

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de la chaine d'adduction de la commune de Sidi Salah (w. Chlef) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-20

APA Citation (توثيق APA):

Zedek, Raziqa (2020). Etude de la chaine d'adduction de la commune de Sidi Salah (w. Chlef)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتمكين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DE LA CHAINE D'ADDUCTION DE LA COMMUNE
DE SIDI SALAH WILAYA DE CHLEF**

Présenté par :

ZEDEK RAZIQA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
KHETTAL TAHAR	M.C.A	Président
KADI LATIFA	M.A.A	Examineur
SALHI CHAHRAZED	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS DJILALI	M.C.B	Promoteur

Session : septembre 2020

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère et douce mère, mon très cher père pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance, pour leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études. Je vous aime, qu'Allah vous protège.

A mes chères sœurs Lalia, Imane et Manel, qu'Allah vous garde et vous protège.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés durant mon chemin d'études, mes aimables amis (e) : ziyad, Sarra, Fella, Manel, Rahima, Karima, Zouza, rima.

RAZIQA

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur Mr **KAHLERRAS DJILALI**, pour sa disponibilité, son aide, ses précieux conseils et suggestions et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer malgré ses charges académiques et professionnelles.

Nos vifs remerciements vont également à Mr KHETTAL, Mme KADI, et Mme SALHI d'avoir accepté d'examiner notre travail et de l'enrichir par ses propositions.

ZEDEK RAZIQA

ملخص

تطرقنا عبر مذكرتنا لنهاية الدراسة إلى حل مشكل ندرة المياه بمنطقة سيدي صالح الواقعة ببلدية سنجاس ولاية الشلف، نظرا لعدم توفر أي مصدر يمد هذه الأخيرة بالمياه الصالحة للشرب. وفي هذا الصدد، قمنا بدراسة جميع النقاط الضرورية التي تساعدنا على تلبية حاجيات المنطقة من مياه الشرب بوفرة، جودة، وبأقل تكلفة ممكنة، وذلك بإنشاء محطات ضخ وخزانات وأنابيب عبر الأرض تساعد في توزيعه.

الكلمات المفتاحية: محطة الضخ، خزان مائي، أنابيب.

Résumé

Dans notre mémoire de fin d'étude, nous avons abordé une solution au problème de la pénurie d'eau à la zone **SIDI SALAH**, située dans la commune de SANDJAS, wilaya de CHLEF, en raison de l'absence de toute source d'approvisionnement en eau potable de cette dernière. À cet égard, nous avons étudié tous les points nécessaires qui nous aident à répondre aux besoins de la région en eau potable en abondance, en qualité et au coût le plus bas possible, en établissant des stations de pompage, des réservoirs et des canalisations à travers le sol qui aident à sa distribution.

Mot clé : conduites, réservoirs, station de pompage.

Abstract

In our end of study thesis, we touched upon a solution to the problem of water scarcity in the **SIDI SALAH** region located in the municipality of SANDJAS, CHLEF province, due to the lack of any source to supply the latter with drinking water. In this regard, we have studied all the necessary points that help us meet the needs of the region of drinking water in abundance, quality, and at the lowest possible cost, by establishing pumping stations, tanks and pipelines across the ground that help in its distribution.

Key word: water pipe, resevoir, pumping station.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	2
I.1 Situation géographique.....	2
I.2 Situation climatique.....	3
1. Climat.....	3
2. Température.....	3
3. Pluviométrie.....	4
I.3 Situation topographique.....	5
I.4 Situation démographique.....	5
I.5 Situation géologique.....	6
I.6 Situation hydraulique.....	7
CONCLUSION.....	8

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

INTRODUCTION.....	9
II.1 Evaluation du nombre d'habitants à l'horizon d'étude.....	9
II.2 Catégories de consommation de la zone d'étude.....	10
II.3 Choix de norme unitaire de consommation.....	11
II.4 Evaluation de la consommation journalière.....	11
II.4.1 La consommation moyenne journalière.....	11
II.4.2 Estimation des besoins domestique.....	11

II.4.3	Estimation des besoins des équipement.....	12
II.5	Etude des variations de consommation	15
II.5.1	Etude de la variation journalière.....	15
II.5.2	La consommation maximale journalière	15
II.5.3	La consommation minimale journalière.....	16
II.6	Etude de la variation horaire.....	17
II.6.1	Détermination de débit moyen horaire.....	17
II.6.2	La consommation maximale horaire.....	18
II.6.3	La consommation minimale horaire	19
II.7	Evaluation de la consommation horaire en fonction de nombre d’habitant	21
II.7.1	Calcul de la consommation horaire.....	22
	CONCLUSION.....	27

CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE

	INTRODUCTION.....	28
III.1	Définition d’un réservoir	28
III.2	Rôle des réservoirs	28
III.3	Classification des réservoirs.....	29
III.4	Choix de type de réservoir	29
III.5	Emplacement du réservoir	30
III.6	Equipement d’un réservoir.....	30
III.6.1	Conduite d’arrivée.....	31
III.6.2	Conduite de départ.....	31
III.6.3	Conduite de trop-plein.....	32
III.6.4	Conduite de vidange	32

III.6.5	Conduite by-pass.....	32
III.6.6	Robinet flotteur.....	32
III.6.7	Système de matérialisation d'incendie	32
III.7	Détermination de la capacité du réservoir	33
III.7.1	Méthode graphique	33
III.7.1	Méthode analytique	33
III.8	Dimensionnement des réservoirs	42
III.8.1	Réservoirs de stockage	42
III.8.2	Réservoirs tampon	43
	CONCLUSION.....	45

CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

	INTRODUCTION.....	46
IV.1	Type d'adduction.....	46
IV.1.1	Adduction par refoulement	46
IV.1.2	Adduction gravitaire	46
IV.1.3	Adduction mixte.....	46
IV.2	Choix du tracé.....	46
IV.2.1	Tracé en plan	47
IV.2.2	Profil en long.....	47
IV.3	Choix du type de conduite	47
IV.4	Choix de l'adduction	47
IV.4.1	Cas gravitaire	49
IV.4.1.1	Diamètres avantageux pour les conduites gravitaire.....	49
IV.4.1.2	Les altitudes des différents points	50

IV.4.1.3 Les longueurs des traçons de l'adduction gravitaires	50
IV.4.1.4 Dimensionnement des différents tronçons	50
IV.4.2 Cas de refoulement	53
IV.4.2.1 Diamètres économique pour les conduites de refoulement.....	53
IV.4.2.2 Calcul de la vitesse.....	53
IV.4.2.3 Calcul des pertes de charges	54
IV.4.2.4 Calcul de la hauteur manométrique totale.....	55
IV.4.2.5 Puissance absorbée par la pompe	55
IV.4.2.6 Energie de la pompe	55
IV.4.2.7 Frais d'amortissement.....	56
IV.4.2.8 Frais d'exploitation.....	56
IV.4.2.9 Les altitudes des différents points	57
IV.4.2.10 Les longueurs des tronçons	57
IV.4.2.11 Dimensionnement des différents tronçons de refoulement.....	57
CONCLUSION.....	63

CHAPITRE V : POMPES ET STATION DE POMPAGE

INTRODUCTION.....	64
V.1 Choix du type de pompe.....	64
V.2 Couplage des pompes.....	64
V.2.1 Couplage en série	64
V.2.2 Couplage en parallèle.....	65
V.3 Choix du nombre de pompe.	65
V.4 Les courbes caractéristiques.....	66

V.4.1 Courbe caractéristique de la pompe	66
V.4.2 Courbe caractéristique de la conduite.....	66
V.5 Choix des pompes de projet.	67
V.5.1 Tronçon (SP 01 –RT 01)	67
V.5.2 Tronçon (SP 02 –RT 02)	68
V.5.3 Tronçon (SP 03 –R 03).....	70
V.6 Point de fonctionnement.....	71
V.7 Réalisation du point de fonctionnement désiré.....	72
V.8 Dimensions des pompes.	75
V.8.1 Station de pompage N°1	76
V.8.2 Station de pompage N°2.....	76
V.8.3 Station de pompage N°3.....	77
V.9 Caractéristique du moteur.....	78
V.9.1 Moteur N°1.	78
V.9.2 Moteur N°2.	79
V.9.3 Moteur N°3.	79
V.10 Dimensionnement des équipements des pompes.	79
V.10.1 Equipements amont.	80
V.10. Equipements en aval.....	82
V.11 Dimensionnement de la bache de la station de pompage.....	83
V.11.1 la bache d’aspiration N°1	84
V.11.2 la bache d’aspiration N°2.....	84
V.11.3 la bache d’aspiration N°3.....	84
V.12 Etude de la cavitation	84
V.12.1 Définition.....	84

V.12.2 Etude de cavitation pour chaque pompe.....	86
V.12 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage	89
V.12.1 Hauteur du bâtiment	89
V.12.2 largeur du bâtiment	89
V.12.3 longueur du bâtiment	90
CONCLUSION.....	92

CHAPITRE VI : PROTECTION ET POSE DE CANALISATION

INTRODUCTION.....	93
VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	93
VI.1.1 Définition.....	93
VI.1.2 Les causes de coup de bélier.....	93
VI.1.3 Analyse physique de coup de bélier.....	93
VI.1.4 Protection des conduites contre de coup de bélier.....	94
VI.1.4.1 Les conduites gravitaires.....	94
VI.1.4.2 Les conduites en refoulement.....	97
VI.2 Pose de canalisation.....	104
VI.2.1 Principe de pose de canalisation.....	104
VI.2.2 Les différents types de pose de canalisation.....	104
1. Pose dans un terrain ordinaire	104
2. Pose en mauvais terrain.....	105
3. Pose dans des points spéciaux.....	106
4. Pose en galerie.....	106
VI.2.3 Essais hydrostatique du réseau.....	107
VI.2.4 Remblaiement de la conduite.....	107
VI.2.5 Précaution intéressant les conduites.....	107

VI.2.6 La stérilisation des conduites avant la mise en service.....	107
CONCLUSION.....	108

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

INTRODUCTION.....	109
VII.1 Déférents travaux du projet.....	109
VII.1.1 Travaux concernant l’adduction.....	109
1. Les étapes de réalisation d’une adduction.....	109
2. Choix de la section transversale de la tranché.....	110
3. Calcul des volumes des travaux de l’adduction.....	112
4. Calcul des prix.....	114
VII.1.2 Travaux concernant les stations de pompage.....	115
1. Calcul des volumes des travaux des stations de pompage.....	115
2. Calcul des prix.....	125
VII.1.3 Travaux concernant les réservoirs.....	126
1. Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	126
2. Calcul des prix.....	130
VII.2 Les engins utilisés.....	131
VII.3 Planification des travaux.....	132
CONCLUSION.....	135
CONCLUSION GENERALE.....	136
BIBLIOGRAPHIE	

ANNEXES

ANNEXE 'A' « La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant »

ANNEXE 'B' « Epaisseur des canalisations en PEHD »

ANNEXE 'C' « Abaque de VIBERT »

Liste des Figures

Figure I. 1: Plan de situation géographique de la zone de SIDI SALAH	3
Figure I. 2: Carte géologique de la zone de SIDI SALAH	6
Figure II. 1: Graphique de la consommation horaire 2020	24
Figure II. 2: Courbe intégrale de la consommation 2020.....	24
Figure II. 3: Graphique de la consommation horaire 2050	26
Figure II. 4: Courbe intégrale de la consommation 2050.....	26
Figure III. 1: Schéma type des équipements d'un réservoir.....	31
Figure IV. 1: Schéma simplifié d'adduction	48
Figure V. 1: Schéma de couplage des pompes en série.....	65
Figure V. 2: Schéma de couplage des pompes en parallèle	65
Figure V. 3: Schéma des courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	66
Figure V. 4: Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage 01.....	68
Figure V. 5: Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage 02.....	69
Figure V. 6: Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage 03.....	71
Figure V. 7: Schéma du point de fonctionnement d'une pompe.....	71
Figure V. 8: Schéma du point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation .	74
Figure V. 9: Schéma de réalisation du point de fonctionnement par rognage	74
Figure V. 10: Schéma du la pompe 01	76
Figure V. 11: Schéma du la pompe 02	77
Figure V. 12: Schéma du la pompe 03	78
Figure V. 13: Equipement en amont de la pompe.....	80
Figure V. 14: Equipement à l'aval de la pompe.....	80
Figure VI. 1: Pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire	105
Figure VI. 2: Pose d'une canalisation en galerie.....	106
Figure VII. 1: La niveleuse.....	131
Figure VII. 2: La pelle.....	131
Figure VII. 3: Le chargeur.....	131
Figure VII. 4: Compacteur a rouleau lisse.....	132

