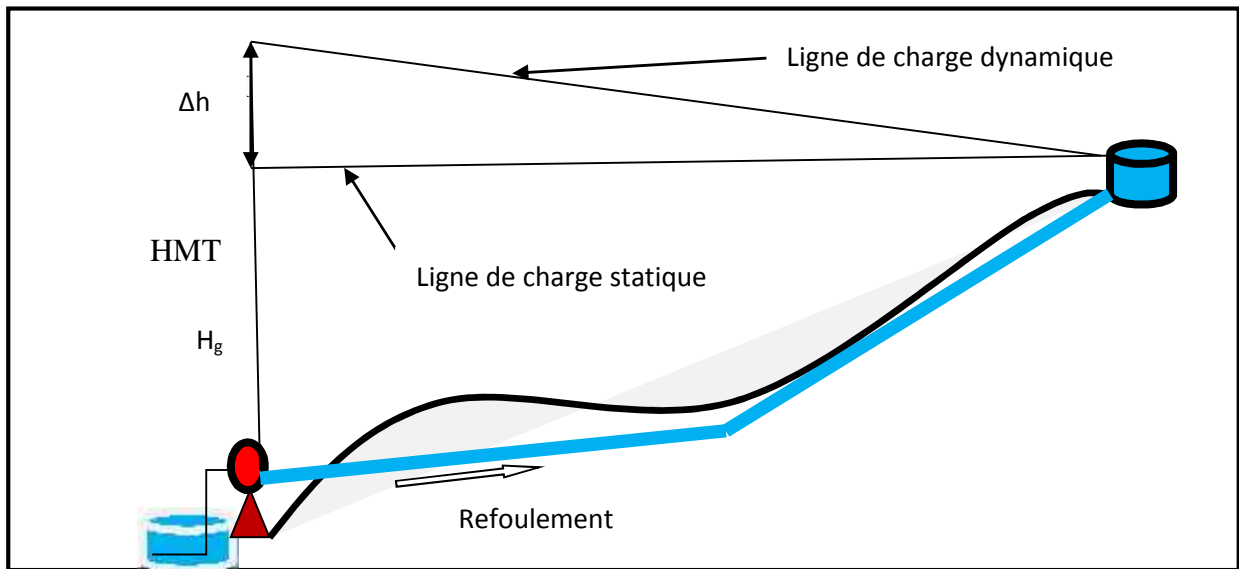
- Adduction sans charge (écoulement à surface libre).
- Adduction En charge (le plus rencontré).[5]



Figure(III.01) : Adduction gravitaire

III.3.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques (pompe). 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. [6]

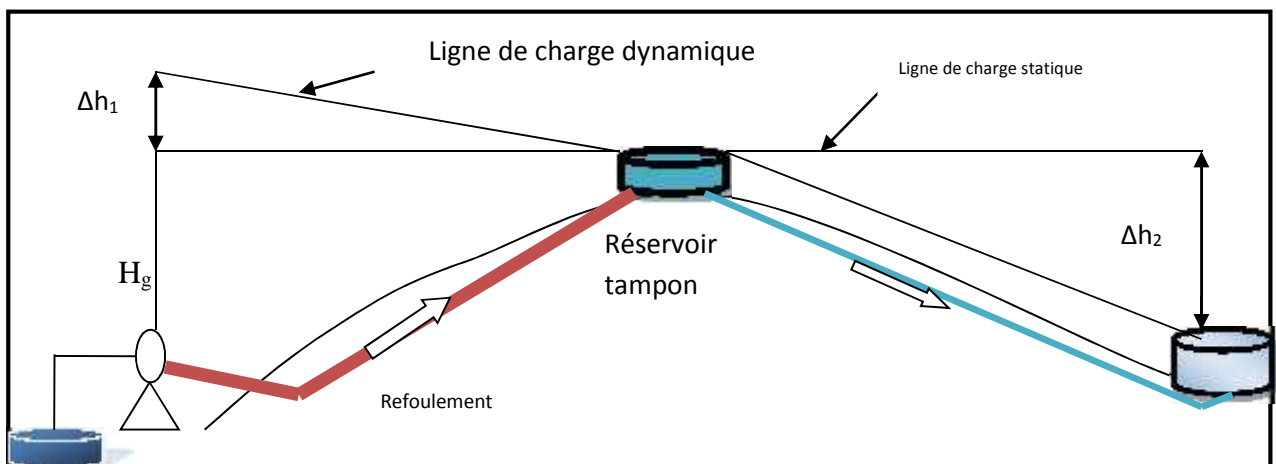


Figure(III.02) : Adduction par refoulement.

III.3.3. Adduction mixte

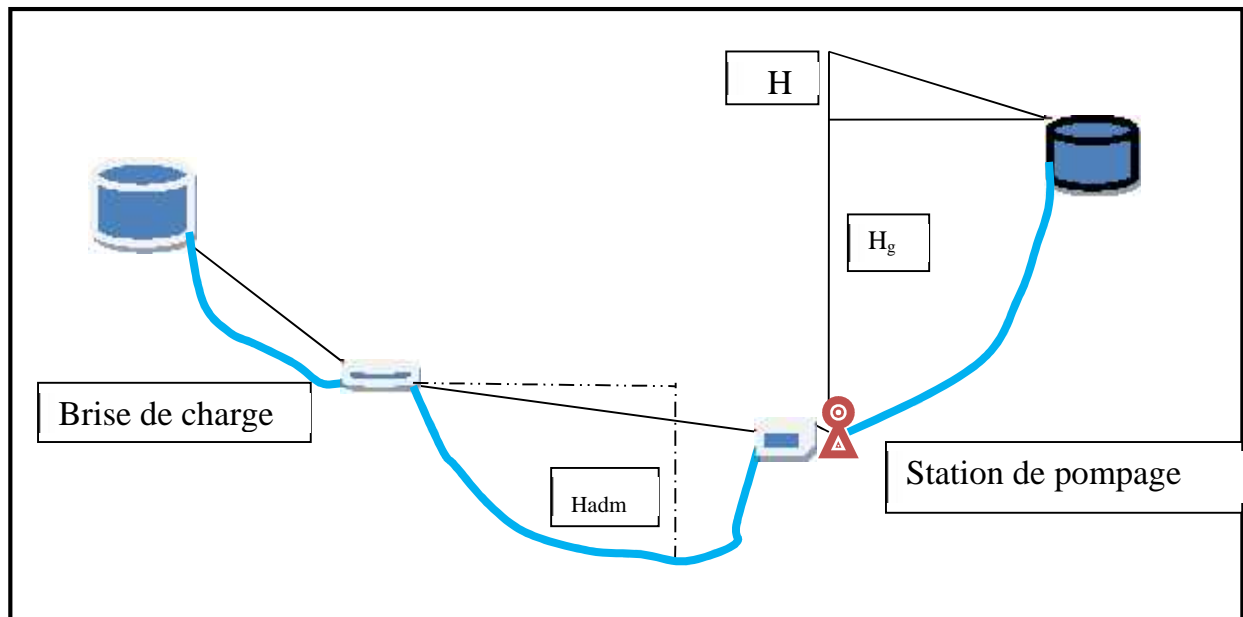
C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon

➤ **Adduction mixte refoulement- gravitaire :**



Figure(III.03) : Adduction mixte refoulement- gravitaire.

➤ **Adduction mixte gravitaire -refoulement :**



Figure(III.04) : Adduction mixte gravitaire-refoulement.

Dans le cas de notre projet, vu l'importance de la longueur de l'adduction et la nature du relief ; l'adduction projetée est une adduction mixte où la conduite refoulement se transforme en conduite gravitaire, au départ de conduit refoulement il y a un forage.

III.4. Principe du choix du tracé

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

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts)

- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

III.5. Choix du type de matériaux

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

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- La disponibilité au marché.
- Du prix dans le marché.
- Du type de sol (agressivité).
- Les frais d'amortissement
- Les frais d'exploitation
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ; [1]

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

Tableau (III.01) : Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)	Longueur courante de la conduite	Avantages	Inconvénients
Acier			
60bars → <150	6 - 16 m	-Bonne étanchéité. -Découpable et soudable. -Résistance à des pressions élevées. - Disponible sur marché.	-Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple).
50bars → 150< <270		-Plus léger que la fonte ductile.	-Durée de vie courte 20 ans
40bars → 275< <400		- Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	
Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)	Longueur courante de		Inconvénients

	la conduite	Avantages	
Fonte ductile			
50 bars → <600 40bars → >600	6m : <800 7m : >800	<ul style="list-style-type: none"> -Résistance aux pressions élevées. -Longévité importante (50ans). -Disponibilité des pièces spéciales en fonte. 	<ul style="list-style-type: none"> -Sensible à la surcharge. -Non disponible sur le marché. -Sensible à la corrosion. -Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	<ul style="list-style-type: none"> -5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). -Faible rugosité. -Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). -La pose facile des conduites. 	<ul style="list-style-type: none"> -Risque de rupture. -Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
Poly Ethylène à Haute Densité (P.E.H.D.)			
PN maximale PN 25	6-12m pour des diamètres qui varient entre 160-400mm	<ul style="list-style-type: none"> - Faible rugosité qui se maintient au long des années. - Bonnes caractéristiques hydrauliques. - Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. -Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. - plus souple et moins cher - Résistance aux rayons U-violet. 	Pression de service limitée.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte** vu les avantages qu'elles présentent :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Très rigides et solides ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux ne dépassant pas 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.
- Du prix dans le marché (voir l'annexe III).

III.6. Méthode de calcul :

III.6.1. Cas gravitaire :

III.6.1.1. Diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^S}{D_{av}^m} \quad (\text{III.1})$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_v} \quad (\text{III.2})$$

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- L_{e_v} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

- ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;
- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- S : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et S sont donnés dans le **tableau (III.2)**

Tableau (III.02) : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^S}{\Delta H_t}} \quad (\text{III.3})$$

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

III.6.1.2. La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

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

Avec :

- Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;
- S : section de la canalisation (m²) ;
- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : diamètre nominal de la conduite (m).

III.6.2.Cas de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donnée par la formule :

$$D_{ec} = \sqrt[3]{Q} \quad (\text{La formule de BONNIN}) \quad (\text{III.4})$$

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;
- Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Après étude technico-économique basée sur les d'exploitation et les frais d'amortissement, le choix du diamètre normalisé est opéré, et ensuite le diamètre le plus économique est retenu.

III.6.2.1. frais d'exploitation

Pour estimer les frais d'exploitation, il est nécessaire de déterminer d'abord les pertes de charge engendrées dans les canalisations.

Connaissant la hauteur géométrique H_g , nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales H_{MT} correspondantes à chaque diamètre.

➤ Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.5})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta h = 1,10 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III.6})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{III.7})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \} = (1,14 - 0,86Ln \frac{v}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\}} = -2 * \log(\frac{v}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III.9})$$

- V : Rugosité absolue de la conduite ;
- R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \quad \text{(III.10)}$$

- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- ϵ : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

Remarque :

Dans les calculs le coefficient λ est estimé par la formule (III.8)

➤ **Puissance de pompage**

$$P = \frac{\dots * g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{(III.11)}$$

- P : puissance absorbée par la pompe (watt)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à refouler (m³/s) ;
- η : rendement de la pompe (nous prenons 65%) ;
- \dots : Masse volumique de l'eau (1000Kg/m³) ;

➤ **Energie consommée par le pompage**

L'énergie consommée par la pompe le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E_a = P_t * t * 365 \quad \text{(III.12)}$$

- E_a : énergie consommée pendant *une année* (KWh) ;
- P : puissance de pompage (Kw).
- t : temps de pompage par jour (h) est 20h/24heures.

Donc les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$F_{exp} = e * E_a \quad \text{(III.13)}$$

- F_{exp} : frais d'exploitation (DA) ;

- E_a : Energie consommée par année (Kw) ;
- : Prix d'un Kwh 4,67DA ;

III.6.2.2.Frais Amortissement

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre et la longueur de la canalisation, nous avons compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est estimé à 30 ans.

$$F_{am} = A \cdot P_{tc} \quad (III.14)$$

- F_{am} :Frais d'amortissement(DA)
- A :annuité d'amortissement;
- P_{tc} :prix totale de la conduite(DA) ;

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (III.15)$$

- i : Taux d'annuité ; i = 8 % en Algérie.
- n : nombre d'année d'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,0888$$

$$P_{tc} = P_{ml} \cdot L \quad (III.16)$$

- P_{ml} : prix du mètre linéaire de la conduite(DA).
- L : la longueur de l'adduction.

III.6.2.3.calcul du diamètre économique

Après le calcul du coût total de chaque diamètre normalisé nous optons pour le choix des diamètres économique qui correspondent au cout total la plus faible.

$$Ct(DA) = F_{exp} + F_{am} \quad (III.17)$$

III.7. Proposition des variantes de tracée

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite de refoulement, ainsi que le choix la vérification des caractéristiques hydraulique.

➤ Variante N°01

Dans cette variante, il est proposé de suivre la majorité de la route communale de Sed Oum Droue vers Sidi Baïzid.

- Le forage à une cote terrain de 950 NGA ;
- Le groupe immergé du forage refoule l'eau vers le réservoir tampon
- Une conduite de refoulement ayant une longueur de 774m, reliant le forage et le réservoir tampon
- Le réservoir tampon à une cote de 979 NGA ;
- Une conduite gravitaire de longueur 19829 m, reliant le réservoir tampon et le réservoir de stockage ;
- Le réservoir de stockage projeté à l'approximatif de la ville de Sidi Baïzid à une cote de terrain 896 NGA, voir le schéma (Figure (III.5)).

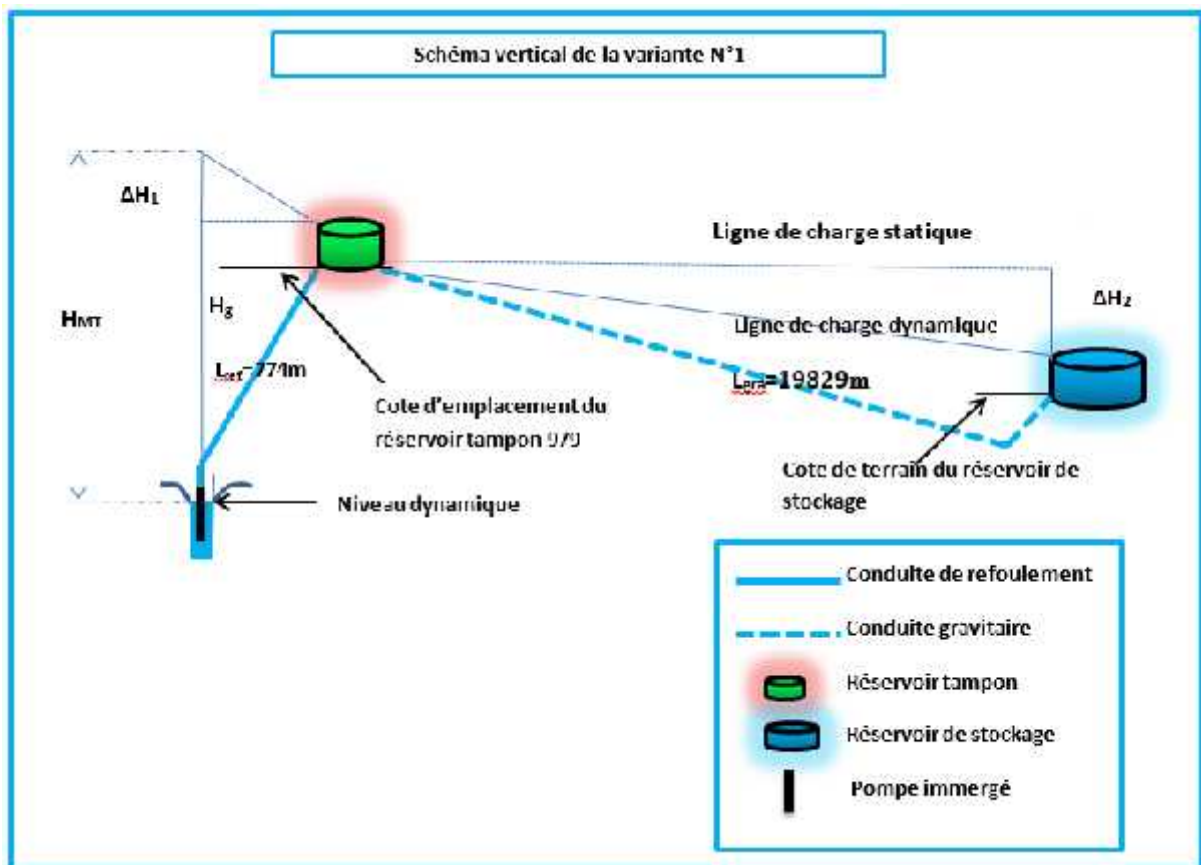


Figure (III.05) : Schéma de la variante N°1

➤ Variante N°02

Presque même chemin d'adduction que pour la première variante mais nous avons changé la cote d'emplacement du réservoir tampon pour réduire la hauteur géométrique, donc on envisage le tracé suivant :

- Le groupe immergé du forage refoule l'eau vers le réservoir tampon
- Une conduite en refoulement de longueur de 998 m, à partir du forage vers le réservoir tampon
- L'implantation du réservoir tampon à une cote de 971 m ;
- Une conduite gravitaire ayant une longueur de 19995m, reliant le réservoir tampon et le réservoir de stockage ;
- Le réservoir de stockage projeté à l'approximait de la ville de Sidi Baïzid à une cote de terrain 896 NGA, voir la figure ci-après.