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Les températures moyenne entre 1990 et 2009.....	4
Tableau I. 2: Les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 20 ans.....	5
Tableau I. 3: Nombre de la population par village pour l'année 2008.....	5
Tableau I. 4: Caractéristique des réservoirs d'alimentation	7
Tableau II. 1: Estimation de la population par village pour l'année 2020 et 2050	10
Tableau II. 2: Détermination des besoins domestiques.....	11
Tableau II. 3: Estimation des besoins des équipements des villages El abedel+ Sidi salah	12
Tableau II. 4: Estimation des besoins des équipements des villages El Kmamda+Chrifia	12
Tableau II. 5: Estimation des besoins des équipements des villages El Rehamnia+ Onsor el bia	13
Tableau II. 6: Estimation des besoins des équipements des villages El oibed II + Ouled ben ali.....	13
Tableau II. 7: Estimation des besoins des équipements des villages El Sekakas critere.....	13
Tableau II. 8: Récapitulation de la consommation moyenne journaliere.....	14
Tableau II. 9: Débit moyen journalier après majoration	14
Tableau II. 10: Les besoins en eau maximale journaliere de la ville.....	14
Tableau II. 11: Les besoins en eau minimale journaliere de la ville.....	17
Tableau II. 12: Calcul de débit moyen horaire.....	18
Tableau II. 13: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	19
Tableau II. 14: Consommation des débits maximum horaires pour chaque zone.....	19
Tableau II. 15: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	20
Tableau II. 16: Consommation minimale horaire pour chaque zone.....	20
Tableau II. 17: Répartition horaire du débit maximum journalier.....	21
Tableau II. 18: Variation du débit horaire pour la ville de SIDI SALAH 2020.....	23
Tableau II. 19: Variation du débit horaire pour la ville de SIDI SALAH 2050.....	25
Tableau III. 1: Different type de réservoirs.....	29
Tableau III. 2: Evaluation du volume résiduel du réservoir 01 (Onsor el bia).....	35
Tableau III. 3: Evaluation du volume résiduel du réservoir 02 (Dehamnia).....	36
Tableau III. 4: Evaluation du volume résiduel du réservoir 03 (Rehamenia).....	38
Tableau III. 5: Evaluation du volume résiduel du réservoir 04 (Ouled ben ali).....	40
Tableau III. 6: Récapitulation des résultats des quatre réservoirs.....	43
Tableau III. 7: Récapitulation des résultats des deux réservoirs tampon.....	44
Tableau IV. 1: Valeurs des coefficients K' , m , β pour différents types de matériau.....	49
Tableau IV. 2: Les altitudes des différents point de l'adduction gravitaire.....	50
Tableau IV. 3: Longueurs des différents tronçons de d'adduction gravitaire.....	50
Tableau IV. 4: Les altitudes des différents point de l'adduction par refoulement.....	57
Tableau IV. 5: Longueurs des différents tronçons de d'adduction par refoulement.....	57
Tableau IV. 6: Calcul de la HMT du tronçon 1.....	58

Tableau IV. 7: Calcul des frais d'exploitation du tronçon 1.....	58
Tableau IV. 8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon 1.....	58
Tableau IV. 9: Le bilan du tronçon 1.....	59
Tableau IV. 10: Calcul de la HMT du tronçon 2.....	60
Tableau IV. 11: Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2.....	60
Tableau IV. 12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon 2.....	60
Tableau IV. 13: Le bilan du tronçon 2.....	60
Tableau IV. 14: Calcul de la HMT du tronçon3.....	61
Tableau IV. 15: Calcul des frais d'exploitation du tronçon 3.....	61
Tableau IV. 16: Calcul des frais d'amortissement du tronçon 3.....	62
Tableau IV. 17: Le bilan du tronçon 3.....	62
Tableau V. 1: Caractéristique de chaque pompe choisie de la station de pompage 01	67
Tableau V. 2: Caractéristique de chaque pompe choisie de la station de pompage 02	69
Tableau V. 3: Caractéristique de chaque pompe choisie de la station de pompage 03	70
Tableau V. 4: Les parametres géometriques des differents organes de la pompe 01	76
Tableau V. 5: Les parametres géometriques des differents organes de la pompe 02	76
Tableau V. 6: Les parametres géometriques des differents organes de la pompe 03	77
Tableau V. 7: Longueur du tronçon d'aspiration pour chaque pompe	82
Tableau V. 8: Longueur du convergent pour chaque pompe	82
Tableau V. 9: Calcul des équipements en aval des pompes	83
Tableau V. 10: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la temperature.....	85
Tableau V.11 : Hauteur du batiment des stations de pompage.....	89
Tableau V.12 : Largeur du batiment des stations de pompage.....	90
Tableau V.13 : Longueur du batiment des stations de pompage.....	91
Tableau VI.1 : Caractéristique d'adduction gravitaire.....	95
Tableau VI.2 : Calcul de la célérité pour les differents tronçons de l'adduction gravitaire.....	96
Tableau VI.3 : Calcul de temps de retour de l'onde de déformation.....	96
Tableau VI.4 : Calcul de la valeur de coup de bélier.....	97
Tableau VI.5 : Caractéristique de l'adduction par refoulement.....	98
Tableau VI.6 : Parametres de calcul de la célérité.....	99
Tableau VI.7 : La charge statique absolue.....	101
Tableau VI.8: la charge maximale absolue.....	101
Tableau VI.9: Calcul de Z_{max}/Z_0 et h_0/Z_0	101
Tableau VI.10: Calcul de volume de réservoir d'air du tronçon (SP 01 – RT 01)	102
Tableau VI.11: Calcul de volume de réservoir d'air du tronçon (SP 02 – RT 02)	103
Tableau VI.12: Calcul de volume de réservoir d'air du tronçon (SP 03 – R 03)	103
Tableau VII.1: Les profondeurs et les largeurs de la tranchée	111
Tableau VII.2: Calcul des volumes des déblais.....	112
Tableau VII.3: Calcul du volume du lit de sable.....	113
Tableau VII. 4 : Calcul de volume occupé par la conduite.....	114
Tableau VII. 5 : Calcul de volume de remblai compacté.....	114
Tableau VII. 6 : Cout total des travaux d'adduction.....	115
Tableau VII. 7 : Récapitulation des dimensions du bâtiment des stations de pompage.....	115
Tableau VII. 8 : Calcul du nombre de poteaux.....	116
Tableau VII. 9 : Calcul du volume de déblai des fouilles.....	116

Tableau VII. 10 : Calcul du volume de béton de propreté sous la semelle	117
Tableau VII. 11 : Calcul du volume de béton armé de la semelle	117
Tableau VII. 12 : Calcul du volume de béton armé des demi-poteaux	118
Tableau VII. 13 : Calcul de volume de remblai des fouilles	119
Tableau VII. 14 : Calcul de volume de béton de propreté sous la ceinture	119
Tableau VII. 15 : Calcul de volume de béton armé de la ceinture.....	120
Tableau VII. 16: Calcul de volume de remblai des casiers	120
Tableau VII. 17: Calcul de volume du béton armé de la plateforme	121
Tableau VII. 18: Calcul du volume de béton armé des poteaux	121
Tableau VII. 19: Calcul de volume du béton armé de la dalle	122
Tableau VII. 20: Calcul de volume du béton armé de la plateforme	123
Tableau VII. 21: calcul du nombre de pièces de briques	123
Tableau VII. 22: Calcul de la surface de crépissage extérieur	124
Tableau VII. 23: Calcul de la surface de crépissage intérieur	125
Tableau VII. 24: Cout total des travaux des stations de pompages	125
Tableau VII. 25: Récapitulation des dimensions des réservoirs tampon	126
Tableau VII. 26: Calcul de volume de remblai	128
Tableau VII. 27: Calcul de volume de béton armé de la coupole	129
Tableau VII. 28: Cout total des travaux des réservoirs	130
Tableau VII. 29: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération	133
Tableau VII. 30: Détermination du délai de la réalisation	134

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'étude des problèmes de conception, de réalisation et de l'exploitation d'un projet d'alimentation en eau potable, est destinée pour satisfaire les besoins en eau des populations. Les systèmes d'eau potable doivent véhiculer jusqu'aux points prévus (consommateurs), une eau de bonne qualité, en quantité suffisante, et avec moins de défaillances possibles.

Le présent mémoire consiste à l'étude de l'adduction d'eau potable de la ville de **SIDI SALAH**, situé dans la commune de **SANDJAS** wilaya de CHLEF. Il s'agit donc de mettre à la disposition des citoyens une eau saine, en quantité suffisante et avec un accès facile.

Pour cela, nous avons commencé notre travail par une présentation de la zone d'étude, à savoir : la situation géographique, climatique, géologique, démographique et la situation hydraulique, tout en calculant le nombre d'habitants, et nous avons recensé, les différents besoins en eau aux divers horizons (l'horizon de cette étude est fixé à l'an 2050), suivant les données acquises auprès des services techniques de de la commune de **SANDJAS**, et la subdivision d'hydraulique de la Daïra de **CHLEF**.

En second lieu, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants, le dimensionnement des différentes conduites d'adduction (gravitaire, et en refoulement), ainsi que le choix des pompes, dont le but est d'acheminer l'eau vers les réservoirs de stockage, où on doit tenir compte des conditions d'exploitations désirées et la vérification de la cavitation.

Enfin, dans la dernière partie, on termine par le volet de la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, la technique de pose des conduites, et on finalise par l'estimation du cout, et du délai de réalisation de ce projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre I : présentation de la zone d'étude**Introduction**

Avant d'entamer notre étude d'A.E.P, il est nécessaire de faire ressortir les caractéristiques de la ville de **SIDI SALAH** pour bien connaître la situation de cette zone du point de vue géographique, géologique, topographique, climatique, démographique et ressource hydraulique. Ces derniers sont représentés essentiellement dans le présent chapitre.

I.1 Situation géographique :

Le site d'étude '**SIDI SALAH**' est un milieu rural situé à 6 Km du chef-lieu de la commune de **SENDJAS**. Il s'agit d'un ensemble de zones éparses entourées de terres agricoles.

SIDI SALAH est composée des villages suivants :

- REHAMENIA
- EL ABEDDEL, SIDI SALEH
- OULED CHIKH
- EL KMAMDA, HOIRIA, CHRAIFIA
- EL DEHAMNIA, ONSOR EL BIA
- EL SEKAKA
- EL AZAIZ
- EL OIBED II, OULED BEN ALI



Figure I-1 : Plan de situation géographique de la zone de SIDI SALAH.

(Source : Google Maps)

I.2 Situation climatique

I.2.1 Climat :

Le climat de **SIDI SALAH** est chaud et tempéré. En hiver, les pluies sont très importantes.

Ce climat est caractérisé par deux périodes distinctes :

- L'une froide, s'étendant de mois de novembre au mois d'avril.
- L'autre chaude, s'étendant de mois de mai au mois d'octobre. (Source : APC de SANDJAS)

I.2.2 Température

En moyenne la température à **SIDI SALAH** est de 17.8 °C. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 8.8 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année. 29.71 °C font du mois de Juillet le plus chaud de l'année.

Tableau I-1 : Les températures moyennes entre 1990 et 2009.

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
T (°C)	25.41	20.61	20.98	11.53	8,80	11.58	14.36	16.31	21.14	25.84	29.71	29.7

(Source : ANRH BLIDA)

I.2.3 Pluviométrie

La région de **SIDI SALAH** est caractérisée par une précipitation moyenne annuelle atteints 426mm. Avec 1 mm, au mois de Juillet qui est le plus sec. Le mois de Janvier, avec une précipitation de 62 mm, affiche les précipitations les plus importantes.

Le tableau suivant présente les précipitations moyennes mensuelles prise de la station de OUM-DROUE sur une période d'observation de 20 ans (1995-2015) :

Tableau I-2 : les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 20 ans

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTALE
P (mm)	10.6	32.7	54.8	44.3	50.8	65.9	49.5	47.9	27.5	9.1	1.9	4.1	399.1
P %	2.65	8.19	13.73	11.09	12.73	16.51	12.4	12	6.89	22.8	4.76	10.27	100

(Source : ANRH BLIDA)

I.3 Situation topographique :

Le site de **SIDI SALAH** est caractérisé par un relief et une irrégularité plus au moins importante. La zone révèle la présence de plusieurs oueds et talus avec une importante pente. Les altitudes varient entre **315** et **700** m. (Source : APC de SANDJAS)

I.4 Situation démographique :

Selon les données fournies par la DPAT de la wilaya de CHLEF, La population de la ville de **SIDI SALAH** est de **5214** habitants (RGPH 2008), et sont répartie comme suit :

Tableau I-3 : Nombre de la population par village pour l'année 2008

Localité	Année	RGPH (2008)
REHAMENIA		324
EL ABEDDEL+SIDI SALEH		649
OULED CHIKH		708
EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA		839
EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA		660
EL SEKAKA		835
EL AZAIZ		486
EL OIBED II +OULED BEN ALI		713
TOTAL (habitant)		5214

(Source : DPAT de la wilaya de CHLEF)

I.5 Situation géologique :

La géologie est une science qui étudie la nature du sol, dont le but de déterminer le mode de réalisation des tranchés et les engins à utiliser.