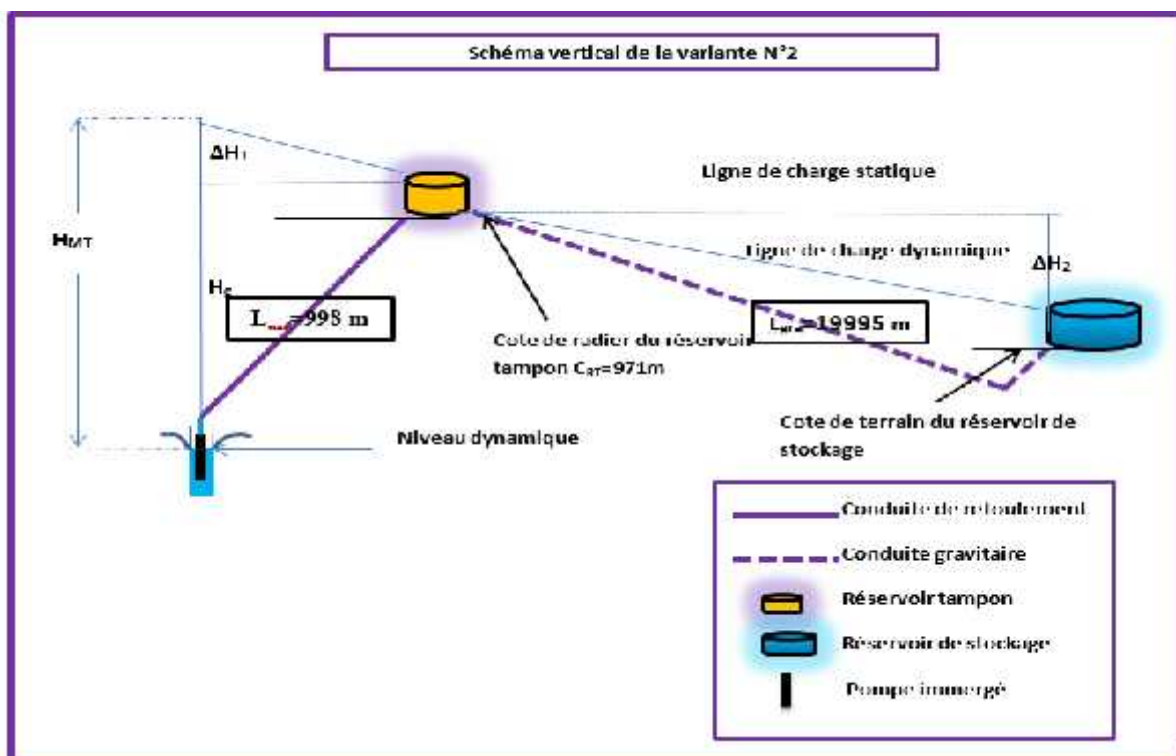


Figure (III.06) : Schéma de la variante N°2

Une étude comparative a été faite entre les deux variantes pour choisir une seule variante à réaliser.

III.8. Etude des variantes

Pour le dimensionnement de l'adduction, on envisage deux parties. L'une par refoulement qui relie le forage avec le réservoir tampon ; et l'autre c'est la partie gravitaire entre le réservoir tampon et le réservoir de stockage

Tel que :

- le débit du forage est de 32l/s
- le fonctionnement de la pompe est 20h/24heures

III.8.1. Etude de la première variante (cote = 979m)

III.8.1.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement (Tronçon : Forage – Réservoir tampon)

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (III.5), (III.6), (III.7), et (III.8), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau (III.03).

Tableau (III.03) : Variation des HMT en fonction du diamètre

conduite en Fonte									
Tronçon	Diamètre	Débit	Vitesse		Longueur (m)	Hlin	Htotal	Hg	HMT
	(mm)	(m ³ /s)	(m/s)			(m)	(m)	(m)	(m)
forage- Réservoir tampon	150	0,032	1,812	0,049	774	42,003	46,203	133	179,203
	200	0,032	1,019	0,044	774	8,963	9,859	133	142,859
	250	0,032	0,652	0,040	774	2,715	2,986	133	135,986
	300	0,032	0,453	0,038	774	1,025	1,128	133	134,128
	350	0,032	0,333	0,036	774	0,451	0,496	133	133,496

	400	0,032	0,255	0,035	774	0,221	0,244	133	133,244
	450	0,032	0,201	0,033	774	0,118	0,130	133	133,130

Tableau (III.04) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Tronçon	Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
	(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
forage- Réservoir tampon	150	0,032	177,976	85,9540	4,67	627464,38	2930258,65
	200	0,032	142,610	68,8741	4,67	502781,21	2347988,24
	250	0,032	135,914	65,6400	4,67	479171,83	2237732,44
	300	0,032	134,101	64,7647	4,67	472782,34	2207893,53
	350	0,032	133,484	64,4668	4,67	470607,81	2197738,49
	400	0,032	133,238	64,3478	4,67	469739,29	2193682,50
	450	0,032	133,127	64,2944	4,67	469348,82	2191858,99

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau (III.05) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Tronçon	Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
	(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
forage- Réservoir tampon	150	2605,5	774	2016657	0,0888	179079,14
	200	3190,3	774	2469292,2	0,0888	219273,15
	250	3830,3	774	2964652,2	0,0888	263261,12
	300	4530,9	774	3506916,6	0,0888	311414,19
	350	5375,2	774	4160404,8	0,0888	369443,95
	400	6810	774	5270940	0,0888	468059,47
	450	8300,1	774	6424277,4	0,0888	570475,83

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le **Tableau (III.6)**

Tableau (III.06) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Tronçon	D (mm)	Investissements	Exploitation	Totale
		(DA)	(DA)	(DA)
forage-Réservoir tampon	150	179079,142	2950470,609	3129549,750
	200	219273,147	2352082,114	2571355,262
	250	263261,115	2238925,409	2502186,524
	300	311414,194	2208330,567	2519744,761

	350	369443,946	2197925,871	2567369,818
	400	468059,472	2193772,620	2661832,092
	450	570475,833	2191906,292	2762382,125

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.07

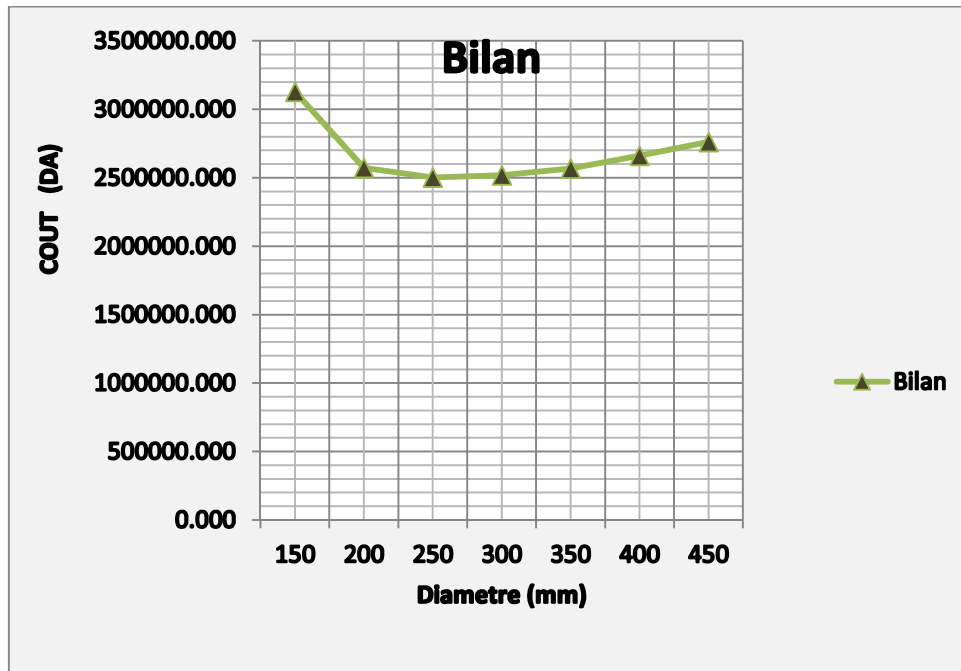


Figure (III.07) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 250 dont la vitesse est de 0,652m/s.

III.8.1.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

III.8.1.2.1. Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir de stockage se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 22h/24 heures. Puisque le tronçon fonctionne gravitaire ment, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs tampon et la côte de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la côte de trop plein du réservoir de distribution est :

$$C_{Tp} = 899 \text{ m}$$

$$H_d = C_{R-RT} - C_{Tp} \quad (\text{III.18})$$

Avec:

- H_d : La charge disponible.
- C_{R-RT} : Côte du radier du réservoir tampon (979 m)
- C_{Tp} : Côte du trop-plein du de réservoir (899m)
- $H_d = 979 - 899 = 80 \text{ m}$

La longueur de la conduite gravitaire :

$$L = 19829 \text{ m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

$$L_e = 1.10 * L$$

$$L_e = 21811,9 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen

$$J_{\text{moy}} = H_d / L \quad (\text{III.19})$$

$$J_{\text{moy}} = 80 / 21811,9 = 0.003668$$

Détermination du diamètre :

$$J = H / L = K' Q^B / D^m \quad (\text{III.20})$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{K' Q^B}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,00179$; $B = 2$; $m = 5.3$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * (0.02909)^2}{0.003668}}$$

$$D_{\text{cal}} = 0,2299 \text{ m} = 229,9 \text{ mm}$$

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (III.07) : Détermination du diamètre avantageux

Débit (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H _d (m)	D calculé (mm)
0,02909	19829	21811,9	80	229,9

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de $D_N=200\text{mm}$ à $D_N= 250 \text{ mm}$

Calcul la perte de charge pour le diamètre 250 mm

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^5}{D_{av}^m} = 51,28\text{m.}$$

La perte de charge diminue donc il faut connaitre sur quelle distance on place le diamètre.

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 229.9 mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm et 250mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de $\varnothing 200$ et $\varnothing 250$.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H_t = K' * Q^5 * ((L_1/D_1^m) + (L_2/D_2^m)) \quad \text{(III.21)}$$

Avec $L_1 = L - L_2$

$D_{L2} = 250\text{mm}$

$D_{L1} = 200\text{mm}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (L_2).

$$80 = 0.00179 * (0.02909)^2 * (((21811,9 - L_2)/0.2^{5.3}) + (L_2/0.25^{5.3}))$$

Après résolution on trouve :

$$L_{2 \text{ equi}} = 16413,99 \text{ m.}$$

$$L_{1 \text{ equi}} = 5397,91 \text{ m}$$

Alors on va avoir deux tronçons :

Premier tronçon (L_1) de $\varnothing 200\text{mm}$ sur une longueur de 4907,2 m

Deuxième tronçon (L_2) de $\varnothing 250\text{mm}$ sur une longueur de 14921,8 m

III.8.1.2.2. Calcul des paramètres hydrauliques

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.08) : Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire

Diamètre (mm)	V (m/s)	I(m/m)	L _{equi} (m)	Ht(m)
200	0,926	0,00767	5397,9	41,41
250	0,593	0,00235	16414	38,59

La vitesse d'écoulement dans la partie gravitaire est de 0,926m/s pour le Premier tronçon (L₁) et 0,593m/s pour le Deuxième tronçon (L₂). On remarque que sont des valeurs acceptable, car elle est dans l'intervalle de la vitesse optimale : 0.5 à 2 m/s.

III.8.1.3. Calcul de Pressions

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.09) : Pressions pour les points de l'adduction

N° du point	Point	CP (m)	CTN (m)	P (m)
1	Forage	984.66	950	34.66
3	Réservoir tampon	983	979	4
4	Réservoir de distribution	899	896	3

III.8.2. Etude de la première variante (cote = 971m)

III.8.2.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement (Tronçon : Forage – Réservoir tampon)

➤ Calcul des frais d'exploitation

Tableau (III.10) : Variation des HMT en fonction du diamètre

conduite en Fonte									
Tronçon	Diamètre	Débit	Vitesse		Longueur (m)	Hlin	Htotal	Hg	HMT
	(mm)	(m ³ /s)	(m/s)			(m)	(m)	(m)	(m)
forage- Réservoir tampon	150	0,032	1,812	0,049	998	54,159	59,575	133	192,575
	200	0,032	1,019	0,044	998	11,556	12,712	133	145,712
	250	0,032	0,652	0,040	998	3,500	3,850	133	136,850
	300	0,032	0,453	0,038	998	1,322	1,454	133	134,454
	350	0,032	0,333	0,036	998	0,581	0,639	133	133,639

	400	0,032	0,255	0,035	998	0,286	0,314	133	133,314
	450	0,032	0,201	0,033	998	0,153	0,168	133	133,168

Tableau (III.11) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Tronçon	Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Prix unitaire	Consommation Annuelle	Dépenses annuelles
	(mm)	(m ³ /s)	(m)	(KW)	(DA)	(KWh)	(DA)
forage-Réservoir tampon	150	0,032	192,575	93,0047	4,67	678934,45	3170623,86
	200	0,032	145,712	70,3722	4,67	513716,99	2399058,34
	250	0,032	136,850	66,0923	4,67	482473,97	2253153,44
	300	0,032	134,454	64,9352	4,67	474026,61	2213704,28
	350	0,032	133,639	64,5416	4,67	471153,83	2200288,40
	400	0,032	133,314	64,3845	4,67	470007,10	2194933,18
	450	0,032	133,168	64,3139	4,67	469491,80	2192526,72

➤ **Calcul des frais d'investissement**

Tableau (III.12) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Tronçon	Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
	(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
forage-Réservoir tampon	150	2605,5	998	2600289	0,0888	230905,66
	200	3190,3	998	3183919,4	0,0888	282732,04
	250	3830,3	998	3822639,4	0,0888	339450,38
	300	4530,9	998	4521838,2	0,0888	401539,23
	350	5375,2	998	5364449,6	0,0888	476363,12
	400	6810	998	6796380	0,0888	603518,54
	450	8300,1	998	8283499,8	0,0888	735574,78