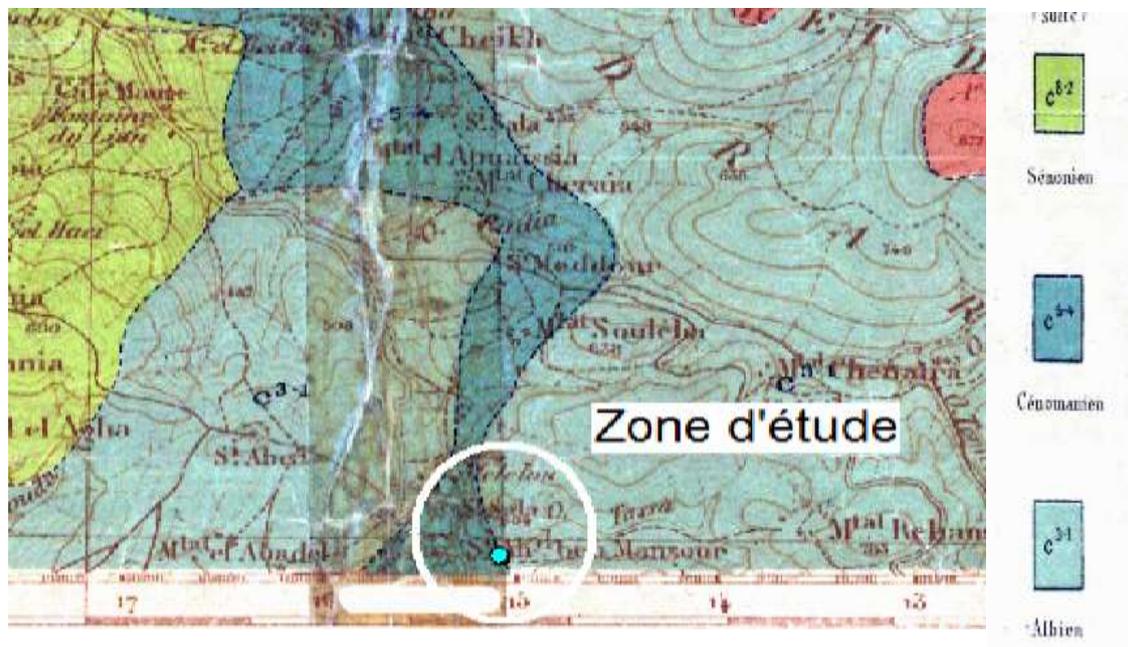


Figure I-2 : carte géologique de la ville de **SIDI SALAH**.

(Source : ANRH BLIDA)

D'après la carte géologique de la commune de SANDJAS, la ville de **SIDI SALAH** est dominée par :

- **C³⁻¹ Argiles et grés aptiens** : schistes argileux, brun-rouge, se délitant en débris allongés, et dans lesquels s'intercalent quelques petites banes de grés également rouges.
- **C⁵⁻⁴ Cénomaniens** : calcaires marneux en banc réguliers avec schloenbachia. Cet étage n'est représenté dans cette feuille que par le petit affleurement du flanc sud-ouest du Dj-Maiz.
- **C⁸⁻⁷ Sénonien** : marnes bleuâtres ou noires avec lentilles de calcaires marneux, très développées dans la partie Sud-Est de la feuille. Ou elles constituent les contreforts du massif crétacé de l'Ouarsenis.

I.6 Situation hydraulique :

- **Les réservoirs existants :**

- 1- Réservoir (2X1500 m³) : est un réservoir de transfert de type circulaire semi enterré situé à l'ouest de la ville, et alimenté par le barrage de BENI-BOUATAB, présentant les caractéristiques suivantes :
 - o Capacité : 3000 m³ ;
 - o Cote de radier : 559,55m.
- 2- Quatre réservoirs destinés pour l'alimentation en eau potable de l'agglomération, dont les caractéristiques qui sont présentés dans le tableau I-4 :

Tableau I-4 : caractéristique des réservoirs d'alimentation.

Réservoirs	Capacité (m ³)	Cote du radier (m)	Alimenté par
ONSOR EL BIA (R 01)	1000	580,26	Réservoir de transfert (R 2*1500)
DEHAMENIA (R 02)	1200	564,14	R 01
REHAMENIA (R 03)	1000	695,33	R 02
OULED BEN ALI (R 04)	500	518,71	R 01

(Source : subdivision hydraulique de la daïra de CHLEF)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude 'SIDI SALAH' du point de vue, géographie, topographie, géologie, climat ainsi que les ressources en eaux. Ces données nous serviront pour entamer les prochains chapitres.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU DE LA POPULATION

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de la population

Introduction

Ce chapitre a pour objectif, l'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération, qui dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existantes, cette estimation est faite en fonction de l'évolution de la population dans différents horizons.

II.1 Evaluation du nombre d'habitants à l'horizon d'étude

L'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab);

P₀ : population de l'année de référence ;

τ : taux d'accroissement annuel de la population ;

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré = **30ans**.

- **Population de référence :**

Selon le service technique de la commune, la population de la ville de **SIDI SALAH** avait atteint **5214** habitants en 2008. Actuellement le nombre d'habitant est de **6088** habitants

- **Taux d'accroissement :**

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée.

D'après L'APC de SANDJAS, le taux d'accroissement de la ville de **SIDI SALAH** est de **1,3 %**.

- **Horizon de calcul :**

On opte pour l'année actuelle 2020, et le long terme 2050.

Tableau II-1 : Estimation de la population par village pour l'année 2020 et 2050.

Localité \ Année	P ₀ (2008)	2020	2050
REHAMENIA	324	378	557
EL ABEDEL+SIDI SALEH	649	758	1117
OULED CHIKH	708	827	1219
EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA	839	980	1444
EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	660	770	1134
EL SEKAKA	835	975	1436
EL AZAIZ	486	567	835
EL OIBED II +OULED BEN ALI	713	833	1227
TOTAL (habitant)	5214	6088	8969

II.2 catégories de consommation de la zone d'étude

Dans le but de garantir la quantité et la qualité d'eau potable nécessaire pour une agglomération, il est indispensable d'évaluer toutes les catégories de consommation rencontré au niveau de cette dernière.

Pour la ville de **SIDI SALAH**, nous avons :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins administratifs
- Besoins d'incendie

II.3 choix de norme unitaire de consommation

La norme de consommation ou la dotation est une quantité d'eau moyenne journalière nécessaire à l'alimentation d'une agglomération, généralement estimée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de produits fabriqués, par tête animal, par poste...etc. [1]

La dotation sera choisie sur les bases ci-après :

- Ville de 5000 à 20000 habitants → 150 à 200 l/j/ hab.
- Ville de 20000 à 100000 habitants → 200 à 300 l/j/ hab.
- Ville plus de 100000 habitants → 300 à 400 l/j/ hab.

Le nombre d'habitants de la ville de SIDI SALAH dépasse les 5000 habitants, donc on optera pour une dotation de **180 l/j/hab**.

II.4 Evaluation de la consommation journalière

II.4.1 la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte des différents besoins, elle se calcule à partir de la formule suivante

$$Q_{moy,j} = \frac{(\text{dot} \times N)}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;

N : Nombre d'habitants ;

Dot : Dotation hydrique en l/j/hab.

II.4.2 Estimation des besoins domestiques :

Tableau II-2 : Détermination des besoins domestiques.

SIDI SALAH		N° d'habitants		dot(N)	Q _{moy,j} (m ³ /s)	
Zones	Localité	2020	2050		2020	2050
Zone I	REHAMNIA	378	557	180	68,04	100,26
Zone II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	758	1117	180	136,44	201,06
	OULED CHIKH	827	1219	180	148,86	219,42
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA	980	1444	180	176,4	259,92

SIDI SALAH		N° d'habitants		dot(N)	Q _{moy,j} (m ³ /s)	
Zones	Localité	2020	2050		2020	2050
Zone III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	770	1134	180	138,6	204,12
	EL SEKAKA	975	1436	180	175,5	258,48
	EL AZAIZ	567	835	180	102,06	150,3
Zone IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	833	1227	180	149,94	220,86
Total		6088	8969		1095,84	1614,42

II.4.3 Estimation des besoins des équipements :

L'évaluation des besoins en eau des équipements par village :

a) Village EL ABEDEL+SIDI SALEH :

Tableau II-3 : Estimation des besoins des équipements des villages El Abedel +Sidi

Salah.

Equipement	Nombre	Unité	quantité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy j} (m ³ /j)
Ecole primaire	1	élève	480	20	9,6
Zaouïa	1	élève	100	10	1
Mosquée	1	Fidel	300	10	3
Total			880		13,6

b) Village El KMAMDA+HOIORA+CHRAIFIA :

Tableau II-4 : Estimation des besoins des équipements des villages El kmamda+Hoiora+Chraifia.

Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dot (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Salle de soin	1	malade	300	30	9

c) Village El rehamnia + Onsor el bia:

Tableau II-5 : Estimation des besoins des équipements des villages
El rehamnia + Onsor el bia.

Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dot (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ecole primaire	1	élève	480	20	9,6
Annexe administratif	1	agent	20	5	0,1
Total			500		9,7

d) Village El oibed II +Ouled ben Ali:

Tableau II-6 : Estimation des besoins des équipements des villages
El oibed II +Ouled ben Ali.

Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dot (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ecole primaire	1	élève	480	20	9,6
Mosquée	1	fidèle	300	10	3
Total			780		12,6

e) Village El Sekaka:

Tableau II-7 : Estimation des besoins des équipements des villages
El Sekaka.

Equipement	Nombre	Unité	Quantité	Dot (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ecole primaire	1	élève	400	20	8
Mosquée	1	fidèle	300	10	3
Total			700		11

➔ Récapitulation des besoins moyens :

Tableau II-8 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière.

Zones	Localité	Q _{moy j} (m ³ /j)				
		Domestique		Equipement	Totale	
		2020	2050		2020	2050
Zone I	REHAMNIA	68,04	100,26	00	68,04	100,26
Zone II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	136,44	201,06	13,6	484,3	703
	OULED CHIKH	148,86	219,42	00		
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA	176,4	259,92	9		
Zone III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	138,6	204,12	9,7	436,86	633,6
	EL SEKAKA	175,5	258,48	11		
	EL AZAIZ	102,06	150,3	00		
Zone IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	149,94	220,86	12,6	162,54	233,46
Total		1095,84	1614,42	55,9	1151,74	1670,32

Remarque :

Débit moyen journalier (Q_{moy.j}) résulte des besoins en eau potable tout en tenant compte des fuites dans le réseau et du gaspillage pratiqué. Pour pallier à cet inconvénient nous adoptons une majoration de 15 %.

Tableau II-9 : Débit moyen journalier après majoration.

SIDI SALAH		Q _{moyj} (m ³ /j)		1,15* Q _{moyj} (m ³ /j)	
Zones	Localités	2020	2050	2020	2050
II	REHAMNIA	68,04	100,26	78,25	115,30
II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	484,3	703	556,95	808,45
	OULED CHIKH				
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA				

SIDI SALAH		Q _{moyj} (m ³ /j)		1,15* Q _{moyj} (m ³ /j)	
Zones	Localités	2020	2050	2020	2050
III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	436,86	633,6	502,40	728,64
	EL SEKAKA				
	EL AZAIZ				
IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	162,54	233,46	186,92	268,48
Total		1151,74	1670,32	1324,50	1920,87

II.5 Etude des variations de consommation

La consommation d'eau est soumise à des fluctuations selon les mois de l'année, les jours de la semaine, les heures du jour. Ces fluctuations dépendent de rythme des activités humaines.

II.5.1 Etude de la variation journalière :

Le débit d'eau consommé n'est pas constant durant la journée, il varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{j \max}$ et $K_{j \min}$.

II.5.2 la consommation maximale journalière $Q_{\max,j}$:

C'est le débit de grande consommation pendant la journée, est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalier, il sert à garantir la quantité nécessaire et satisfaisante des besoins en eau pendant toute l'année, il varie de 1.1 à 1.3.