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le **Tableau (III.13)**

Tableau (III.13) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Tronçon	D (mm)	Investissements	Exploitation	Totale
		(DA)	(DA)	(DA)
forage-Réservoir tampon	150	230905,663	3170623,865	3401529,528
	200	282732,043	2399058,339	2681790,381
	250	339450,379	2253153,440	2592603,818

300	401539,232	2213704,276	2615243,508
350	476363,124	2200288,402	2676651,527
400	603518,544	2194933,177	2798451,721
450	735574,782	2192526,723	2928101,505

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure III.08

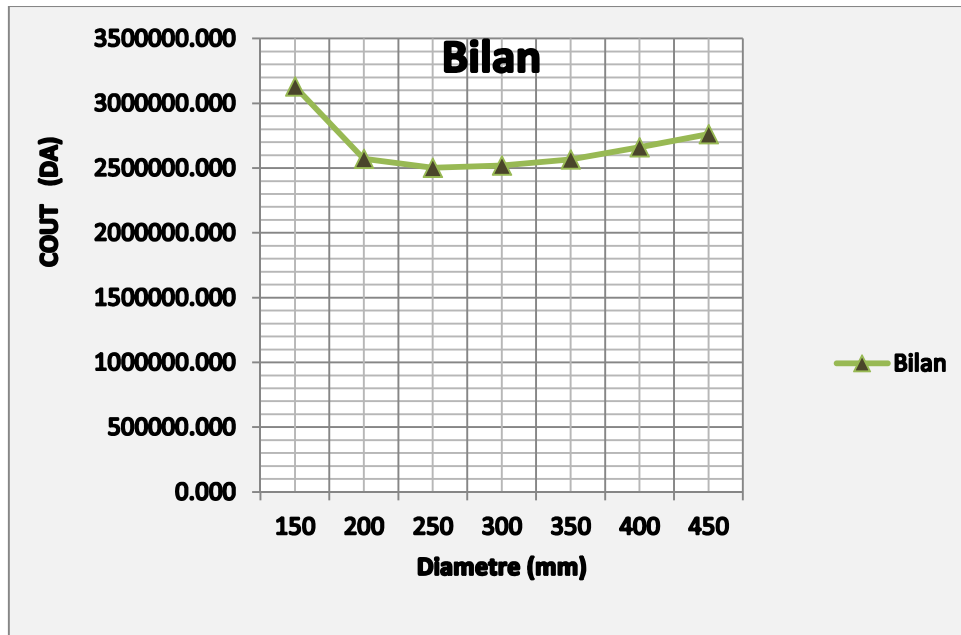


Figure (III.08) : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 250 dont la vitesse est de 0,652 m/s.

III.8.2.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

III.8.2.2.1. Détermination du diamètre avantageux :

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir de stockage se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 22h/24 heures. Puisque le tronçon fonctionne gravitaire ment, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs tampon et la cote de trop plein du réservoir de distribution

Sachant que la cote de trop plein du réservoir de distribution est :

$$C_{Tp} = 899\text{m}$$

$$H_d = C_{R-RT} - C_{Tp} \quad (\text{III.18})$$

Avec:

- H_d : La charge disponible.
- C_{R-RT} : Côte du radier du réservoir tampon (971 m)
- C_{Tp} : Côte du trop-plein du de réservoir (899m)

$$H_d = 971 - 899 = 72 \text{ m}$$

La longueur de la conduite gravitaire :

$$L = 19995 \text{ m}$$

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :

$$L_e = 1.10 * L$$

$$L_e = 21994.5 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen

$$J_{\text{moy}} = H_d / L \quad (\text{III.19})$$

$$J_{\text{moy}} = 72 / 21994.5 = 0.00327$$

Détermination du diamètre :

$$J = H / L = K' Q^B / D^m \quad (\text{III.20})$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[m]{\frac{K' Q^B}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0,00179$; $B = 2$; $m = 5.3$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 * (0.02909)^2}{0.00327}}$$

$$D_{\text{cal}} = 0,2349 \text{ m} = 234.9 \text{ mm}$$

Les résultats des calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (III.14) : Détermination du diamètre avantageux

Débit (m ³ /s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	H _d (m)	D calculé (mm)
0,02909	19995	21994,5	72	234,9

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est de $D_N = 200 \text{ mm}$ à $D_N = 250 \text{ mm}$.

Calcul la perte de charge pour le diamètre 250 mm

$$\Delta H_t = \frac{K^*L^*Q^S}{D_{av}^m} = 51,71 \text{ m}$$

La perte de charge diminue donc il faut connaître sur quelle distance on place le diamètre.

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 234.9 mm, il est compris entre les diamètres normalisés 200mm et 250mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø200 et Ø250.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$\Delta H_t = K^* Q^S * ((L_1/D_1^m) + (L_2/D_2^m)) \quad (\text{III.21})$$

Avec $L_1 = L - L_2$

$D_{L2} = 250\text{mm}$

$D_{L1} = 200\text{mm}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (L_2).

$$72 = 0.00179 * (0.02909)^2 * ((21994.5 - L_2)/0.2^{5.3}) + (L_2/0.25^{5.3})$$

Après résolution on trouve :

$$L_{2 \text{ equi}} = 18180,9 \text{ m.}$$

$$L_{1 \text{ equi}} = 3813,6 \text{ m}$$

Alors on va avoir deux tronçons :

Premier tronçon (L_1) de Ø200mm sur une longueur de 16528,1 m

Deuxième tronçon (L_2) de Ø250mm sur une longueur de 3466,9 m

III.8.2.2.2. Calcul des paramètres hydrauliques

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.15) : Paramètres hydrauliques de la partie gravitaire

Diamètre (mm)	V (m/s)	I(m/m)	L _{equi} (m)	Ht(m)
200	0,926	0,00767	3813,6	29,26
250	0,593	0,00235	18180,9	42,74

La vitesse d'écoulement dans la partie gravitaire est de 0,926 m/s pour le Premier tronçon (L₁) et 0,593m/s pour le Deuxième tronçon (L₂) . On remarque que sont des valeurs acceptable, car elle est dans l'intervalle de la vitesse optimale : 0.5 à 2 m/s.

III.8.2.3. Calcul de Pressions

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (III.16) : Pressions pour les points de l'adduction

N° du point	Point	CP (m)	CTN (m)	P (m)
1	Forage	977,136	950	27,136
2	Réservoir tampon	975	971	4
3	Réservoir de distribution	899	896	3

III.9. Les bilans globaux des frais d'investissement pour les deux variantes

Le tableau ci-après regroupe les bilans globaux des différents tronçons

Tableau (III.17) : Les bilans de chaque tronçon

Tronçon	Bilan	
	Variante 1	Variante 2
Forage-ST	2502186,524	2592603,818
RT-Réservoir de stockage	6465564,86	6603880,58
Total	8967751,384	9196484,398

III.10. Interprétation des résultats et choix de la variante du tracé adéquate

- On remarque que le diamètre de la partie refoulement de la deuxième variante (de cote 971m pour le réservoir tampon) est même pour la première variante (979m) alors la conduite presque de même cout de point de vu investissement

• par contre de point de vue économique, la deuxième variante n'est pas économique car dans la partie gravitaire, la valeur de la charge disponible inférieure que la première variante donc le diamètre contraire.

Dans notre étude nous choisissons **la première variante** puisque elle est économique.

Les diamètres des tronçons sont montrés comme suit :

Tableau (III.18) : le dimensionnement final de l'adduction

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
Forage-RT	250	0,652	744
RT-point changement de diamètre	250	0,593	14921,8
point changement de diamètre-réservoir de stockage	200	0,926	4907,2

III.11. Partie d'étude pour choisir une pompe immergée multicellulaire

III.11.1. Choix des pompes [7]

La situation du forage et sa cote est donnée. Il reste à déterminer les caractéristiques de la pompe de forage qui ont une double fonction : aspirer et refouler l'eau vers le réservoir tampon projeté.

Dans cette partie, on va parler des moyens de pompages des eaux souterraines ainsi que les conditions de leur installation.

III.11.1.1. Choix du type d'installation

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- ✓ Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (20 à 30m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).
- ✓ Pour une profondeur supérieure à 60 m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour nos ouvrages de production (forage) le niveau dynamique se trouve à une profondeur de 100 m.

III.11.1.2. Les groupes immergés

III.11.1.2.1. Description

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergée dans l'eau.

Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé.

III.11.1.2.2. Conditions d'installation

- Les groupes immergés sont prévus pour l'installation dans des forages, bassins, réservoirs ou cuves. Etant donné qu'ils fonctionnent complètement immergés.
- Les groupes immergés ne doivent en aucun cas reposer sur le radier du forage ni venir s'appuyer contre la paroi du forage.
- Une circulation d'eau suffisante doit être assurée autour du Moteur. En standard, une circulation forcée doit être assurée autour du moteur en fonction de la température du liquide véhiculé.
- La température maximale admissible $T_{\max i}$ et la vitesse d'écoulement requise mini autour du moteur sont indiquées sur la plaque signalétique et dans la confirmation de commande. La vitesse d'écoulement requise est fonction du diamètre extérieur du moteur et des conditions d'installation suivantes.
- La formation de vortex pouvant entraîné l'aspiration d'air ou la marche à sec du palier supérieur de la pompe doit être évitée. La pompe ne doit jamais fonctionner à sec. En cas de rendement insuffisant du forage ou variations importantes du niveau d'eau, installer impérativement un dispositif de protection.
- La profondeur d'immersion X des groupes doit être $\geq 0,5m$.

III.11.1.3. Critères du choix du type de pompe

Les différentes contraintes qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe à adopter résultent de l'examen des diverses conditions à satisfaire.

- Satisfaire le débit à assuré.
- Satisfaire les hauteurs d'aspiration et de refoulement.
- Se tenir dans la zone de rendement maximal conduisant au cout le plus faible du mètre cube pompé.

- Vitesse de rotation élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Poids et encombrement faible.
- (NPSH)_r minimale.

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

III.11.2. Calcul les hauteurs manométriques totales

$$HMT = C_{Tp\ RT} - C_{T\ Forage} + ND_F + H_{Forage- RT}$$

Avec :

- $C_{Tp\ RT}$: Cote du trop-plein du réservoir tampon.
- $C_{T\ Forage}$: Cote du terrain du forage.
- ND_F : Niveau dynamique du forage.

Donc :

$$H_{MT} = 135,986\text{m}$$

La HMT de la pompe du Forage est de 135,986m

III.11.3. Choix une pompe immergée Pour le forage

En introduisant le débit $Q_{ref} = 32 \text{ l/s} = 115.2\text{m}^3/\text{h}$ et la $HMT = 135,986 \approx 136\text{m}$ dans le logiciel CAPRARI nous obtenons

Le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau (III.19).

Tableau (III.19) : Variantes pour le choix du type de pompe immergée d'un forage

Q (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	γ (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
32,2	136	E10S50/7CD+MAC89-8V	73,5	2900	58,5	5,01
32,4	138	E10R40/8AB+MAC890-8V	70,2	2900	62,5	6,71
32	136	E9S50N/9S+MAC870-8V	77,2	2980	54,3	5,18

32,1	136	E10R40/7M+MAC880-8V	72,2	2970	59,5	6,32
------	-----	---------------------	------	------	------	------

A partir du tableau (III.19). Des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la troisième variante, Les caractéristique technique voir (l'Annexe IV)

Le tableau (III.20).regroupe les caractéristiques de la variante choisie

Tableau (III.20) : les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q (m ³ /h)	HMT (m)	Type de pompe	γ (%)	Vitesse (tr/min)	P_{abs} (KW)	(NPSH)_r (m)
32	136	E9S50N/9S+MAC870-8V	77,2	2980	54,3	5,18

Les caractéristique technique voir (l'Annexe IV)

III.11.4. Courbes caractéristiques des pompes

Les performances des pompes sont généralement indiquées à l'aide des courbes rassemblant les grandeurs physiques nécessaires au choix.

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.
- Le rendement en fonction de débit $\eta = f(Q)$.
- La courbe de la puissance en fonction de débit : $P = f(Q)$.
- la courbe de NPSH en fonction de débit : $NPSH = f(Q)$.
- la courbe de la conduite en fonction de débit : $H_c = f(Q)$.

Courbes caractéristiques des pompes Figure (III.09)

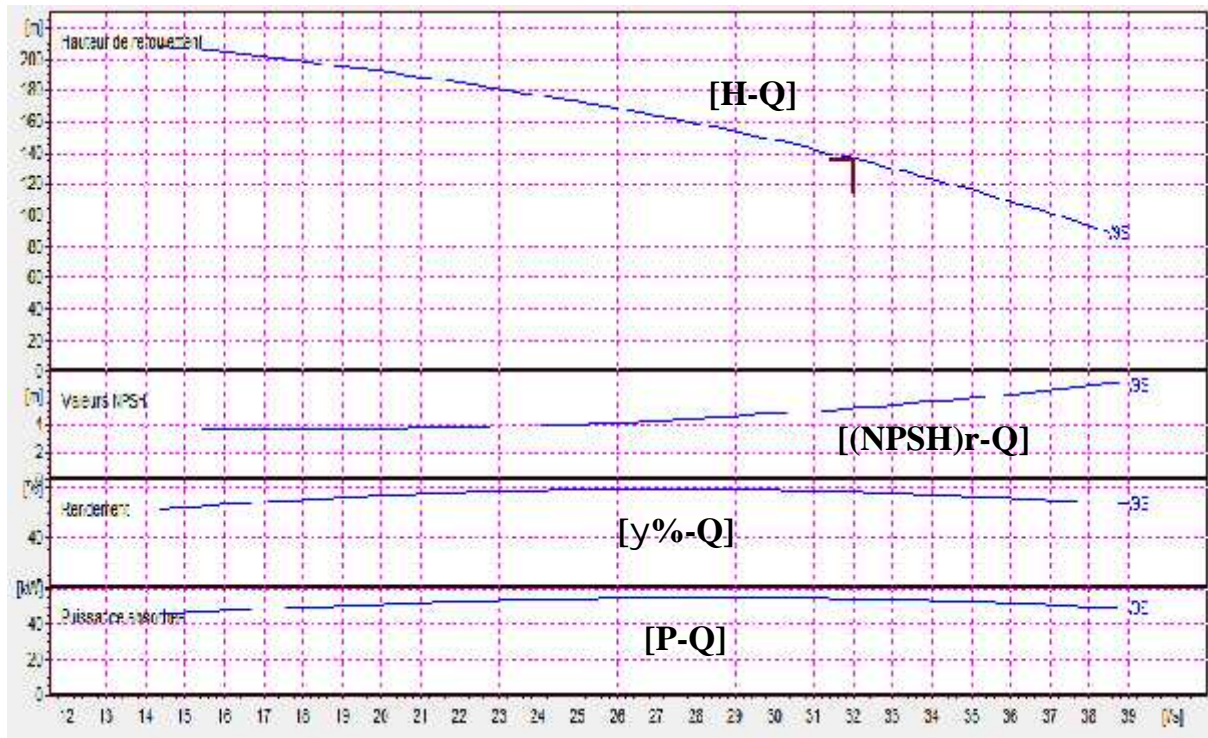


Figure (III.09) : Courbes caractéristiques des pompes de type E9S50N/9S+MAC870-8V – CAPRARI

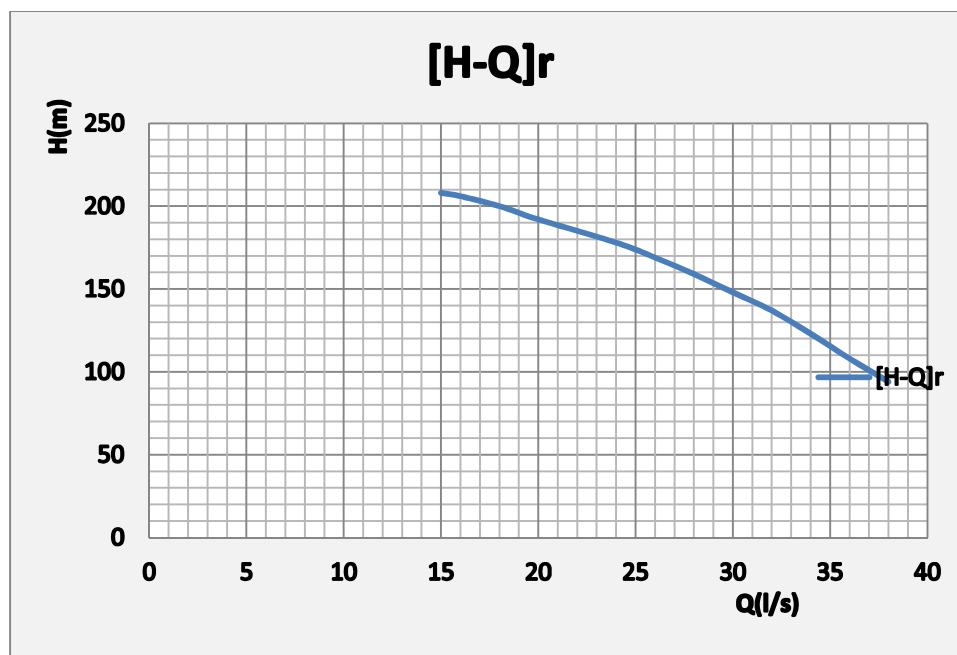


Figure (III.10) : Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.