Dans notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,2$.

$$Q_{\max,j} = 1,2 * Q_{\text{moy},j} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.4})$$

Tableau II-10 : les besoins en eau maximale journalière de la ville.

SIDI SALAH		Q _{moy.j} (m ³ /j)		K _{max.j}	Q _{max.j} (m ³ /j)	
Zones	Localités	2020	2050		2020	2050
zone I	REHAMNIA	78,25	115,30	1,2	93,9	138,36
zone II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	556,95	808,45	1,2	668,34	970,14
	OULED CHIKH					
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA					
zone III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	502,40	728,64	1,2	602,88	874,37
	EL SEKAKA					
	EL AZAIZ					
zone IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	186,92	268,48	1,2	224,30	322,18
Total		1324,50	1920,87		1589,40	2305,04

II.5.3 la consommation minimale journalière Q_{min.j} :

C'est le débit de jours de faible consommation pendant l'année, est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min.j} = K_{\min.j} * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.5})$$

Avec :

K_{min.j} : coefficient d'irrégularité journalier, il varie de 0,7 à 0,9, tenant compte des variations de la consommation pendant la journée.

Dans notre cas on prend **K_{min.j} = 0,8**.

$$Q_{\min.j} = 0,8 * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad (\text{II.6})$$

Tableau II-11 : les besoins en eau minimale journalière de la ville.

SIDI SALAH		Q _{moy.j} (m ³ /j)		K _{min.j}	Q _{min.j} (m ³ /j)	
Zones	Localités	2020	2050		2020	2050
zone I	REHAMNIA	78,25	115,30	0,8	62,6	92,24
zone II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	556,95	808,45	0,8	445,56	646,76
	OULED CHIKH					
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA					
zone III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	502,40	728,64	0,8	401,92	582,91
	EL SEKAKA					
	EL AZAIZ					
zone IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	186,92	268,48	0,8	149,54	214,78
Total		1324,50	1920,87		1059,6	1536,70

II.6 Etude de la variation horaire

II.6.1 détermination de débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{II.7})$$

Tableau II-12 : calcul de débit moyen horaire.

SIDI SALAH		Q _{max.j} (m ³ /j)		Q _{moy.h} (m ³ /h)	
Zones	Localités	2020	2050	2020	2050
I	REHAMNIA	93,9	138,36	3,91	5,77

SIDI SALAH		Q _{max,j} (m ³ /j)		Q _{moy,h} (m ³ /h)	
Zones	Localités	2020	2050	2020	2050
II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	668,34	970,14	27,85	40,42
	OULED CHIKH				
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA				
III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	602,88	874,37	25,12	36,43
	EL SEKAKA				
	EL AZAIZ				
IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	224,30	322,18	9,35	13,42
Total		1589,40	2305,04	66,23	96,04

II.6.2 La consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \quad \text{(II.8)}$$

Avec :

Q_{moy,h} : Débit moyen horaire en (m³/h) ;

K_{max,h} : Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Coefficient d'irrégularité maximale horaire :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population. Il est décomposé en deux autres coefficients :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad \text{(II.9)}$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 1.2 à 1.4. Pour notre cas on prend on prend : **α_{max} = 1.3.**

β_{max} : coefficient qui tient compte de l'importance démographique de la ville, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-13 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre de population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	>10 ⁶
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Donc, pour notre cas : $\beta_{max} = 1,33$

$$K_{max\ h} = 1,33 * 1,3 = 1,73$$

Les résultats de calcul de débit maximal horaire pour chaque zone sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II-14 : Consommation des débits maximum horaires pour chaque zone.

SIDI SALAH		Q _{moy.h} (m ³ /h)		K _{max.h}	Q _{max.h} (m ³ /h)	
Zones	Localités	2020	2050		2020	2050
I	REHAMNIA	3,91	5,77	1,73	6,76	9,98
II	EL ABEDEL+SIDI SALEH	27,85	40,42	1,73	48,18	69,93
	OULED CHIKH					
	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA					
III	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA	25,12	36,43	1,73	43,46	63,02
	EL SEKAKA					
	EL AZAIZ					
IV	EL OIBED II +OULED BEN ALI	9,35	13,42	1,73	16,18	23,22
Total		66,23	96,04		114,58	166,15

II.6.3 La consommation minimale horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh} \tag{II.10}$$

Avec :

Q_{moyh} : Débit moyen horaire en (m³/h) ;

K_{minh} : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

Coefficient d'irrégularité minimale horaire :

Le débit minimal horaire est calculé à partir de ce coefficient, qui est décomposé en deux autres coefficients :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (II.11)$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui dépend du confort des équipements. Il varie de 0,4 à 0,6. On prend $\alpha_{\min} = 0,4$.

β_{\min} : coefficient qui tient compte de l'importance démographique de la ville, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-15 : Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre de population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	>10 ⁶
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1

Donc pour notre cas : $\beta_{\min} = 0,31$

$$K_{\min.h} = 0,4 * 0,31 = 0,12$$

Les résultats de calcul de la consommation minimal horaire pour chaque zone sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II-16 : Consommation minimale horaire pour chaque zone.

Zones	Localités	Q _{moy.h} (m ³ /h)		K _{min.h}	Q _{min.h} (m ³ /h)	
		2020	2050		20202	2050
I	REHAMNIA	3,91	5,77	0,12	0,47	0,70
II	EL ABEDDEL+SIDI SALEH	27,85	40,42	0,12	3,34	4,85
	OULED CHIKH					
III	EL KMAMDA+HOIRIA+CHRAIFIA	25,12	36,43	0,12	3,01	4,37
	EL DEHAMNIA + ONSOR EL BIA					
	EL SEKAKA					
IV	EL AZAIZ	9,35	13,42	0,12	1,12	1,61
	EL OIBED II +OULED BEN ALI					
Total		66,23	96,04		7,95	11,52

II.7 Evaluation de la consommation horaire en fonction de nombre d'habitant

Tableau II-17 : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heure	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001–50000	50001–100000	plus de 100000	Agglomération rurale
0–1	1	1,5	3	3,35	0,75
1–2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2–3	1	1,5	2,5	3,3	1
3–4	1	1,5	2,6	3,2	1
4–5	2	2,5	3,5	3,25	3
5–6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6–7	5	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	5,6	5,05	3,5
10–11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11–12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12–13	7	5	4,4	4,6	8,5
13–14	7	5	4,1	4,55	6
14–15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15–16	4,5	6	4,4	4,7	5
16–17	5	6	4,3	4,65	3,5
17–18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18–19	6,5	5	4,5	4,4	6
19–20	5	4,5	4,5	4,3	6
20–21	4,5	4	4,5	4,3	6
21–22	3	3	4,8	3,75	3
22–23	2	2	4,6	3,75	2
23–24	1	1,5	3,3	3,7	1

Notre ville est de **6088** habitants pour l'année 2020, et de **8969** habitants pour l'horizon 2050, donc on choisit la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est moins de 10000 habitants.

II.7.1 calcul de la consommation horaire :

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est donné par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max j}}{100} (m^3 / h) \quad (\text{II.12})$$

Avec :

Q_h : Débit horaire nécessaire ;

Q_{max,j} : Débit maximal journalière nécessaire ;

P% : Pourcentage horaire.

La variation de débit horaire de la ville de **SIDI SALAH** pendant la journée est représentée dans les tableaux suivants :

Tableau II-18 : Variation du débit horaire pour la ville de SIDI SALAH 2020.

Heures	C _h (%)	Q _{maxj} (m ³ /h)	Q _h (m ³ /h)	C _h cumul %	Q _h cumul (m ³ /h)
0_1	1	1589,4	15,89	1	15,89
1_2	1	1589,4	15,89	2	31,79
2_3	1	1589,4	15,89	3	47,68
3_4	1	1589,4	15,89	4	63,58
4_5	2	1589,4	31,79	6	95,36
5_6	3	1589,4	47,68	9	143,05
6_7	5	1589,4	79,47	14	222,52
7_8	6,5	1589,4	103,31	20,5	325,83
8_9	6,5	1589,4	103,31	27	429,14
9_10	5,5	1589,4	87,42	32,5	516,56
10_11	4,5	1589,4	71,52	37	588,08
11_12	5,5	1589,4	87,42	42,5	675,50
12_13	7	1589,4	111,26	49,5	786,75
13_14	7	1589,4	111,26	56,5	898,01
14_15	5,5	1589,4	87,42	62	985,43
15_16	4,5	1589,4	71,52	66,5	1056,95
16_17	5	1589,4	79,47	71,5	1136,42
17_18	6,5	1589,4	103,31	78	1239,73
18_19	6,5	1589,4	103,31	84,5	1343,04
19_20	5	1589,4	79,47	89,5	1422,51
20_21	4,5	1589,4	71,52	94	1494,04
21_22	3	1589,4	47,68	97	1541,72
22_23	2	1589,4	31,79	99	1573,51
23_24	1	1589,4	15,89	100	1589,40
Total	100		1589,40		

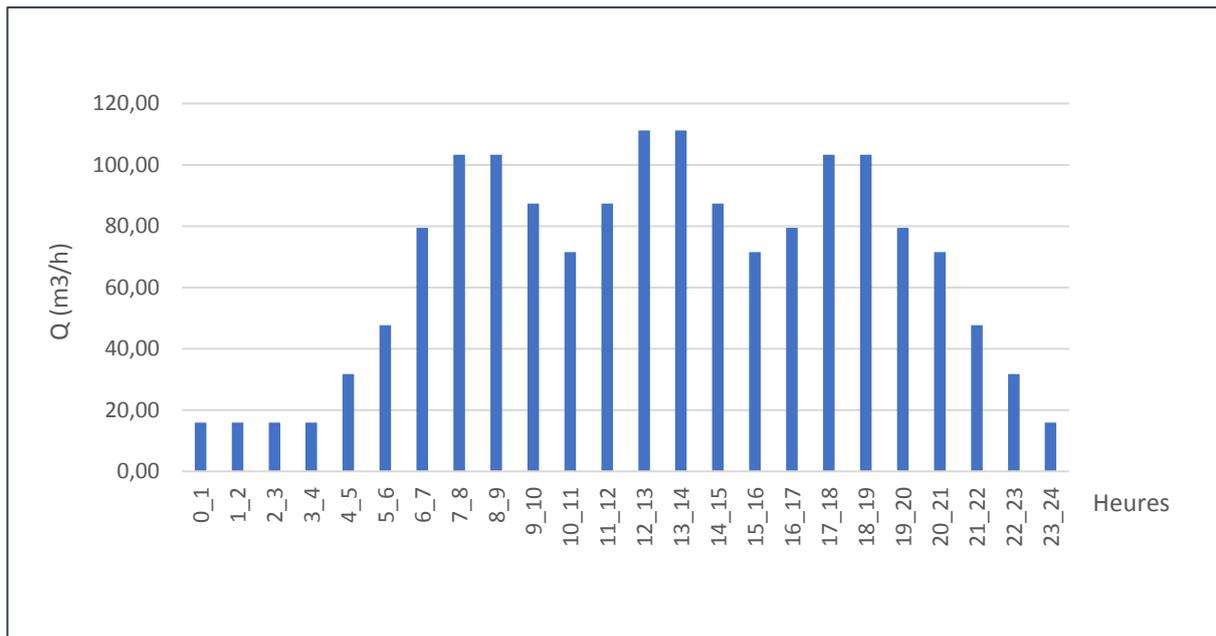


Figure II-1 : Graphique de la Consommation horaire (2020).

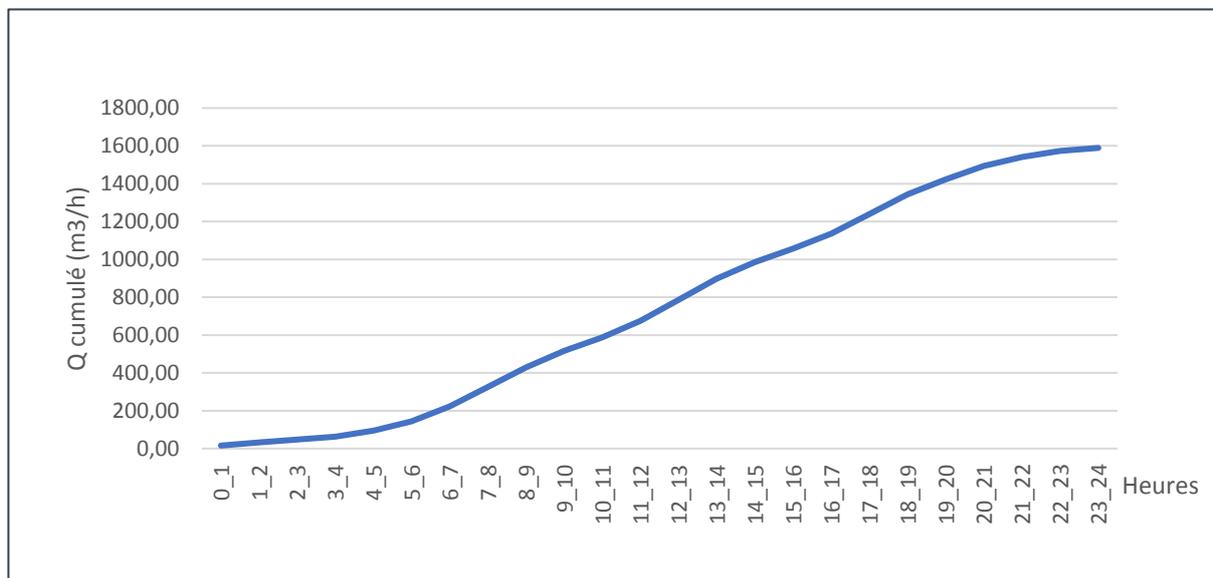


Figure II-2 : Courbe intégrale de la Consommation (2020).