III.11.5. Courbe caractéristique d'une conduite

Comme pour une pompe, il est possible d'établir une courbe débit-hauteur caractérisant un réseau.

Cette courbe, représentative de la hauteur géométrique et des pertes de charge

- On appelle pertes de charge les pertes de pressions dues au frottement du liquide dans les conduites et les éléments du réseau.
- Les pertes de charge dans une conduite sont proportionnelles au carré de la vitesse, donc au carré du débit.
- Elles dépendent de la rugosité du tuyau, donc de sa nature et de son état (vieillesse).
- Une conduite présentant des surfaces rugueuses et corrodées, générera davantage de pertes de charge qu'une conduite neuve et lisse.

III.11.5. 1.La courbe caractéristique de la conduite de refoulement

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

$$H_c = H_g + H_T ;$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- H_T : la perte de charge totale (m) ;

III.11.5.1.1.Pertes de charge linéaires

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

$$H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{eco}^5} ;$$

Avec :

- λ : coefficient de frottement ;
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- D_{eco} : diamètre économique de la conduite (m).

III.11.5.1.2.Pertes de charge singulières

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

III.11.5.1.3.Pertes de charge totales

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

$$H_T = H_{lin} + H_{sing} = H_{lin} + 0,10 \times H_{lin} \quad H_T = 1,10 \times H_{lin} ;$$

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

$$H_T = 1,10 \times H_{lin} ;$$

III.11.5. 1.4.Refolement Forage Réservoir tampon

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau (III.21), la page suivant

N°	Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)		H _{lin} (m)	H _r (m)	H _c (m)
1	0	133	774	250	0,04	0,00	0	133
2	5	133	774	250	0,04	0,07	0,0721	133,07
3	10	133	774	250	0,04	0,26	0,2884	133,29
4	15	133	774	250	0,04	0,59	0,649	133,65
5	20	133	774	250	0,04	1,05	1,1538	134,15
6	25	133	774	250	0,04	1,64	1,8027	134,8
7	30	133	774	250	0,04	2,36	2,596	135,6
8	35	133	774	250	0,04	3,21	3,5334	136,53
9	40	133	774	250	0,04	4,20	4,615	137,62
10	45	133	774	250	0,04	5,31	5,8409	138,84
11	50	133	774	250	0,04	6,56	7,211	140,21

12	55	133	774	250	0,04	7,93	8,7253	141,73
13	60	133	774	250	0,04	9,44	10,384	143,38

Tableau (III.21) : Courbe caractéristique de la conduite (forage –Réservoir tampon)

On remarque que la hauteur H_c (m) augmente en fonction du débit Q (m^3/s), sous l'effet de l'augmentation de la perte de charge totale H_T (m).

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée dans la figure ci-dessous :

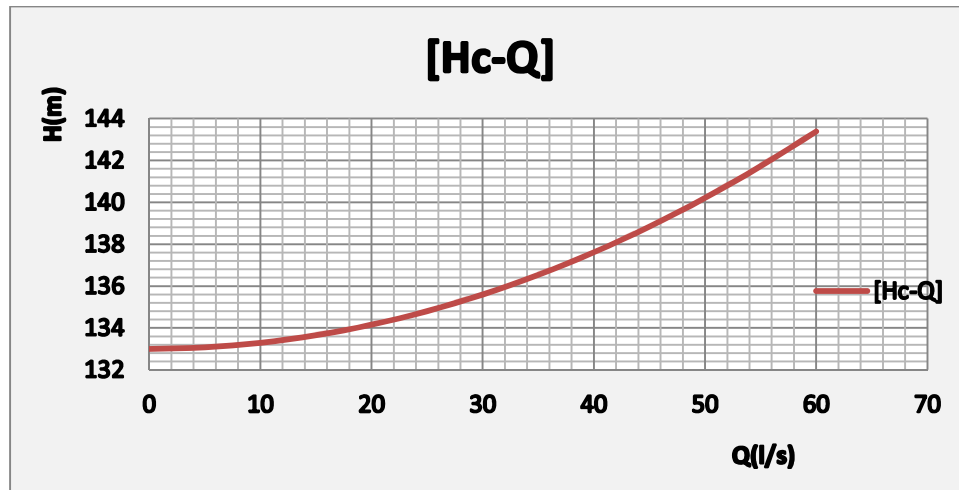


Figure (III.11) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Avec :

- $[H_c - Q]$: La courbe caractéristique de la conduite de refoulement

III.11.5. 2.Point de fonctionnement

Portant la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$; de la conduite $H_c= f(Q)$ sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Modification de la vitesse de rotation ;
- Modification du temps de pompage ;

- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

La courbe caractéristique de la pompe, la courbe caractéristique de la conduite, et le point de fonctionnement sont représentés dans la figure suivante :

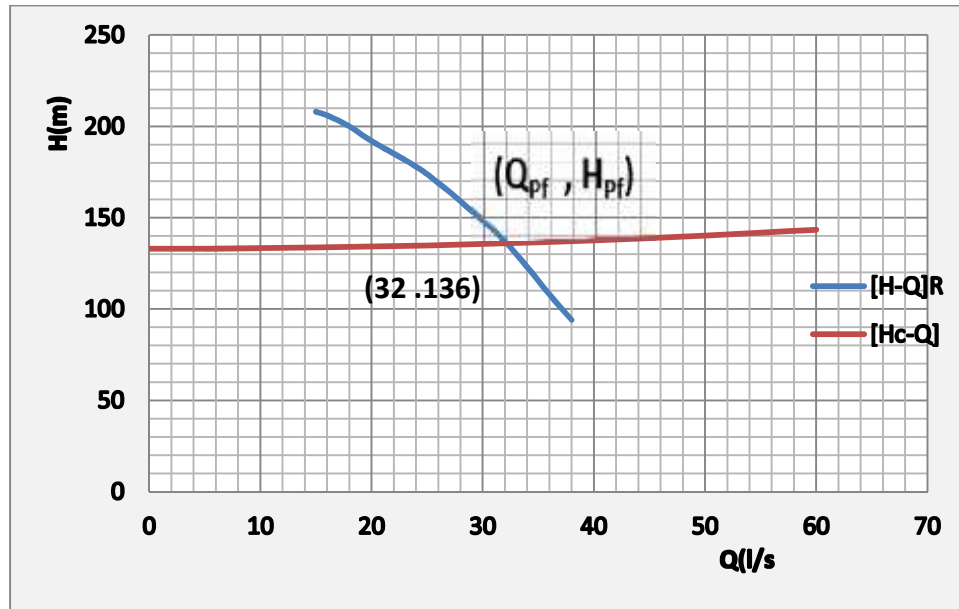


Figure (III.12) : Point de fonctionnement de pompe immergée

Avec :

[H-Q]_R : la courbe caractéristique résultante de la pompe immergée ;

[Hc-Q] : la courbe caractéristique de la conduite.

D'après la figure précédente, le débit correspondant au point de fonctionnement (Pf) est :

$$Q_{Pf} = Q_{app} = 32 \text{ l/s}$$

Dans ce cas, il n'existe aucun mode de réglage parce que ($Q_{Pf} = Q_{app}$).

III.12. Conclusion

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le coût minimale tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction. Ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque partie à savoir :

- La partie refoulement : un diamètre de **Ø250mm**
- La partie gravitaire : (Premier tronçon de **Ø250mm** sur une longueur de 14921,8 m).
(Deuxième tronçon de **Ø200mm** sur une longueur de 4907,2 m).

En effet nous avons décomposé l'adduction en deux tronçons distincts, le premier qui se compose des conduites de refoulement qui fonctionnent grâce à du pompe immergée, et le deuxième tronçon gravitaire.

On a choisis les pompes tout en respectant un nombre de critères du choix.

On a parlé des groupes électropompes et de leurs conditions d'installation.

CHAPITRE IV

OUVRAGES DE STOCKAGE

IV.1.Introduction

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

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeter de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de l'adduction et du réseau.

IV.2.Fonctions des réservoirs

IV.2.1.Fonctions techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

- régulation de l'apport de la consommation d'eau
- sécurité d'approvisionnement ;
- régulation de la pression ;
- simplification de l'exploitation .Par conséquent, Ils doivent être :
 - Etanches ;
 - Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau ;
 - bien protégés contre toute contamination d'eau ;
 - Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température ;

IV.2.2.Fonctions économiques

Le Réservoir existant c'est un réservoir de tête, donc il y a réduction de dépense d'énergie.

IV.3.Classification des réservoirs

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent Être :

- Enterrés ;
- Semi enterres ;
- Surélevés ;

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires ;
- Carrés ;
- Rectangulaires ;

IV.4.Utilités et généralités sur les réservoirs :

Les réservoirs ont plus que le stockage les utilités suivantes :

- Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.
- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.
- En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.
- Ces réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Les réservoirs, à partir d'une certaine capacité, comportent deux compartiments pour les facilités du nettoyage (minimum une fois par an) et des réparations.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle par un dispositif spécial, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint. Cette réserve correspond à 120 m^3 au moins, utilisables en deux heures.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment.
- C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du

réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

IV.5.Emplacement des réservoirs

Le site de réservoir doit respecter les aspects suivants :

- il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau pour l'agglomération.
- l'implantation de ce réservoir doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de l'agglomération ou à proximité du centre important de consommation.
- l'emplacement de réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression dans notre zone d'étude.

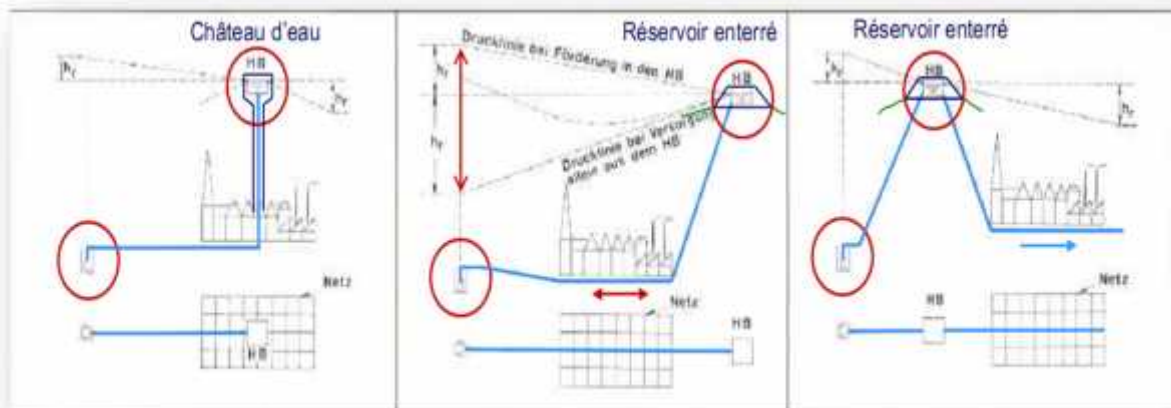


Figure (IV.01) : emplacement des réservoirs

IV.6.Description du réservoir existant

Notre région d'étude est caractérisée par l'existence d'un réservoir, ayant la caractéristique représentée dans le tableau (IV. 01) :

Tableau (IV. 01) : caractéristique de réservoir existant :

Capacité de réservoir (m ³)	cote de terrain (m)	type de réservoir	La forme géométrique
200	896	Sur sol	cylindrique

IV.7. Choix du réservoir

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

Le choix du réservoir dépend des :

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

IV.8. Principe de calcul

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la détermination de volume :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

IV.8.1. La méthode analytique

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

$$V_u = \frac{P(\%) * Q_{\max,j}}{100}$$

- V_u : volume utile (m³),
- $P(\%)$:le résidu maximal journalier(%).
- $Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

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

V^+ , V^- : les extremums des cumuls positifs et négatifs respectivement.

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

$$V_r = V_u + V_i$$

- V_r : capacité totale du réservoir (m³).
- V_i : volume d'incendie estimé à 120 m³

IV.8.2.La méthode graphique

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

La figure suivante représente les graphes de l'apport et la consommation.

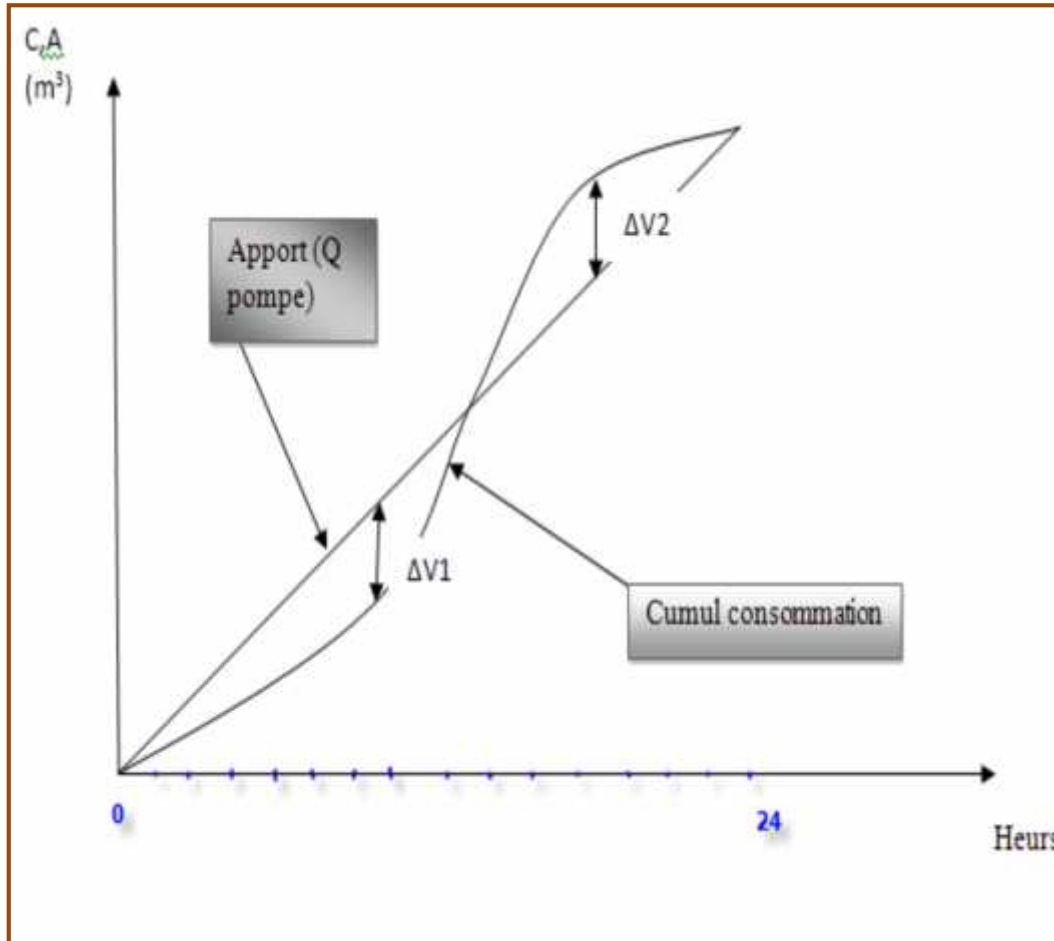


Figure (IV.02) : graphe de consommation en fonction de l'apport.

Donc :

$$R_{\max}(\) = |V1| + |V2|$$

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

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

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

IV.9. Dimensionnement du réservoir de distribution

Notre travail a consisté à une simple vérification.

Tableau (IV. 02) : Détermination de la capacité des réservoirs de distribution

Heures	Consommation	Apport	Surplus	Deficit	Capacité horaire
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	1,50	4,55	3,05	-	1,70
1-2	1,50	4,55	3,05	-	4,75
2-3	1,50	4,55	3,05	-	7,80
3-4	1,50	4,55	3,05	-	10,85
4-5	2,50	4,55	2,05	-	12,90
5-6	3,50	4,55	1,05	-	13,95
6-7	4,50	4,55	0,05	-	14,00
7-8	5,50	4,55	-	0,95	13,05
8-9	6,25	4,55	-	1,70	11,35
9-10	6,25	4,55	-	1,70	9,65
10-11	6,25	4,55	-	1,70	7,95
11-12	6,25	4,55	-	1,70	6,25
12-13	5,00	4,55	-	0,45	5,80
13-14	5,00	4,55	-	0,45	5,35
14-15	5,50	4,55	-	0,95	4,40
15-16	6,00	4,55	-	1,45	2,95
16-17	6,00	4,55	-	1,45	1,50
17-18	5,50	4,55	-	0,95	0,55
18-19	5,00	4,55	-	0,45	0
19-20	4,50	4,55	0,05	-	0,05
20-21	4,00	4,55	0,55	-	0,60
21-22	3,00	4,55	1,55	-	2,15
22-23	2,00	0	-	2,00	0,15
23-24	1,50	0	-	1,50	-1,35
		100,10			

D'ou :

$$V_u = \frac{P(\%) \cdot Q_{\max.j}}{100} = 2303.925 * (15,35/100) = 353,65 \text{ m}^3$$

$$V_r = V_u + V_i = 353,35 + 120 = 473,65 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé sera : 500 m^3 .

- **Diamètre de la cuve :**

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4m.

$$V = s \cdot h = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot h$$

V: Capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : Section du réservoir (m²) ;

D: Diamètre de la cuve (m) ;

h: Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

On prend h=4m

On tire D = 12.61 m ; on le normalise, on pose D = 13m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau :**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \sqrt[3]{V \cdot \frac{\pi}{4} \times D^2} = 3.77 \text{ m}$$

On trouve h= 3.77 m.

- **La hauteur H du réservoir :**

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : H = h+R

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend R= 0.5m

Donc : H = 3.77 + 0.5 = 4.27m

IV.10. Dimensionnement du réservoir tampon

Définition :

Le réservoir tampon est un réservoir de régulation, Son but principal est d'assurer la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir d'alimentation, il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

Ce réservoir est calculé pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la pompe immergée du forage et sa restitution progressive pendant deux heures de son arrêt.

Notre réservoir tampon relie la conduite de refoulement et la conduite gravitaire qui alimente le réservoir Sidi Baïzid.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V = \frac{Q_{tr} \cdot T}{2} \dots\dots\dots (IV.1) \\ T > \frac{2 \cdot L}{C} \dots\dots\dots (IV.2) \end{array} \right.$$

Avec :

- Q_{tr} : débit transité ($Q_{tr}=104.72\text{m}^3/\text{h}$) qui représente le débit écoulé dans la conduite gravitaire.
- T : c'est le temps de vannage du robinet placé à l'extrémité de la conduite gravitaire.
- L : la longueur de la conduite gravitaire.
- C : la célérité d'onde.

Le volume du réservoir tampon totale est donné par la formule suivante :

$$V_{RT} = V_R + V_S$$

Avec:

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right)$$

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

$$V_R = Q_0 \cdot T / 2$$

$$T = 2700 \text{ s}$$

Le volume de sécurité est

$$V_S = Q_0 \cdot T' / 2$$

$$T' = 900 \text{ s}$$

$$V_R = 104,72 \cdot (0.75/2) = 39,27 \text{ m}^3$$

$$V_S = 104,72 \cdot (0.25/2) = 13,09 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 52,36 \text{ m}^3$$

Alors : $V_{RT} = 100 \text{ m}^3$ (volume normaliser)

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera 100 m^3 pour normalisé et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

- **Diamètre de la cuve :**

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4m.

$$V = S \cdot h = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot h$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

V: Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : Section du réservoir (m^2) ;

D: Diamètre de la cuve (m) ;

h: Hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6$ m

On tire $D = 5,64$ m ; on le normalise, on pose $D = 6$ m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau :**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \sqrt{\frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}} = 3.54 \text{ m}$$

On trouve $h = 3.54$ m.

- **La hauteur H du réservoir :**

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.5$ m

Donc : $H = 3.54 + 0.5 = 4.04$ m

IV.11. Équipement du réservoir :

Il est utile de prévoir placer la plupart des équipements dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

Les réservoirs de forme circulaire sont équipés convenablement au point de vue tuyauterie et robinetterie à savoir :

IV.11. 1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Au niveau de toutes les cuves de ces réservoirs, cette conduite arrive par le bas ou par le fond, ou en siphon noyé à l'opposé de la conduite de départ.

IV.11. 2. Conduite de départ ou de distribution

Il a été constaté que le départ des conduites de distribution s'effectue à environ 20 cm au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourraient se décompter dans la cuve.

IV.11. 3. Conduite de trop-plein

Les conduites de trop plein sont de type horizontal à l'exception des réservoirs de volume important. Vu la consommation importante, cette conduite fonctionne rarement et déverse vers le milieu naturel.

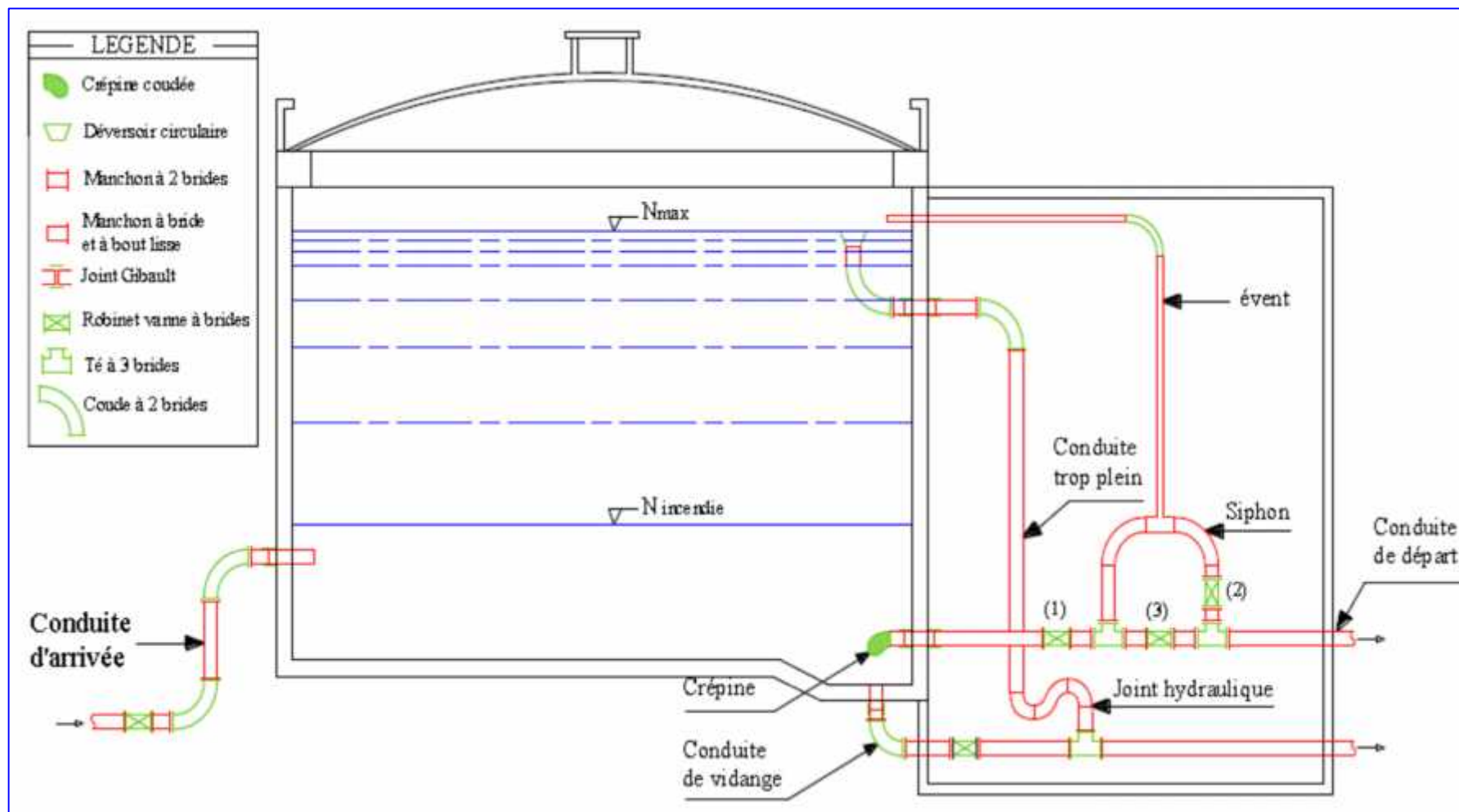
IV.11. 4. Conduite de vidange

Chaque réservoir est dotée d'une conduite de vidange munie d'un robinet vanne. Nous avons pu constater que cette conduite est raccordée à la conduite de trop plein et déverse vers le milieu naturel.

IV.11. 5. Conduite by-pass

Cette conduite existe au niveau de tous les réservoirs unique. C'est pour assurer la continuité de la distribution en cas d'éventuelles opérations effectuées au niveau des cuves.

La figure ci-après indique le principe de la disposition à prévoir dans le cas d'un réservoir avec réserve d'incendie.

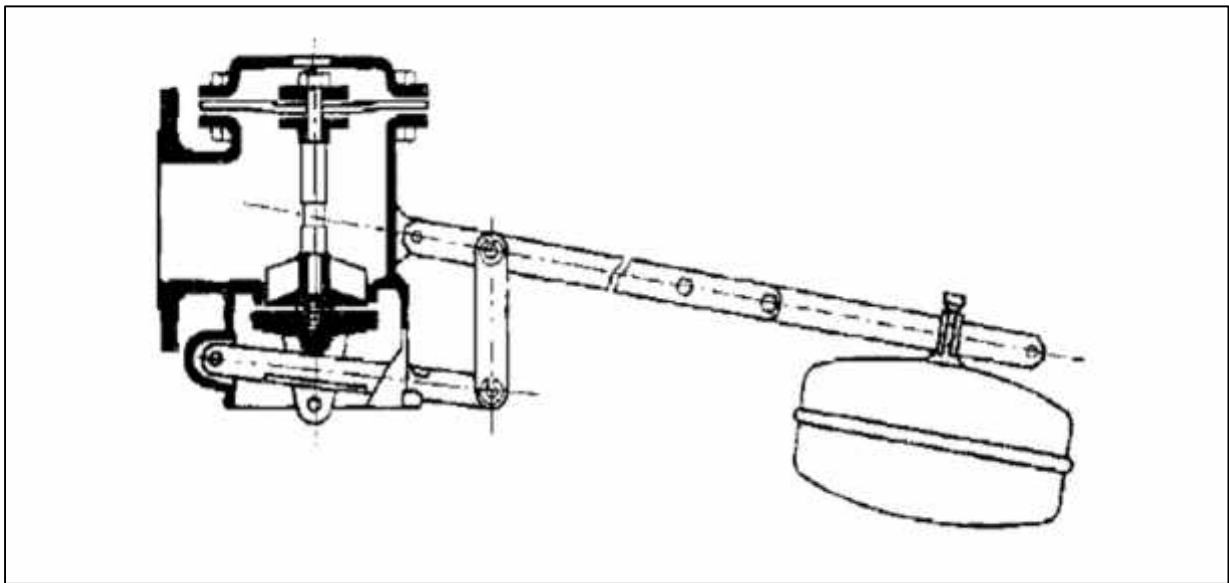


Figure(IV.04) : Equipements des réservoirs.

IV.12. Dispositifs de régulation

IV.12.1. Robinets à flotteurs

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir, ils permettent notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt le pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.



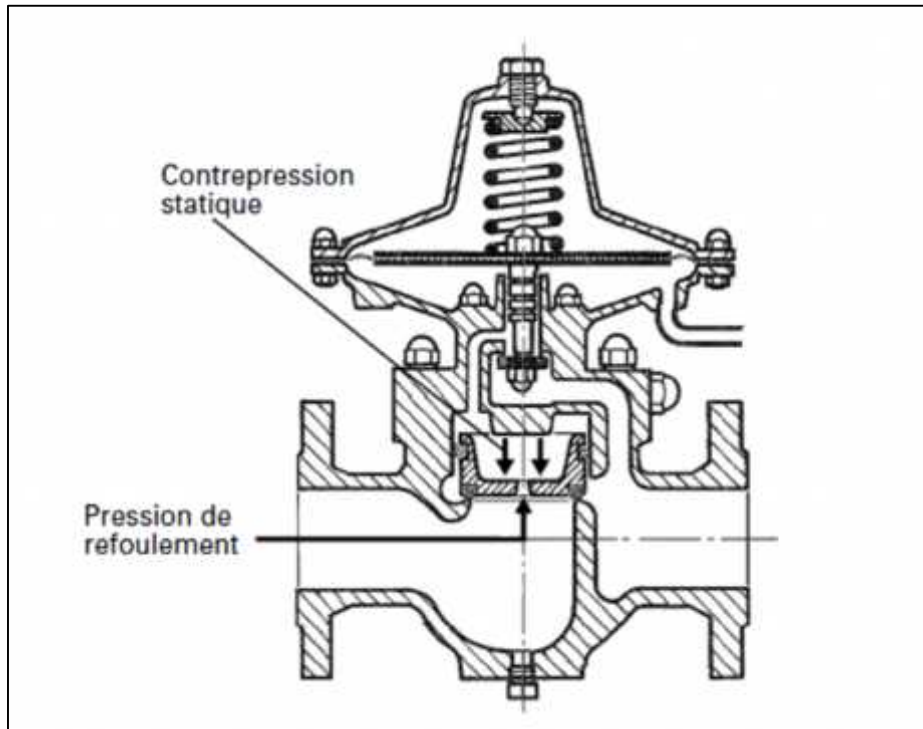
Figure(IV.05) : Robinet à flotteur.