Tableau II-19 : Variation du débit horaire pour la ville de SIDI SALAH 2050.

Heures	C _h (%)	Q _{maxj} (m ³ /h)	Q _h (m ³ /h)	C _h cumul %	Q _h cumul (m ³ /h)
0_1	1	2305,04	23,05	1	23,05
1_2	1	2305,04	23,05	2	46,10
2_3	1	2305,04	23,05	3	69,15
3_4	1	2305,04	23,05	4	92,20
4_5	2	2305,04	46,10	6	138,30
5_6	3	2305,04	69,15	9	207,45
6_7	5	2305,04	115,25	14	322,71
7_8	6,5	2305,04	149,83	20,5	472,53
8_9	6,5	2305,04	149,83	27	622,36
9_10	5,5	2305,04	126,78	32,5	749,14
10_11	4,5	2305,04	103,73	37	852,86
11_12	5,5	2305,04	126,78	42,5	979,64
12_13	7	2305,04	161,35	49,5	1140,99
13_14	7	2305,04	161,35	56,5	1302,35
14_15	5,5	2305,04	126,78	62	1429,12
15_16	4,5	2305,04	103,73	66,5	1532,85
16_17	5	2305,04	115,25	71,5	1648,10
17_18	6,5	2305,04	149,83	78	1797,93
18_19	6,5	2305,04	149,83	84,5	1947,76
19_20	5	2305,04	115,25	89,5	2063,01
20_21	4,5	2305,04	103,73	94	2166,74
21_22	3	2305,04	69,15	97	2235,89
22_23	2	2305,04	46,10	99	2281,99
23_24	1	2305,04	23,05	100	2305,04
Total	100		2305,04		

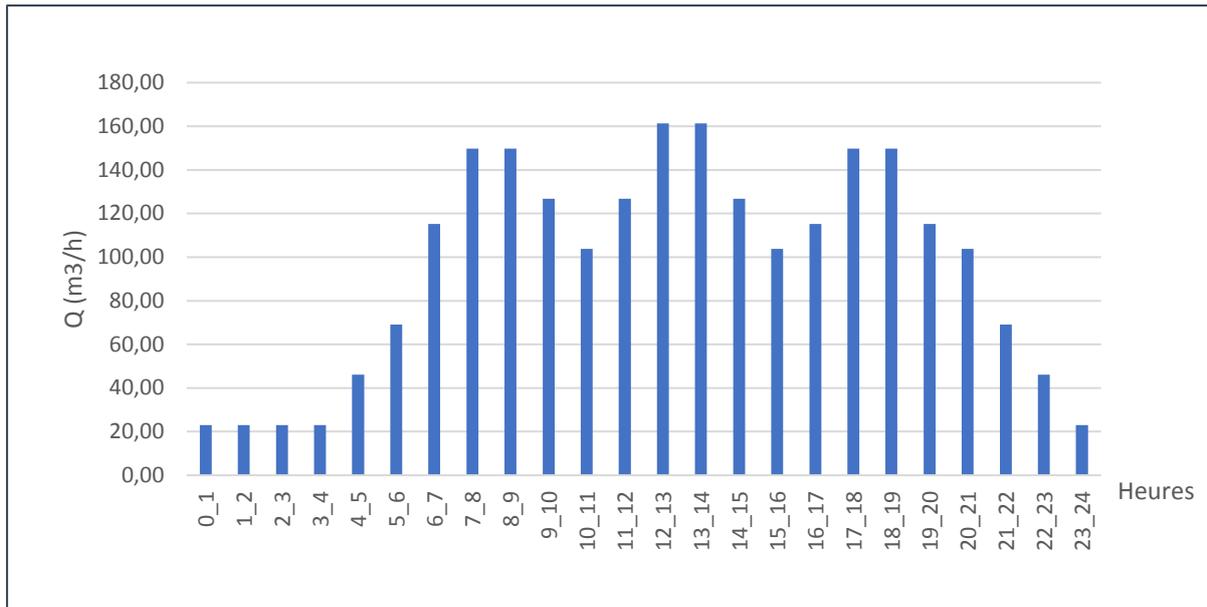


Figure II-3 : Graphique de la Consommation horaire (2050).

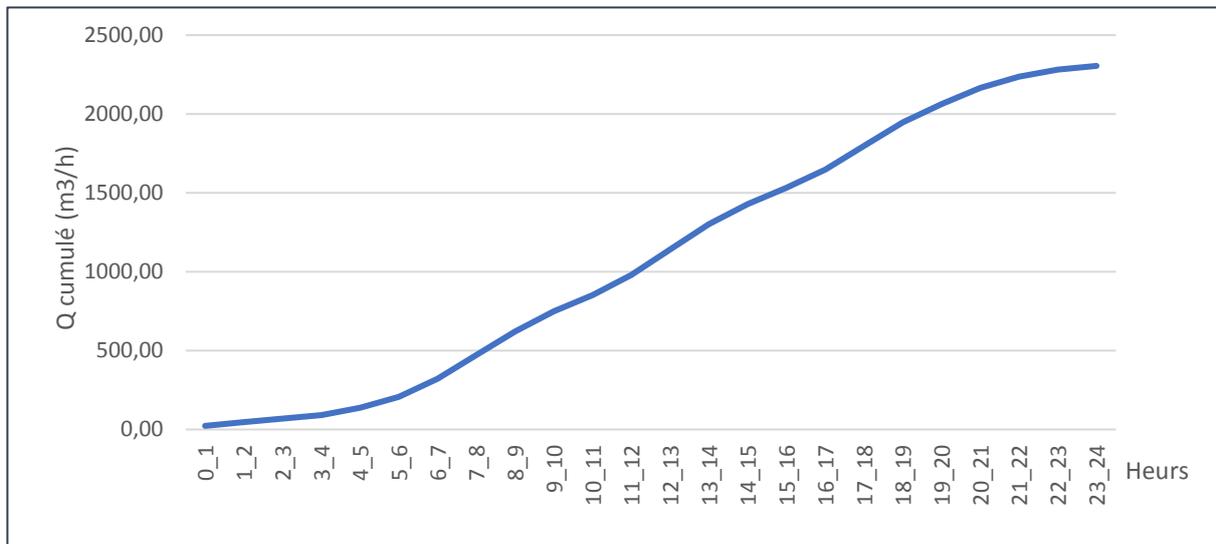


Figure II-4 : Courbe intégrale de la Consommation (2050).

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'estimer les besoins en eau de la ville de **SIDI SALAH** pour les différents types de consommateurs. Le débit qui sera moyennement consommé par cette ville à l'horizon 2050 est **1670,32** m³/j. à partir de ce dernier nous avons pu calculer les différents débits.

CHAPITRE III

ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE

Chapitre III : Etude des réservoirs de stockage.**Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques de stockage. On les utilise pour la coordination entre le régime d'adduction et le régime de distribution d'eau.

Ce chapitre a pour objectif, de déterminer les ouvrages de stockage (réservoirs) nécessaires pour satisfaire les besoins en eau de la ville de **SIDI SALAH** dans l'avenir.

III.1 Définition d'un réservoir

Le réservoir est un ouvrage hydraulique très important dans un réseau d'alimentation en eau potable destiné pour le stockage d'eau, qui se remplit au cours de faibles consommations et se vide pendant les périodes de fortes consommations dans la journée.

III.2 Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable ont des rôles multiples se résument comme suit :

Fonction techniques :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Joue le rôle d'un relai (réservoirs tampon).
- Assurer les pressions de service nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations [2].

Fonctions économiques :

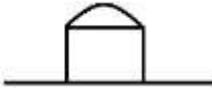
- Réduction des dépenses d'énergie.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution [2].

III.3 Classification des réservoirs

D’après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Au sol
- Sur tour (château d’eau) [3].

Tableau III-1 : Diffèrent type de réservoirs

Type du réservoir	Semi-enterrés	Enterrés	Au sol	Sur tour
Schéma présentable				

D’après leurs formes, ils peuvent êtres :

- Circulaires ;
- Carrés ;
- Rectangulaires [3].

D’après leurs fonctions, ils peuvent êtres :

- Réservoir principal d’accumulation et de stockage ;
- Réservoir d’équilibre (réservoir tampon) ;
- Brise charge ;
- Réservoir de traitement. [3].

III.4 Choix de type de réservoir

Notre étude consiste à maintenir des ouvrages de stockages d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de notre région **SIDI SALAH** dans l'avenir.

Le choix du type est basé sur les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

III.5 Emplacement du réservoir

Le choix de l'emplacement d'un réservoir est basé sur des considérations techniques et économiques pour réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux.

Pour cela nous sommes amenés à prendre en considération les facteurs suivants :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau ;
- L'implantation doit se faire de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation tout en alimentant le point le plus défavorable ;
- Il est préférable que le remplissage se fasse gravitaire, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- Il doit être construit sur des terrains stables et solides.

III.6 Equipement d'un réservoir

Un réservoir doit être muni de :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop-plein ;
- Robinet flotteur ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- Conduite by-pass.

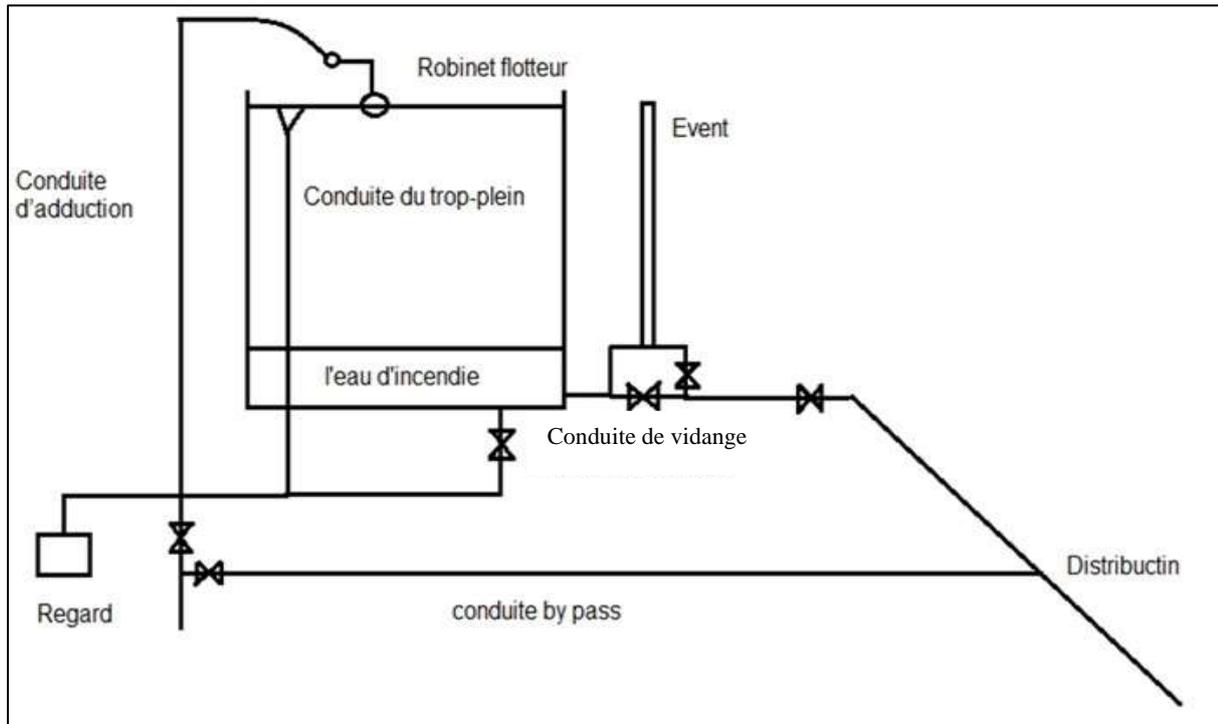


Figure III-1 : schéma type des équipements d'un réservoir

III.6.1 Conduite d'arrivée :

C'est une conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage.