IV.12.2. Robinets automatiques de remplissage

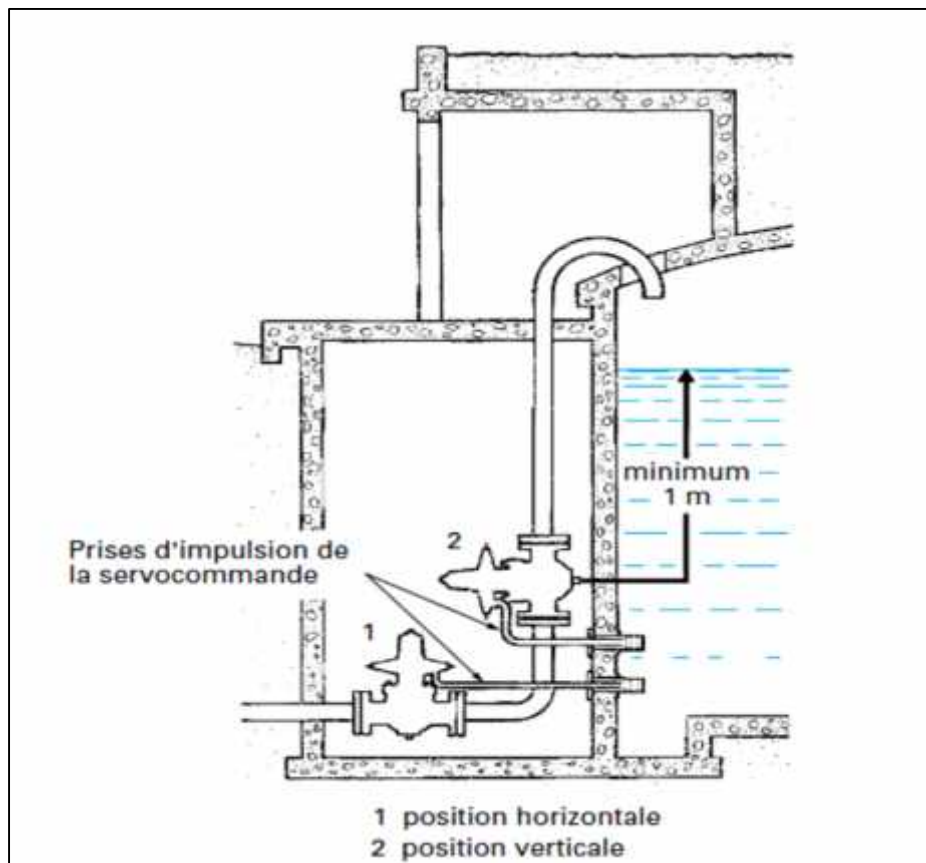
Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort.

Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir.



Figure(IV.06) : Robinets automatiques de remplissage.

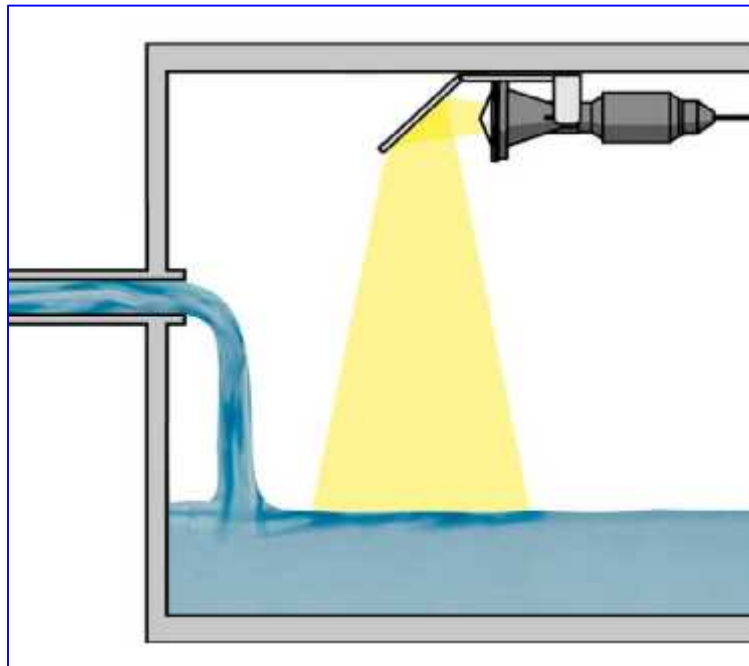


Figure(IV.07) : schéma d'installation.

IV.12.3. Capteur de niveau :

Lors de la détection de niveau, un préamplificateur détecte si un niveau défini est atteint, contrairement à la mesure continue de niveau lors de laquelle chaque niveau est mesuré. Une commande de commutation met en marche ou arrête des dispositifs de remplissage.

Il existe plusieurs types de capteurs, le schéma suivant nous donne un exemple d'un capteur de niveau radar :



Figure(IV.08) : Capteur de niveau d'eau radar

Remarque :

Il existe toute une panoplie moderne de détecteurs à ultrasons, de sondes capacitives, de capteurs de pression hydrostatique permettant de piloter par impulsions les vannes et les robinets.

IV.13. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" figure (IV.09).

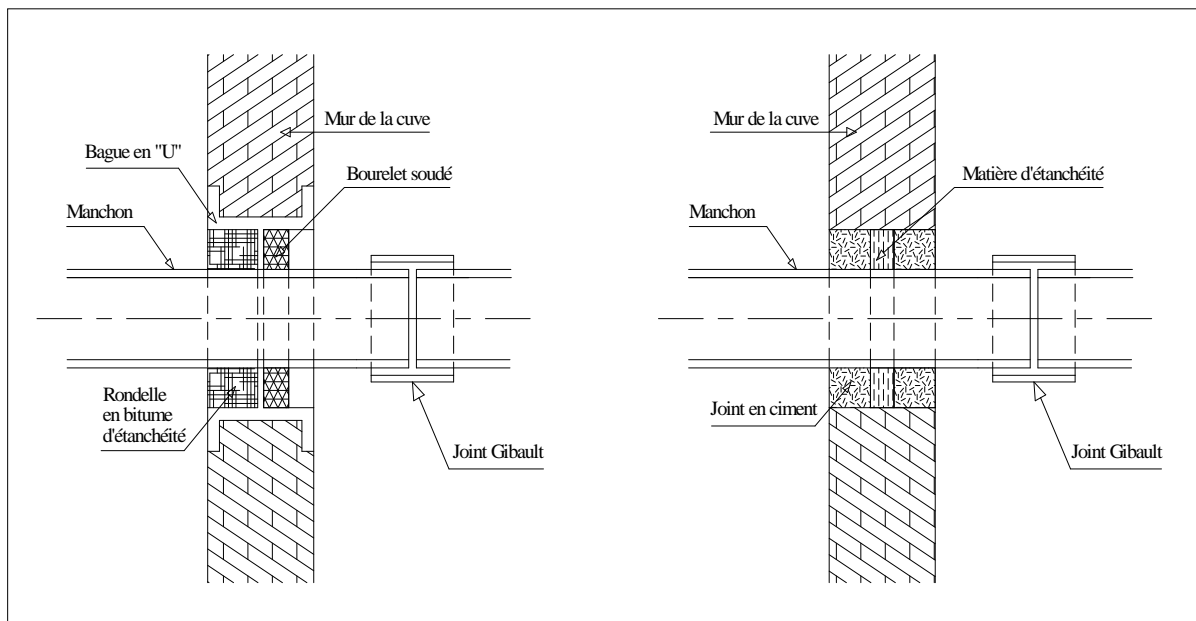


Figure (IV.09) : Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- **2^{eme} cas :** La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette figure (IV.10).

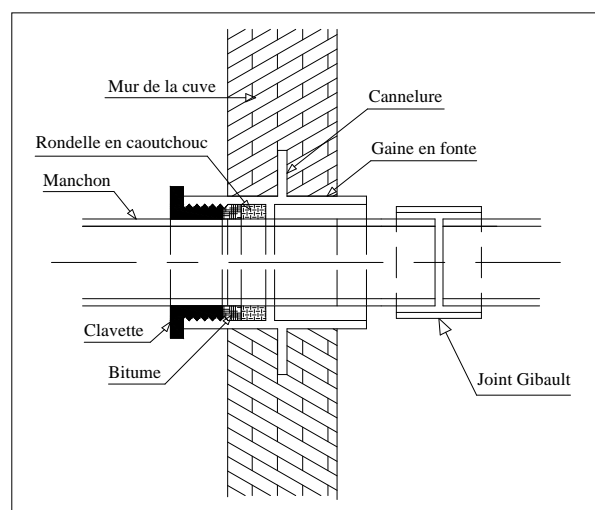


Figure (IV.10) : Traversée des conduites
(Gaine en fonte)

IV.14. Conclusion

Dans ce chapitre et après le calcul des réservoirs nous avons trouvé qu'il suffit d'implanter un réservoir tampon et un autre de stockage, et on peut noter aussi que suite à la nature du terrain (rocheux).

Le réservoir stockage de volume 500m^3 .

Et le réservoir tampon de capacité 100 m^3 devra être projeté afin d'assurer le relais avec la partie gravitaire dans notre adduction.

CHAPITRE V

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

V.1. Introduction :

Toute conduite d'adduction est soumise au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entamer les ruptures de tuyaux surtout dans le cas d'un terrain accidenté où une protection doit être effectuée.

Dans le cadre de ce chapitre, Nous allons étudier d'une manière succincte ces phénomènes, le comportement physique d'un coup de bélier, les risques qu'il présente, les moyens de protection et enfin un dimensionnement du réservoir d'air

V.2. Les cause du coup de bélier

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. La modification de la vitesse d'une pompe.
5. La variation d'un plan d'eau.
6. L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

V.3. Amplitude des coups de bélier :

L'amplitude maximale des coups de bélier H , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$h = C \times \frac{V_0}{g}$$

Avec

- c : célérité des ondes ;
- V_0 : variation de vitesse ;
- h : surpression en mce ;
- g : accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$.

La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/c$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible moins le coup de bélier est important.

V.4. Les risques dus au coup de bélier

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

- **Le risque de forte pression (surpression) :**

Les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

- **Le risque de pression négative (dépression) :**

Une autre conséquence des coups de bélier, qui peut être l'apparition d'une pression négative. Si cette pression devient inférieure à -10 mec, il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut s'aplatir par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

- **La fatigue du tuyau :**

Comme autre conséquence des coups de bélier, nous pouvons citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau, une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

V.5. description des phénomènes physiques [6]

V.5.1. Etat d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque des forces agissant sur un système sont modifiées. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a un équilibre entre l'énergie disponible (ou potentiel) et les énergies dues aux mouvements (cinétique) et perdues par frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est

macroscopique car à une échelle plus petite, nous observons que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne. C'est une manifestation de la turbulence. Pour les besoins de l'analyse que nous ferons, nous ne considérons que les effets globaux, moyens dans le temps, de la turbulence, notamment en ce qui concerne l'évaluation des forces de frottements selon le régime d'écoulement.

V.5.2. Perturbation de l'équilibre et effet sur les pressions

Si nous considérons que la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nul. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération. La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et sans transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

Nous pouvons analyser un cas particulier :

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse V_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, illustré par la figure (V.01), peut être décrit en quatre phases.

Avec :

(L) : La longueur de la conduite.

(C) : la célérité de l'onde de déformation.

(V) : La vitesse d'écoulement à l'instant t .

(V_0) : La vitesse initiale

(P) : Pompe.

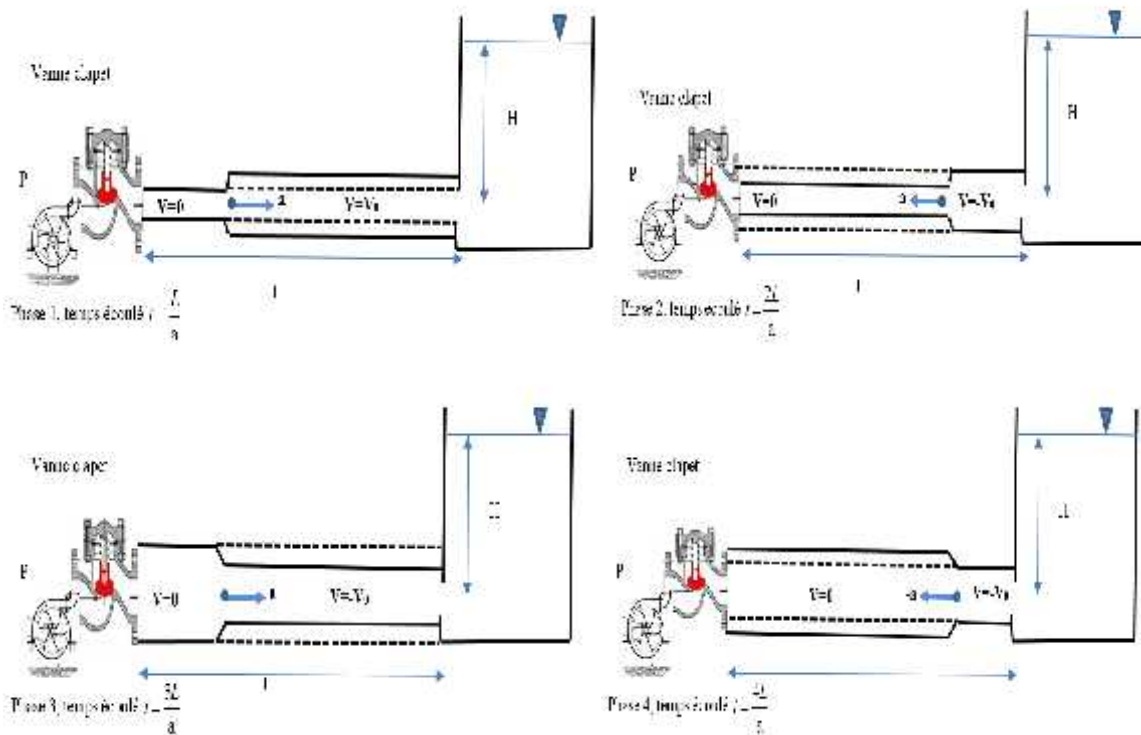


Figure (V.01) : Les étapes d'un cycle de variations de pression.

Le phénomène, peut être décrit en quatre phases :

- **Phase 1 :**

Au temps $t = 0$, le débit à travers la pompe est brusquement interrompu. La vanne clapet située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur ' L ' sur la célérité de l'onde de déformation ' C '.

- **Phase 2 :**

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante, à ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de conduite et elle commence à prendre sa forme à proximité du réservoir, l'augmentation du volume ainsi créée, entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initial du fluide puisque la déformation initial de la conduite est directement liée à cette dernière, ce phénomène à la même durée que celle de l'étape précédente.

- **Phase 3 :**

Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée, encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle par contre cette fois, l'énergie de pression est positive ; cette surpression met en tension la Conduite qui se dilate, la vitesse de l'onde de déformation « C » étant Constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

- **Phase 4 :**

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse V_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial.

À la fin de cette étape, toute la conduite aura retrouvé les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation dépression.

V.6.Moyen de protection contre le coup de bélier [6]

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

- **Vanne à fermeture lente**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produit.

- **Soupape de décharge**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $(1,04 \div 1,1)$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

- **Cheminée d'équilibre**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $(4L/a)$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- ✓ Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- ✓ Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- ✓ Amortir les oscillations importantes.
- ✓ Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

- **Volant d'inertie**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci. le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- **Réservoir d'air**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions. (L'Annexe V)

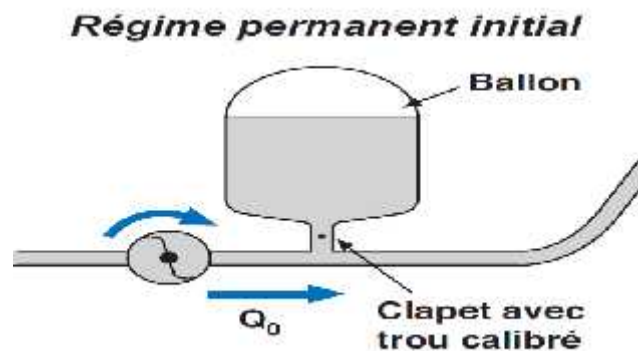


Figure (V.02) : sens d'écoulement en régime permanent

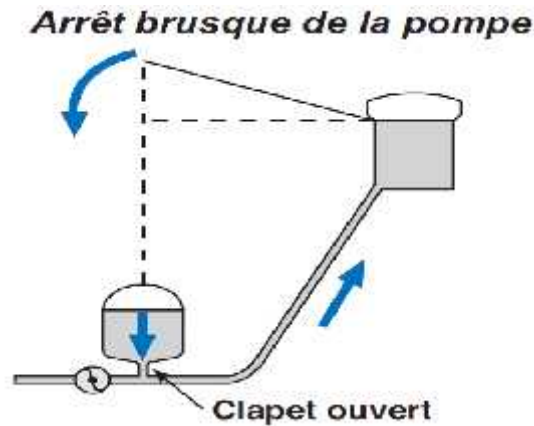


Figure (V.03) : sens d'écoulement avec arrêt brusque de la pompe et clapet ouvert

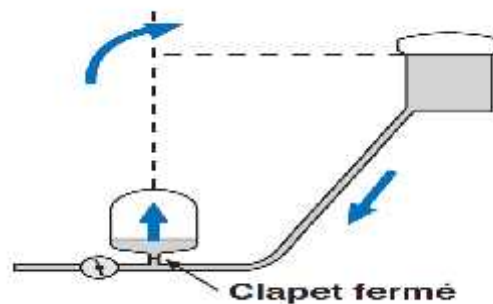


Figure (V.04) : sens d'écoulement quand le clapet est fermé

V.7. Calcul de la célérité d'ondes

On calculera la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem, car cette méthode prend en considération l'effet du sol sur les conduites enterrées :

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

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 \times 10^{11}$ Pa pour la fonte ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte) ;

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 6.3\text{mm}$ pour la fonte ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

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

Tableau (V.01) : Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement

K (Pa)	(kg/m³)	a (m)	m	s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
2,07×10 ⁹	1000	0,125	0,3	0,33	2×10 ⁸	2×10 ¹¹	5,8	1218,39

V.8. Calcul du réservoir d'air

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

- La méthode de VIBERT.
- La méthode de PEUH et MEUNIER.

Dans notre étude on utilise la méthode de VIBERT.

La charge tenant compte du coup de bélier en (m) :

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} ;$$

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

g : l'accélération de la pesanteur (m/s²) ;

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 : H_g + 10 ;$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{\max} = Z + 10$$

On a :

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2 \times g} \frac{h_0}{Z_0} \left. \vphantom{h_0} \right\} \text{Abaque de VIBERT } \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}; \text{ voir (Annexe II)}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc : $U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min}$ $U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$;

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

➤ Les données de base

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

Tableau (V.02) : Caractéristiques de la conduite de refoulement

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte	250	0,0491	0,652	774	133

➤ Calcul de la capacité de réservoir d'air

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

Tableau (V.03) : Calcul de volume de réservoir d'air

Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _{normalisé} (litre)
143	223,98	0,652	9,81	0,02 2	1,515×10 ⁻⁴	2×10 ⁻³	0,695	0,076	0.109	200

V.9. Installation d'un réservoir d'air :

Le schéma d'installation est représenté par la figure (V.6), la page suivant :

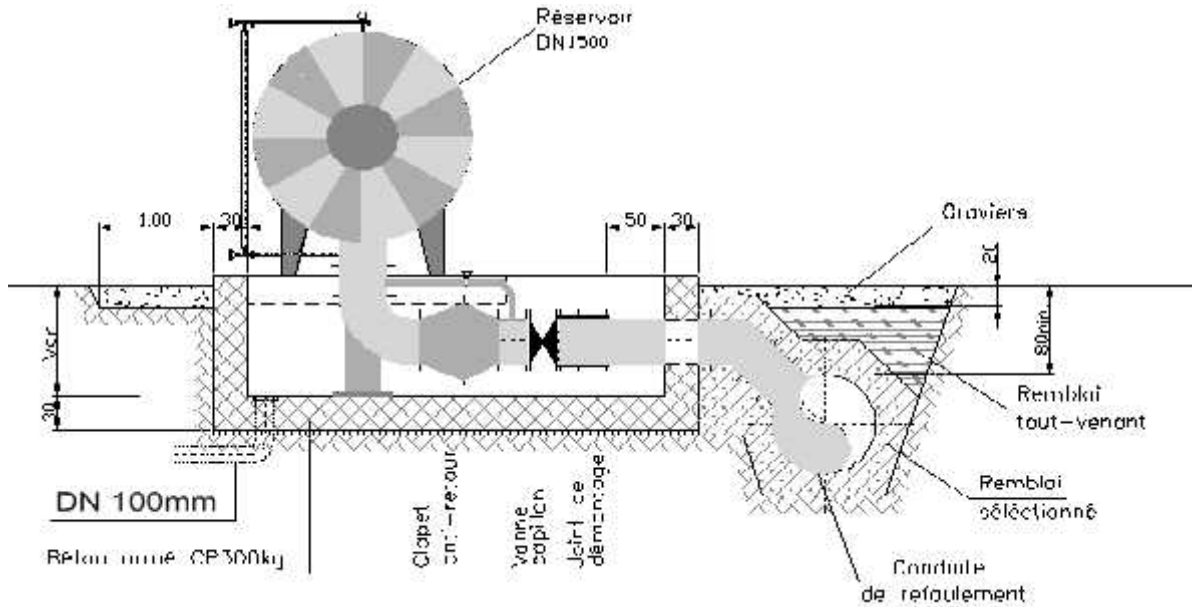


Figure (V.05) : Schéma d'installation du réservoir d'air

V.10. Conclusion

Pour éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, nous utilisons le réservoir anti-bélier, qui est d'une capacité de 200 litres.

CHAPITRE VI

POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

VI.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.

VI.2. Le Principe de pose des canalisations :

La manutention des conduites surtout dans notre cas où la canalisation est en fonte doit se faire avec les plus grandes précautions.

Les conduites sont posées directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Au moment de leur mise en place, les conduites sont examinées (présence de fissures) et soigneusement débarrassées de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les conduites sont présentées bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit.

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain dur, les conduites seront posées sur un lit de pose de matériaux (sable) de 150 mm.

VI.3. Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route, figure (VI.01).

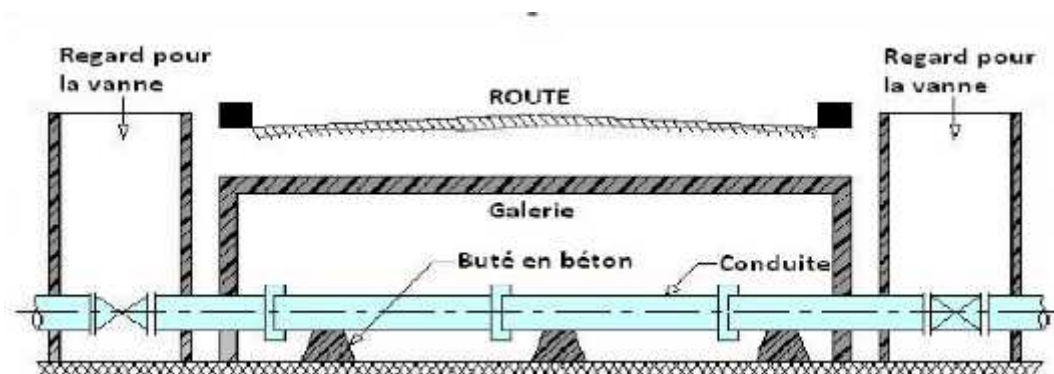


Figure (VI.01) : Pose de canalisation en galerie

VI.4. Traversée d'un oued moins profond (chaaba)

La pose de canalisation à la traversée d'un oued moins profond demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

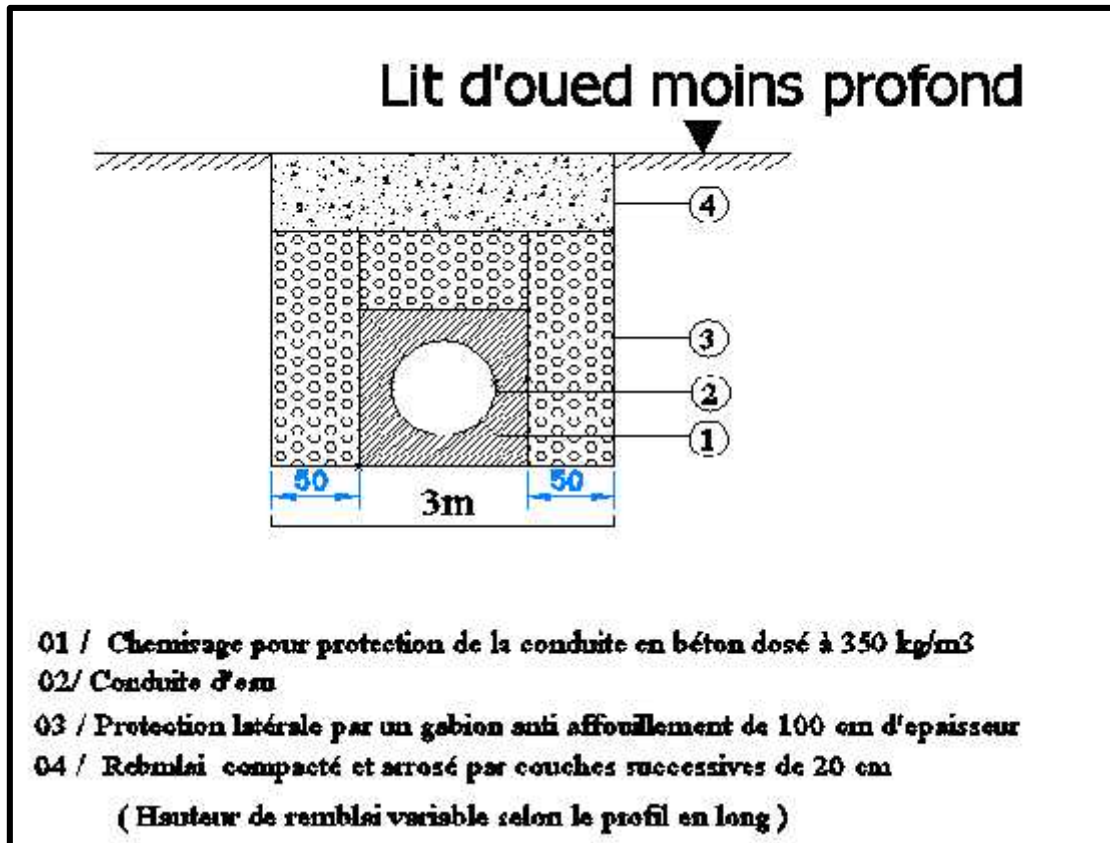


Figure (VI.02) : traversée d'un oued moins profond

VI.5. Pose en aérien (traversée d'un oued) : [4]

Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le supportée, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques.

Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus :

- un support par tuyau,
- un berceau d'appui (= 120°),
- un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.

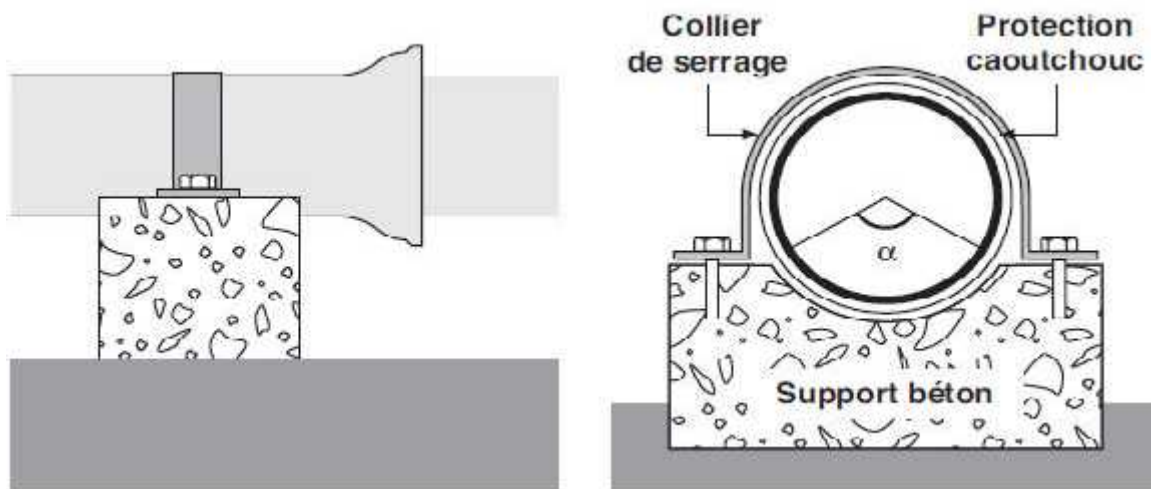


Figure (VI.03) : conduite posée sur des supports en béton.

VI.6. Accessoires : [3]

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

- Robinets vannes :
 - a) Robinet vanne à coin (à opercule)
 - b) Vannes papillons :
- Clapets anti retour
- Ventouses
- Vidange
- By-pass
- Crépines
- Déversoirs de trop plein

- Organes de mesure :
 - a) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;

- b) Mesure de pression par un manomètre

- **Organes de raccordement :**
 - Coudes ;
 - Cônes ;
 - Tés ;
 - Joints de raccordement ;

VI.7. Conclusion :

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires. Le tracé des adductions choisi techniquement nous a permis d'avoir une pose de canalisation avec moins de contraintes et d'obstacles et également moins de sur profondeurs. Afin de faciliter l'accès et la gestion de ces adductions, le tracé retenu est en bordure des chemins et routes. Les accessoires énumérés dans ce chapitre sont nécessairement utiles pour le bon fonctionnement de l'adduction.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1.Introduction

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

VII.2.Différents Travaux concernant l'adduction

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

VII.2.1.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.

VII.2.2.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.

VII.2.3.Pose des conduites

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

VII.2.4.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.

VII.2.5.Remblayage des tranchées

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

VII.2.6. 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.

VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.3.1. Déblais d'excavation

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

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (\text{VII.01})$$

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

b : largeur de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (\text{VII.02})$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.3.1.1. La profondeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.03})$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

Nous prenons : $h' = 1$ m.

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

VII.3.1.2. Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (\text{VII.04})$$

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

Tableau (VII.01) : calcul du volume du déblai de l'adduction.

Les conduites	D mm	L (m)	b (m)	Htr (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
Partie refoulement	250	774	0,85	1,4	1,12	866,88
Partie gravitaire	250	14921,8	0,85	1,4	1,12	16712,42
	200	4907,2	0,8	1,35	1,08	5299,78
volume total du déblai						22879,08

VII.3.2.Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VII.05)}$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

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

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.02)

Tableau (VII.02) : calcul du volume du lit de sable.