III.6.2 Conduite de départ :

Cette conduite véhicule l'eau du réservoir vers l'agglomération. Elle est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) afin d'éviter l'entrée de matières en suspension (boues et sable) décanter dans la cuve. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.6.3 Conduite de trop-plein :

La conduite de trop-plein est destinée à vider le réservoir lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint le niveau maximal, elle est disposée à une hauteur juste au-dessus de niveau maximal qui peut être atteint dans le réservoir, comportant au départ un évasement en forme de tronc du cône.

La canalisation du trop-plein débouche à un exutoire voisin, un joint hydraulique constitue d'un siphon prévu à l'extrémité avale de cette conduite pour empêcher l'introduction du corps étrangers dans la réserve d'eau.

III.6.4 Conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou de réparations. Généralement, elle est raccordée à la conduite de trop –pleine, et comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

III.6.5 Conduite by-pass :

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation d'un réservoir, on dispose d'un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de refoulement.

III.6.6 Robinet flotteur :

Le robinet flotteur maintient le niveau constant du plan d'eau dans le réservoir et s'ouvre dès que le niveau d'eau descend et refoule progressivement au fur et à mesure que le niveau d'eau monte jusqu'au niveau maximal.

III.6.7 Système de matérialisation d'incendie :

- **Le système à deux prises :** ce système est rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée (tranche d'eau morte).
- **Le système à siphon :** lorsque le niveau de la réserve est atteint, le siphon se désamorçe grâce à l'évent, donc la réserve d'incendie est renouvelée constamment.

III.7 Détermination de la capacité du réservoir

Le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante, elle se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport), et à la sortie (distribution). En autres termes, elle dépend du mode de pompage et la variation de consommation journalière de l'agglomération.

Pour estimer cette capacité, nous pouvons appliquer deux méthodes [3] :

III.7.1 Méthode graphique :

Cette méthode se base sur la représentation graphique des volumes de la consommation totale ainsi que ceux cumulés d'apport répartis sur 24 heures.

- **Principe de la méthode graphique :**

Le principe est de faire le cumul de la production et celui de la consommation. Le volume du réservoir est donné par la somme des valeurs absolues des deux plus grands écarts entre les deux courbes (le plus grand écart positif et le plus grand écart négatif).

$$V = (|\Delta V^+| + |\Delta V^-|) / 100 * Q_{\max j} \quad (\text{III.1})$$

D'où,

$|\Delta V^+|$: écart supérieur entre l'apport et la consommation ;

$|\Delta V^-|$: écart inférieur entre l'apport et la consommation.

III.7.2 Méthode analytique :

La méthode analytique qui tient compte des débits d'apport et des débits de départ en ajoutant la réserve minimale destinée à l'incendie estimé 120 m³.

- **Principe de la méthode analytique :**

Le volume total se calcul en ajoutant le volume utile au volume d'incendie

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

Avec :

V_T : capacité total du réservoir (m³) ;

V_u : capacité du résiduel (m³) ;

V_{inc} : volume d'incendie (120 m³).

Le volume utile du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$Vu = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \quad \text{(III.3)}$$

V_u : volume utile de réservoir (m³) ;

a % : Représente le maximum des restes de Q_{max,j} en pourcentage ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j).

Supposant que les réservoirs seront alimentés 16h / 24 heures. Les résultats de calcul de la capacité des quatre réservoirs sont montrés dans les tableaux suivant :

Tableau III.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir 01 (ONSOR EL BIA).

Heurs	Ch (%)	Ref %	Arrivée	Départ	Reste
0-1	1	0	-	-1	-7,75
1-2	1	0	-	-1	-8,75
2-3	1	0	-	-1	-9,75
3-4	1	0	-	-1	-10,75
4-5	2	6,25	4,25	-	-6,5
5-6	3	6,25	3,25	-	-3,25
6-7	5	6,25	1,25	-	-2
7-8	6,5	6,25	-	-0,25	-2,25
8-9	6,5	6,25	-	-0,25	-2,5
9-10	5,5	6,25	0,75	-	-1,75
10-11	4,5	6,25	1,75	-	0
11-12	5,5	6,25	0,75	-	0,75
12-13	7	6,25	-	-0,75	0
13-14	7	6,25	-	-0,75	-0,75
14-15	5,5	6,25	0,75	-	0
15-16	4,5	6,25	1,75	-	1,75
16-17	5	6,25	1,25	-	3
17-18	6,5	6,25	-	-0,25	2,75
18-19	6,5	6,25	-	-0,25	2,5
19-20	5	6,25	1,25	-	3,75
20-21	4,5	0	-	-4,5	-0,75
21-22	3	0	-	-3	-3,75
22-23	2	0	-	-2	-5,75
23-24	1	0	-	-1	-6,75
Total	100	100			

➔ Calcul de la capacité du réservoir :

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{utile}} + V_{\text{incendie}}$$

Avec : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$$V_{\text{utile}} = [R_{\text{max}}^+ + |R_{\text{max}}^-| / 100] * Q_{\text{maxj}}$$

$$V_{\text{utile}} = [3,75 + |-10,75| / 100] * 2305,04$$

$$V_{\text{utile}} = 334,23 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{tot}} = 334,23 + 120 = 454,23 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé : $V_{\text{tot}} = 500 \text{ m}^3$.

Donc, le réservoir existant suffisant, ça ne nécessite pas l'implantation d'un autre réservoir.

Tableau III.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir 02 (DEHAMENIA).

Heurs	Ch (%)	Ref %	Arrivée	Départ	Reste
0_1	1	6,25	5,25	-	-24,75
1_2	1	6,25	5,25	-	5,25
2_3	1	6,25	5,25	-	5,25
3_4	1	6,25	5,25	-	5,25
4_5	2	6,25	4,25	-	4,25
5_6	3	6,25	6,25	-	6,25
6_7	5	6,25	1,25	-	1,25
7_8	6,5	6,25	-	-0,25	1
8_9	6,5	6,25	-	-0,25	0,75
9_10	5,5	6,25	0,75	-	0
10_11	4,5	6,25	1,75	-	1,75
11_12	5,5	6,25	0,75	-	2,5
12_13	7	6,25	-	-0,75	1,75
13_14	7	6,25	-	-0,75	1
14_15	5,5	0	-	-5,5	-4,5
15_16	4,5	0	-	-4,5	-9
16_17	5	0	-	-5	-14
17_18	6,5	0	-	-6,5	-20,5
18_19	6,5	0	-	-6,5	-27
19_20	5	0	-	-5	-32
20_21	4,5	0	-	-4,5	-36,5
21_22	3	0	-	-3	-39,5
22_23	2	6,25	4,25	-	-35,25
23_24	1	6,25	5,25	-	-30
Total	100	100			

Calcul de la capacité du réservoir :

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{utile}} + V_{\text{incendie}}$$

Avec : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$$V_{\text{utile}} = [R_{\text{max}}^+ + |R_{\text{max}}^-| / 100] * Q_{\text{maxj}}$$

$$V_{\text{utile}} = [6,25 + |-39,5| / 100] * 1844,51$$

$$V_{\text{utile}} = 843,86 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{tot}} = 843,86 + 120 = 963,86 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé : $V_{\text{tot}} = 1000 \text{ m}^3$.

Le réservoir existant à une capacité de 1200 m^3 , donc il est suffisant, ça ne nécessite pas l'implantation d'un autre réservoir.

Tableau III.4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir 03 (REHAMENIA).

Heurs	Ch (%)	Ref %	Arrivée	Départ	Reste
0_1	1	6,25	5,25	-	19,75
1_2	1	6,25	5,25	-	25
2_3	1	6,25	5,25	-	30,25
3_4	1	6,25	5,25	-	35,5
4_5	2	6,25	4,25	-	39,75
5_6	3	6,25	3,25	-	43
6_7	5	0	-	-5	38
7_8	6,5	0	-	-6,5	31,5
8_9	6,5	0	-	-6,5	25
9_10	5,5	0	-	-5,5	19,5
10_11	4,5	0	-	-4,5	15
11_12	5,5	0	-	-5,5	9,5
12_13	7	0	-	-7	2,5
13_14	7	0	-	-7	-4,5
14_15	5,5	6,25	0,75	-	-3,75
15_16	4,5	6,25	1,75	-	-2
16_17	5	6,25	1,25	-	-0,75
17_18	6,5	6,25	-	-0,25	-1
18_19	6,5	6,25	-	-0,25	-1,25
19_20	5	6,25	1,25	-	0
20_21	4,5	6,25	1,75	-	1,75
21_22	3	6,25	3,25	-	5
22_23	2	6,25	4,25	-	9,25
23_24	1	6,25	5,25	-	14,5
Total	100	100			

→ Calcul de la capacité du réservoir :

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{utile}} + V_{\text{incendie}}$$

Avec : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$$V_{\text{utile}} = [R_{\text{max}}^+ + |R_{\text{max}}^-| / 100] * Q_{\text{maxj}}$$

$$V_{\text{utile}} = [43 + |-4,5| / 100] * 874,37$$

$$V_{\text{utile}} = 415,33 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{tot}} = 415,33 + 120 = 535,33 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé : $V_{\text{tot}} = 800\text{m}^3$.

Donc, le réservoir existant suffisant, ça ne nécessite pas l'implantation d'un autre réservoir.

Tableau III.5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir 04 (OULED BEN ALI).

Heurs	Ch (%)	Ref %	Arrivée	Départ	Reste
0_1	1	6,25	5,25	-	-24,75
1_2	1	6,25	5,25	-	5,25
2_3	1	6,25	5,25	-	5,25
3_4	1	6,25	5,25	-	5,25
4_5	2	6,25	4,25	-	4,25
5_6	3	6,25	6,25	-	6,25
6_7	5	6,25	1,25	-	1,25
7_8	6,5	6,25	-	-0,25	1
8_9	6,5	6,25	-	-0,25	0,75
9_10	5,5	6,25	0,75	-	0
10_11	4,5	6,25	1,75	-	1,75
11_12	5,5	6,25	0,75	-	2,5
12_13	7	6,25	-	-0,75	1,75
13_14	7	6,25	-	-0,75	1
14_15	5,5	0	-	-5,5	-4,5
15_16	4,5	0	-	-4,5	-9
16_17	5	0	-	-5	-14
17_18	6,5	0	-	-6,5	-20,5
18_19	6,5	0	-	-6,5	-27
19_20	5	0	-	-5	-32
20_21	4,5	0	-	-4,5	-36,5
21_22	3	0	-	-3	-39,5
22_23	2	6,25	4,25	-	-35,25
23_24	1	6,25	5,25	-	-30
Total	100	100			

→ Calcul de la capacité du réservoir :

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{utile}} + V_{\text{incendie}}$$

Avec : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$$V_{\text{utile}} = [R_{\text{max}}^+ + |R_{\text{max}}^-| / 100] * Q_{\text{maxj}}$$

$$V_{\text{utile}} = [6,25 + |-39,5| / 100] * 322,18$$

$$V_{\text{utile}} = 147,40 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{tot}} = 147,40 + 120 = 267,4 \text{ m}^3$$

On prend un volume normalisé : $V_{\text{tot}} = 300 \text{ m}^3$.

Comparant ce volume avec la capacité du réservoir n° 04 existants, on peut dire que le réservoir existant suffisant.

III.8 Dimensionnement des réservoirs

III.8.1 Réservoirs de stockage :

- **Hauteur de réservoir :**

La hauteur « H » peut être variée entre (3 ÷ 6) m cette hauteur peut atteindre (7 ÷ 8) m dans les grands ouvrages.

- **Diamètre de réservoir :**

La forme du réservoir la plus adoptée est la forme cylindrique de section circulaire. Le diamètre D des réservoirs calculés à partir de formule suivant :

$$V_r = S * H = (\pi D^2 / 4) * H \quad (III.4)$$

Avec :

V_r : le volume du réservoir (m³) ;

H : la hauteur du réservoir (m) ;

D : le diamètre du réservoir (m).

De là on tire le diamètre D du réservoir :

$$D = \sqrt{(4 * V_r / \pi * H)} \quad (III.5)$$

- **Hauteur d'incendie :**

La hauteur d'incendie est calculée comme suit :

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

Avec :

H_{inc} : la hauteur d'incendie (m) ;

V_{inc} : le volume d'incendie, V_{inc} = 120 m³ ;

S : la surface du réservoir (m²).

Tableau III-6 : Récapitulation des résultats des quatre (04) réservoirs.

Réservoirs	Volume (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	Surface (m ²)	Hauteur d'incendie (m)
ONSOR EL BIA	500	5	11,28	100	1,2
DEHAMENIA	1000	7	13,48	142,71	0,84
REHAMENIA	800	6	13,03	133,35	0,9
OULED BEN ALI	300	4	9,77	75	1,6

III.8.2 Réservoirs tampon :

- **Volume du réservoir :**

Le volume du réservoir tampon est calculé par la formule suivante :

$$V_{r.T} = \frac{Q \cdot T}{2} + V_{inc} \quad (III.7)$$

Avec :

$V_{r.T}$: le volume de réservoir tampon (m³) ;

Q : le débit moyen journalier entrant dans le réservoir ;

T : temps de fermeture de la vanne, $T = 45 \text{ min} = 2700 \text{ s}$;

V_{inc} : volume d'incendie, $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$.

- **Hauteur de réservoir :**

La hauteur « H » peut être variée entre (3 ÷ 6) m, on prend $H = 4 \text{ m}$.

- **Diamètre de réservoir :**

La forme du réservoir la plus adoptée est la forme cylindrique (de section circulaire). Le diamètre D des réservoirs calculés à partir de formule suivant :

$$V_{r.T} = S \cdot H = (\pi D^2 / 4) \cdot H \quad (III.8)$$

Avec :

V_{r.T} : le volume de réservoir tampon ;

H: la hauteur du réservoir tampon ;

D : le diamètre du réservoir tampon.

De là on tire le diamètre D du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_{r.T}}{\pi \cdot H}} \quad \text{(III.9)}$$

Dans notre projet, on a deux réservoirs tampon. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Récapitulation des résultats des deux (02) réservoirs tampon

Réservoirs tampon	Cote (m)	Q (m³/j)	T (s)	V_{inc} (m³)	V_{r.T} (m³)	V_{r.T} normalisé (m³)	H(m)	D(m)
RT 01	620,59	1419,25	2700	120	142,18	200	4	8
RT 02	613,64	1133,05			137,70	200		8

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer la capacité des réservoirs et la vérification de stockage afin de satisfaire les besoin d'agglomération à l'horizon 2050.

Dans notre cas, on a trouvé des volumes nécessaires inférieur à la capacité des quatre réservoirs existants, ça nous permet de dire que le stockage existant est satisfaisant. Ainsi, on a dimensionné les deux réservoirs tampon.

CHAPITRE IV
ETUDE D'ADDITION

Chapitre IV : Etude d'adduction**Introduction**

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage à travers un réseau de conduite vers le point d'utilisation. Les eaux de captage peuvent être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, soit par refoulement à l'aide d'une station de pompage, gravitaire ou mixte.

Le but de ce chapitre est de dimensionné le système de conduite d'adduction qui alimente la ville de **SIDI SALAH**. Ce système d'adduction a deux aspects dépendants l'un de l'autre, l'un technique et l'autre économique.

IV.1 Types d'adduction**IV.1.1 Adduction par refoulement**

C'est une d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, donc l'installation d'un système de pompage est nécessaire.

IV.1.2 Adduction gravitaire

Ce type d'adduction se présente dans le cas où la cote de la source est supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types :

- Adduction en charge (le plus souvent) ;
- Adduction à surface libre (aqueducs fermés ou canaux à ciel ouvert) ;

IV.1.3 Adduction mixte

Ce type d'adduction rencontrée lorsque le relief du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire (réservoir tampon) recevant l'eau gravitaire ou par refoulement, et que cette eau est par la suite envoyée gravitaire ou refoulée vers le réservoir de distribution de l'agglomération.

IV.2 Choix du tracé

Pour le choix du tracé il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions qui sont les suivantes :

IV.2.1 Tracé en plan

- Le tracé doit être le plus court possible.
- Les conduites sont posées le long des voies de communication existantes (les rues).
- Eviter les aires boisées.

IV.2.2 Profil en long

- Le profil en long doit être aussi régulier que possible afin de réduire les frais d'amortissement
- Eviter les traversées d'oued, les zones marécageuses, les voies ferrées autant que possible.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel.
- Eviter les contres pentes.

IV.3 Choix du type de conduite

Le choix de conduite est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, type de sol (agressivité), la bonne étanchéité...etc, et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport. Les conduites les plus utilisées dans l'adduction sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Parmi les conduites utilisées on cite :

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile)
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint)
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD)

Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), puisqu'il présente plus d'avantage (Disponible sur le marché, une longue durée de vie, un montage simple, et résiste mieux aux remblais).

IV.4 Etude de l'adduction

L'étude de l'adduction comporte des tronçons gravitaires et des tronçons par refoulement.

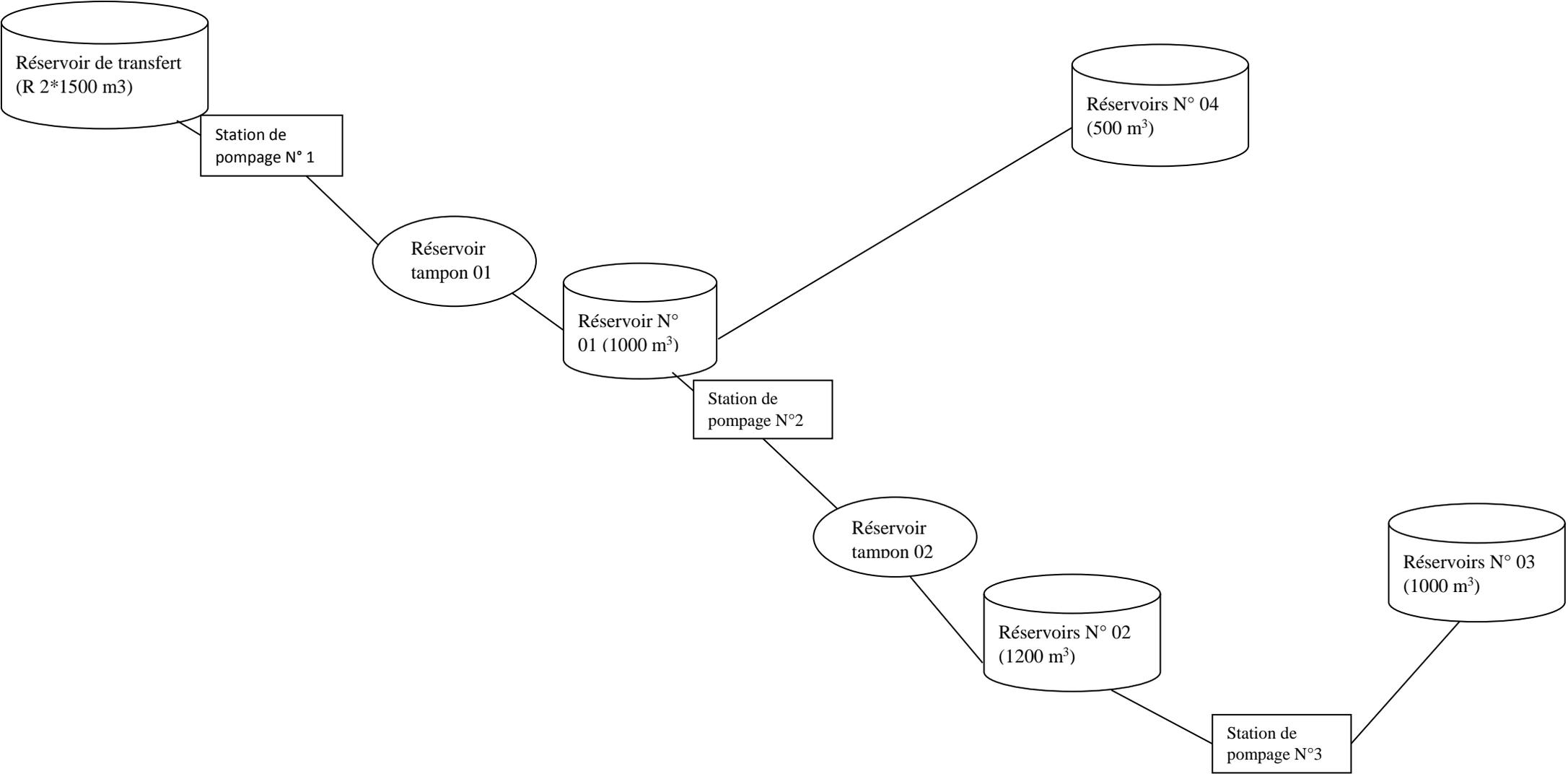


Figure IV-1 : Schéma simplifié d'adduction

IV.4.1 Cas gravitaire :

IV.4.1.1 Diamètres avantageux pour les conduites gravitaires :

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV-1 :

Tableau IV-1 : valeurs des coefficients K' , m et β pour différents types de matériau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00135 – 0,00179	5,1 – 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Dans notre cas (PEHD), on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$.

A partir de la formule (IV-1), on déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_g * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{IV.2})$$

IV.4.1.2 les altitudes des différents points

Tableau IV-2 : Les altitudes des différents points de l'adduction gravitaire.

N° de point	Points	Cote de terrain naturel
01	Réservoir tampon 01	620,59
02	Réservoir 01 (zone 01)	580,26
03	Réservoir tampon 02	613,64
04	Réservoir 02 (zone 02)	564,14
05	Réservoir 04 (zone 04)	518,71

IV.4.1.3 : Les longueurs des différents tronçons

Tableau IV-3 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction gravitaire

N° de tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)
01	Réservoir tampon 01	Réservoir 01	2856,5
02	Réservoir 01	Réservoir 04	4589
03	Réservoir tampon 02	Réservoir 02	1125,89

IV.4.1.4 Dimensionnement des différents tronçons

a) Tronçon 01 : Réservoir tampon 01 – Réservoir 01

Données de base :

- $Q = 1920,87 \text{ m}^3 / \text{j} = 22,23 \text{ l/s}$
- $L = 2856,5 \text{ m}$
- $\Delta H_d = C_{RT} - C_{R1} = 40,33 \text{ m}$

Calcul de diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

$$\text{A.N: } D_{av} = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 2856,5 * (22,23 * 10^{-3})^{1,77}}{40,33}} = 0,1415 \text{ m}$$

$D_{av} = 141,5 \text{ mm}$.

Donc, on prend un diamètre normalisé de **160mm**.

Calcul de vitesse :

La vitesse de l'eau dans les conduites est calculée comme suit :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

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

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

$$V_2 = \frac{4 * 22,23 * 10^{-3}}{\pi * 0.16^2} = 1,11 \text{ m/s}$$

Le diamètre de tronçon (réservoir tampon 01- réservoir 01) est, **D= 160mm**, avec une vitesse d'écoulement de **V= 1,11 m/s**.

b) Tronçon 02 : Réservoir 01 – Réservoir 04

Données de base :

- $Q = 268,48 \text{ m}^3 / \text{j} = 3,11 \text{ l/s}$
- $L = 4589 \text{ m}$
- $\Delta H_d = C_{R1} - C_{R4} = 61,55 \text{ m}$

Calcul de diamètre avantageux :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

$$\text{A.N: } D_{av} = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 4589 * (3,11 * 10^{-3})^{1,77}}{61,55}} = 0,069 \text{ m}$$

$$D_{av} = 69 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre normalisé sera égal à **75mm**.

Calcul de vitesse :

$$V_2 = \frac{4 * 3,11 * 10^{-3}}{\pi * 0,075^2} = 0,70 \text{ m/s}$$

Le diamètre de tronçon (réservoir 01- réservoir 04) est, **D= 75 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **V= 0,70 m/s**.

c) Tronçon 03 : Réservoir tampon 02 – Réservoir 02

Données de base :

- $Q = 1537,09 \text{ m}^3 / \text{j} = 17,80 \text{ l/s}$
- $L = 1125,89 \text{ m}$
- $\Delta H_d = C_{RT} - C_{R1} = 49,5 \text{ m}$

Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

$$\text{A.N: } D_{av} = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 1125,89 * (17,80 * 10^{-3})^{1,77}}{49,5}} = 0,270 \text{ m}$$

$$D_{av} = 270 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre normalisé sera égal à **315mm**.

Calcul de vitesse :

$$V_2 = \frac{4 \cdot 17,80 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 0,315^2} = 0,23 \text{ m/s}$$

Le diamètre de tronçon (réservoir tampon 02- réservoir 02) est, **D= 315 mm**, avec une vitesse d'écoulement de **V= 0,23 m/s**.

IV.4.2 Cas de refoulement

L'étude technico-économique du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et d'amortissement de la conduite, qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

Le débit, le diamètre, la vitesse, les pertes de charge.