Les conduites	D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	S _{sab} (m ²)	V _s (m ³)
Partie refoulement	250	774	0,85	0.15	0,1275	98,69
Partie gravitaire	250	14921,8	0,85	0.15	0,1275	1902,53
	200	4907,2	0,8	0.15	0,12	588,86
volume total du lit de sable						2590,08

VII.3.3. Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{f * D^2}{4} \quad \text{(VII.06)}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.07})$$

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

Tableau (VII.03) : calcul du volume des conduites.

Les conduites	D (mm)	Sc (m^2)	L (m)	Vc (m^3)
Partie refoulement	250	0,04906	774	37.97
Partie gravitaire	250	0,04906	14921,8	732.1
	200	0,0314	4907,2	154,09
volume total des conduites				924,156

VII.3.4. Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.08})$$

V_r : volume du remblai

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

V_c : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Tableau (VII.04) : Calcul le volume de remblai.

D (mm)	L (m)	V _D (m^3)	V _s (m^3)	V _c (m^3)	V _r (m^3)
250	774	866,88	98,69	37,97	730,223
250	14921,8	16712,42	1902,53	732,1	14077,82
200	4907,2	5299,78	588,86	154,09	4556,826
Volume Total					19364,871

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

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	22879,08
2	Lit de sable	m ³	2590,08
3	Les conduites	m ³	924,156
4	Remblais	m ³	19364 ,871

VII.4.Choix des engins de terrassement

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

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

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

VII.4.1.Pelle hydraulique

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

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

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

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

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

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



Figure (VII.01) : Pelle hydraulique.

VII.4.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

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

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

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



Figure (VII.02) : Bulldozer.

VII.4.3.Chargeur

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



Figure (VII.03) : Chargeur.

VII.4.4.Compacteur

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



Figure (VII.04) : Compacteur.

VII.5.Planification des travaux

VII.5.1.Planification des travaux de l'adduction

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

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

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

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

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

VII.5.2.Définitions des tâches et leurs durées

VII.5.2.1.La durée d'excavation

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

Déblai : 500 m/ jour.

VII.5.2.2. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VIII.6, Avec :

Lit de sable : 750 m/jour

Pose des conduites : 500 m / jour.

Epreuve de joint et de la canalisation : 500 m/jour

Remblais : 1,5 km/ jours.

Compactage : 1 km/jours.

Tableau (VII.06) : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	41
B	Lit de sable	27
C	Pose de conduite	41
D	Epreuve de joint et de la canalisation	41
E	Remblais	14
F	Compactage	21

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

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales tâches sont :

- Excavation de la tranchée - EX
- Lit de sable – LS
- Epreuve de joint et de la canalisation -JC
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage – C

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

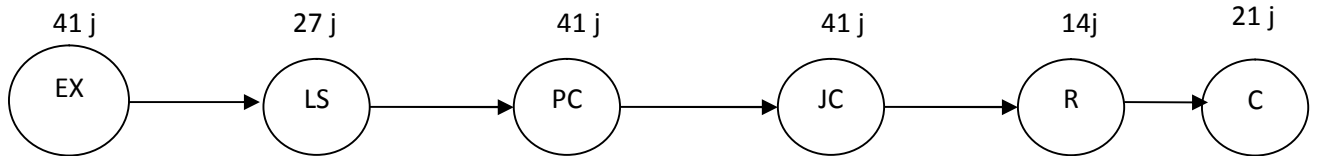


Figure (VII.05) : Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 185 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VII.5.2.3. Devis des travaux

Le tableau VI.07 : récapitule le devis de différents travaux.

Tableau (VII.07) : Devis des différents travaux de pose de conduite.

N°	Désignation	Unité	Prix unitaire DA	Volume des travaux	Montant DA	
1	Déblais	m ³	300	22879,08	9151632	
2	Lit de sable	m ³	150	2590,08	388512	
3	Les conduites	refoulement gravitaire (Φ250 et Φ250)	MI	3830,3	924,156	95775062,9
				3830,3		
				3190,3		
4	Remblais	m ³	300	19364 ,871	7745948,4	
Total					110773247,3	

Le coût total du projet est de **110773247,3 DA**.

Remarque :

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 185 jours, soit environ 6 mois et 5 jours.

VII.6. Hygiène et sécurité

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet, le risque d'accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de

bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la fin du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Aussi il est important de prendre l'ensemble de mesure nécessaire afin d'éviter les éventuels risques pouvant survenir.

VII.6.1. Les causes principales des accidents de travail

Les causes fréquentes des accidents de travail sont :

- Mauvaise conception des engins ;
- Utilisation des machines en dehors de leurs limites ou de l'usage pour lequel ils sont prévus ;
- Défaut d'organisation générale du travail ;
- Défaut de formation technique.

VII.6.2. Prévention

- Le matériel utilisé doit être conforme 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 (barrières, écrans, cartons) ;
- Amélioration des techniques de travail ;
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique) ;
- Contrôle des matériaux ;
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

VII.7. Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet.
- Les engins à utiliser qui sont principalement bulldozer, pelle, rouleau lisse et chargeur.
- Estimer le coût total du projet.
- La protection des ouvriers.

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

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons dimensionné les ouvrages de l'adduction d'eau à partir d'un forage de Sed Oum Droue et arrivant au réservoir de Stockage à l'approximer de la ville de Sidi Baïzid.

Le refoulement d'un débit de 115,2 (m³/h) se fait à l'aide d'un groupe électropompe immergé CAPRRARI de type E9S50N/9S+MAC870-8V.

Une liaison entre le tronçon de refoulement et gravitaire est assurée par un réservoir tampon RT de 100 m³ implanté à une cote de 979 m, afin d'arriver au réservoir de stockage de 500 m³ implanté à 895 m.

La protection de ce système est pris en considération pour augmenter la durée de vie de ce dernier, elle consiste à le protéger contre le régime transitoire, c'est la protection contre le coup de bélier en projetant des réservoirs d'air pour la partie refoulement, et par augmentations du temps de fermeture pour la partie gravitaire.

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

En fin, nous pouvons dire que nous avons contribué à l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la ville de Sidi Baïzid à partir des eaux souterraines dont la réalisation du projet sera sur une durée de 185 jours et coutera **110773247.3 DA.**

Nous recommandons aux services concernés le suivi, le contrôle et l'entretien continus de tous les ouvrages pour une alimentation continue des habitants jusqu'à l'horizon futur de 2040.

Références bibliographiques

- [1] **B.SALAH** « Alimentation en Eau Potable» ENSH 1994.
- [2] **M. SOULEYMEN** « Incidence des réservoirs sur la qualité de l'eau»
- [3] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I, page 10, 15, 16,17, 18, 25.
- [4] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [5] **B.SALAH** « Alimentation en Eau Potable», cinquième année.
- [6] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 .
- [7] **SEMASSEL, Seif Eddine**. Renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable du Couloir sud de Skikda : communes d'El-hadaik, Bouchtata Et L'Université W. SKIKDA. 2011. .Mémoire. Hydraulique. ENSH. 2011.

ANNEXE I

Caractéristiques chimiques de l'eau de Sed Oum Droue

Paramètre	Unité	Norme OMS	Echantillon
Ca ²⁺	mg/l CaCO ₃	50	53
Mg ²⁺	mg/l CaCO ₃	50	58
Na ⁺	mg/l	200	185
K ⁺	mg/l	12	7
Al ⁺	mg/l	0,2	0,18
So ₄ ⁻²	mg/l	250	233
Cl ⁻	mg/l	250	192
Résidu sec	mg/l	1000	748

(Source : Laboratoire Chimique de Djelfa)

ANNEXE II

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

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

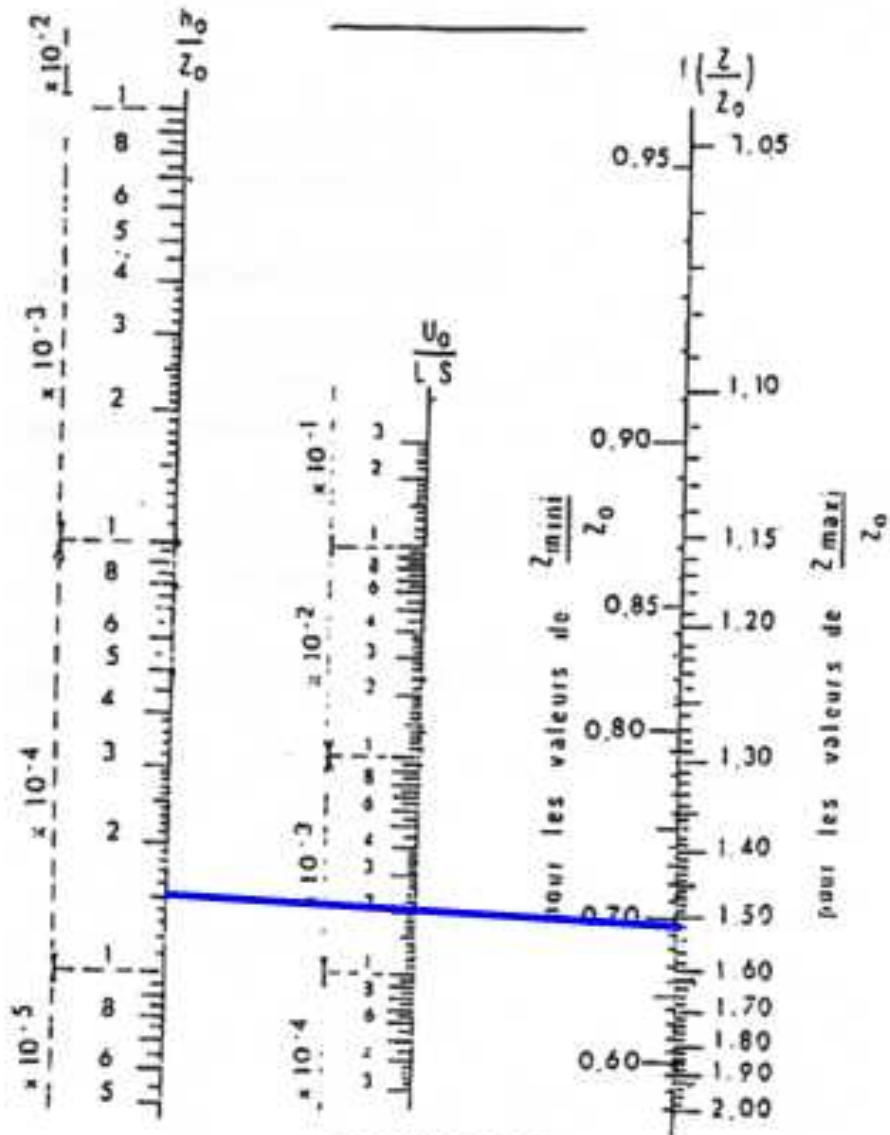


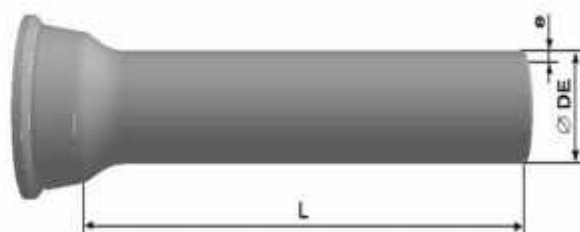
PLANCHE XXVII

ANNEXE III

Prix de différent diamètre dans le marché

Tuyaux en fonte ductile, NATURAL

DN 60 - 600



DN	L	DE	e fonte		Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique kg	prix du ml en DA
			C40 mm	C30 mm			
60	6	77	4,8	-	59,5	9,92	1365,5
80	6	98	4,8	-	77,4	12,9	1705,5
100	6	118	4,8	-	94,3	15,7	1955,5
125	6	144	4,8	-	116,4	19,4	2245,5
150	6	170	5,0	-	143,1	23,9	2605,5
200	6	222	5,4	-	200,4	33,4	3190,3
250	6	274	5,8	-	263,2	43,9	3830,3
300	6	326	6,2	-	332,9	55,5	4530,9
350	6	378	-	6,3	407,6	67,9	5375,2
400	6	429	-	6,4	475,7	79,3	6810
450	6	480	-	6,9	562,0	93,7	8300,1
500	6	532	-	7,4	659,3	109,9	9840,4
600	6	635	-	8,6	894,7	149,1	11460,7

Tolérances: voir norme NBN EN 545

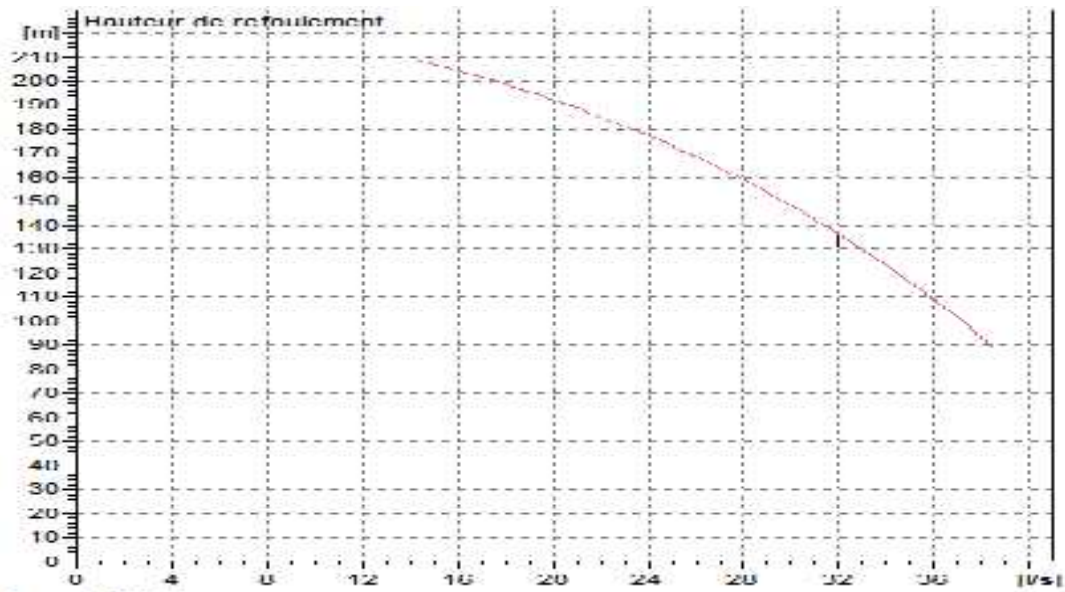
Jointes disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 600 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Standard Ve
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 600 Universal Standard Ve

ANNEXE IV

Caractéristiques de la pompe immergée

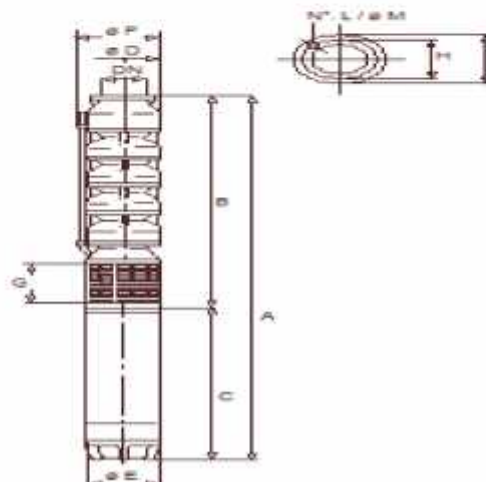


Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- A = 2962,5
- B = 1693,5
- C = 1289
- D = 190
- DN = 125
- E = 191
- F = 206
- G = 160
- H = 167
- I = 190
- L = 6
- M = 13,5

Dimensions mm



ANNEXE V

Réservoir d'air à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