IV.4.2.1 Diamètres économiques pour les conduites de refoulement :

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de **BONNIN** et **BRESS**, ces formules sont données comme suit :

• La formule de **Jacques BONNIN** : $D = \sqrt{Q}$ (IV.4)

• La formule de **Charles BRESS** : $D = 1,5 \sqrt{Q}$ (IV.5)

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre ;

Q : Débit véhiculé en m³/s.

IV.4.2.2 Calcul de la vitesse :

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D : Diamètre de la conduite.

IV.4.2.3 Calcul des pertes de charges :

La perte de charge totale est donnée par la formule suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,15 \Delta H_L \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m) ;

ΔH_S : Perte de charge singulière (m).

→ Perte de charge linéaire :

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de **DARCY- WEISBACH** :

$$\Delta H_L = J \times L = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 D^2 g} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;

L : Longueur de la conduite ((m) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;

λ: Coefficient de frottement linéaire en fonction de ϵ , D, Re.

Pour un régime turbulent rigoureux λ est obtenue par la formule de **NIKURADZE**

$$\text{Avec :} \quad \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (\text{IV.9})$$

ε : rugosité du matériau pour le PEHD varie entre 10⁻³ et 2*10⁻³ mm.

→ Perte de charge singulière :

Elles sont estimées de 10 à 15 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_S = 0,15 \Delta H_L \quad (\text{IV.10})$$

IV.4.2.4 Calcul de la hauteur manométrique totale

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + H_T \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

HMT : Hauteur manométrique (m) ;

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

IV.4.2.5 Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique. Elle s'exprime par la relation suivante :

$$P = \frac{\rho g Q H_{mt}}{\eta} \quad (\text{IV.12})$$

Où :

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

HMT : hauteur manométrique totale (m) ;

η : Rendement de la pompe. (%)

IV.4.2.6 Energie de la pompe

C'est l'énergie consommée par la pompe durant la période de pompage, elle est donnée par la relation suivante :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV.13})$$

D'où :

E : Energie consommée par la pompe (KWH) ;

P : La puissance absorbée par la pompe (KW) ;

t : temps de pompage par jour (en heure).

IV.4.2.7 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Ces frais augmentent avec le diamètre de la canalisation. On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

n : nombre d'année d'amortissement, n= 30ans ;

i : taux d'annuité annuel en Algérie, i= 8%.

$$\text{A.N: } A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30}} + 0,08 = 0,08795 = 8,795 \%$$

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = P_i * A \text{ (DA)} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

P_i : prix de mètre linéaire de la canalisation et le prix de terrassement en mètre linéaire ;

A : taux d'amortissement annuel.

IV.4.2.8 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{exp}} = E. P \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

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

E : Energie totale dépensée par la pompe (kw) ;

P : prix du kwh = 4,67 (DA/kwh) (source d'information Sonalgaz).

IV.4.2 9 les altitudes des différents points

Tableau IV-4 : Les altitudes des différents points de l'adduction par refoulement.

N° de point	Points	Cote de terrain naturel
01	Station 01	558,55
02	Réservoir Tampon 01	620,59
03	Station 02	578,88
04	Réservoir tampon 02	613,64
05	Station 03	515,20
06	Réservoir 03	695,33

IV.4.2.10 Les longueurs des différents tronçons

Tableau IV-5 : Longueurs des différents tronçons de l'adduction par refoulement.

N° de tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)
01	Station de pompage 01	Réservoir Tampon 01	772,5
02	Station de pompage 02	Réservoir Tampon 02	1559
03	Station de pompage 03	Réservoir 03	3466

IV.4.2.11 Dimensionnement des différents tronçons de refoulement

a) Tronçon (station de pompage 01 – réservoir tampon 01)

Données de base :

- Temps de pompage : 16h
- $Q = 1920,87 \text{ m}^3/\text{j} = 33,35 \text{ l/s}$
- $L=772,5 \text{ m}$
- $H_g= 62,04 \text{ m}$

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = 156,96 \text{ mm}$$

D'autre part la formule de **BRESSE**, nous donne un diamètre calculé par :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 273,9 \text{ mm}$$

Les diamètres normalisés choisies sont : 110, 125, 160, 200, 250, 315

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

Tableau IV-6 : Calcul de la HMT du tronçon

D (mm)	V (m/s)	λ	Longueur (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	Hmt (m)
110	2,59267349	0,00808257	772,5	22,364015	62,04	84,404015
125	2,00776635	0,00792514	772,5	11,572324	62,04	73,612324
160	1,22544333	0,00763386	772,5	3,244203	62,04	65,284203
200	0,78428373	0,00738416	772,5	1,028288	62,04	63,068288
250	0,50194159	0,00714652	772,5	0,326105	62,04	62,366105
315	0,31616376	0,00691228	772,5	0,099318	62,04	62,139318

Tableau IV-7 : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	25,5014693	148928,581	695496,472
125	22,2409138	129886,937	606571,994
160	19,7246908	115192,194	537947,548
200	19,0551837	111282,273	519688,214
250	18,8430291	110043,29	513902,165
315	18,7745087	109643,131	512033,42

Tableau IV-8 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	prix ml (DA)	Longueur (m)	F _{am} (DA)
110	962,02	772,5	65360,9616
125	1226,87	772,5	83355,2347
160	2005,18	772,5	136234,686
200	3148,88	772,5	213939,237
250	4871,85	772,5	331000,188
315	7381,96	772,5	501540,513

(Source prix unitaires : annexe « B »)

Tableau IV-9 : Le bilan

D (mm)	F_{am} (DA)	F_{ex} (DA)	Bilan (DA)
110	65360,9616	695496,464	760857,426
125	83355,2347	606571,994	689927,229
160	136234,686	537947,548	674182,234
200	213939,237	519688,214	733627,451
250	331000,188	513902,165	844902,353
315	501540,513	512033,42	1013573,93

D'après le calcul précédent, on peut constater que le diamètre économique est Ø **160** mm parce qu'il nous donne des frais totaux les plus économiques, avec une vitesse de **1,23** m/s.

b) Tronçon (station de pompage 02 – réservoir tampon 02)

Données de base :

- Temps de pompage : 16h
- $Q = 1537,09 \text{ m}^3/\text{s} = 26,68 \text{ l/s}$
- $L=1559 \text{ m}$
- $H_g= 34,76\text{m}$

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = 163,34 \text{ mm}$$

D'autre part la formule de **BRESSE**, nous donne un diamètre calculé par :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 245 \text{ mm}$$

Les diamètres normalisés choisies sont : 110, 125,160, 200, 250.

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

Tableau IV-10 : Calcul de la HMT du tronçon

D (mm)	V (m/s)	λ	Longueur (m)	Δ HT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
110	2,06990869	0,00808257	1559	28,767632	34,76	63,527632
125	1,60293729	0,00792514	1559	14,885894	34,76	49,645894
160	0,97835528	0,00763386	1559	4,173134	34,76	38,933134
200	0,62614738	0,00738416	1559	1,322724	34,76	36,082724
250	0,40073432	0,00714652	1559	0,419481	34,76	35,179481

Tableau IV-11 : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	15,3238583	89491,3322	417924,521
125	11,975366	69936,1373	326601,761
160	9,39128074	54845,0795	256126,521
200	8,70371727	50829,7089	237374,74
250	8,48584094	49557,3111	231432,643

Tableau IV-12 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	prix ml (DA)	Longueur (m)	F _{am} (DA)
110	962,02	1559	131906,458
125	1226,87	1559	168221,115
160	2005,18	1559	274938,351
200	3148,88	1559	431755,69
250	4871,85	1559	667999,084

(Source prix unitaires : annexe « B »)

Tableau IV-13 : Le bilan

D (mm)	F _{am} (DA)	F _{ex} (DA)	Bilan (DA)
110	131906,458	417924,521	549830,98
125	168221,115	326601,761	494822,876
160	274938,351	256126,521	531064,872
200	431755,69	237374,74	669130,43
250	667999,084	231432,643	899431,727

Le diamètre économique est de **125** mm avec une vitesse de **1,6** m/s.

c) Tronçon (station de pompage 03 – réservoir 03)

Données de base :

- Temps de pompage : 16h
- $Q = 728,64 \text{ m}^3/\text{s} = 12,65 \text{ l/s}$
- $L=3466 \text{ m}$
- $H_g= 180,13 \text{ m}$.

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = 112,50 \text{ mm}$$

D'autre part la formule de **BRESSE**, nous donne un diamètre calculé par :

$$D = 1,5 \sqrt{Q} = 168,70 \text{ mm}$$

Les diamètres normalisés choisies sont : 90,110, 125,160, 200.

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

Tableau IV-14 : Calcul de la HMT du tronçon

D (mm)	V (m/s)	λ	Longueur (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	Hmt (m)
90	1,46674052	0,00833933	3466	40,496978	180,13	220,626978
110	0,98186762	0,00808257	3466	14,390969	180,13	194,520969
125	0,76035829	0,00792514	3466	7,446649	180,13	187,576649
160	0,46408587	0,00763386	3466	2,087604	180,13	182,217604
200	0,29701496	0,00738416	3466	0,661691	180,13	180,791691

Tableau IV-15 : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F_{ex} (DA)
90	25,2444449	147427,558	688486,698
110	22,2573592	129982,978	607020,505
125	21,4627804	125342,638	585350,118
160	20,8495911	121761,612	568626,728
200	20,6864361	120808,787	564177,035

Tableau IV-16 : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	prix ml (DA)	Longueur (m)	F_{am} (DA)
90	648,38	3466	197648,723
110	962,02	3466	293257,078
125	1226,87	3466	373992,548
160	2005,18	3466	611248,444
200	3148,88	3466	959887,89

(Source prix unitaires : annexe « B »)

Tableau IV-17 : Le bilan

D (mm)	F_{am} (DA)	F_{ex} (DA)	Bilan (DA)
90	197648,723	688486,698	886135,421
110	293257,078	607020,505	900277,583
125	373992,548	585350,118	959342,667
160	611248,444	568626,728	1179875,17
200	959887,89	564177,035	1524064,93

Le bilan minimum est pour le diamètre **90 mm** et une vitesse égale à **1,47 m/s**.

Donc, Le diamètre économique est de **90 mm**.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction mixte qui assure le remplissage des quatre réservoirs.

L'adduction contient deux réservoirs tampons reliant l'adduction par refoulement avec l'adduction gravitaire, et elle est composée de trois tronçons gravitaires de diamètre avantageux qui varie de **75 mm** à **315 mm** et trois tronçons de refoulement avec un diamètre économique variable de **90** à **125mm**.

CHAPITRE V

POMPE ET STATION DE POMPAGE

Chapitre V : pompe et station de pompage**Introduction**

Les pompes sont des machines hydrauliques qui aspirent un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus haute pression ; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe, est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

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

V.1 Choix du type de pompe

Pour faire le bon choix du type de pompe qui s'adapte à notre installation, il existe plusieurs critères qui doivent être prises en considération :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale ;
- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbé minimale ;
- (NPSH) r minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles.

V.2 Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle.

V.2.1 Couplage en série :

Les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit

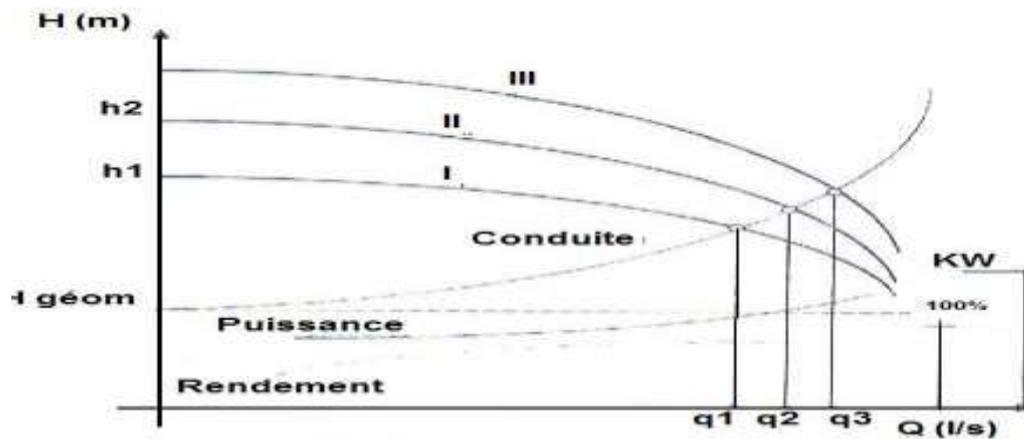


Figure V-1 : schéma de couplage des pompes en série

V.2.2 Couplage en parallèle :

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale.

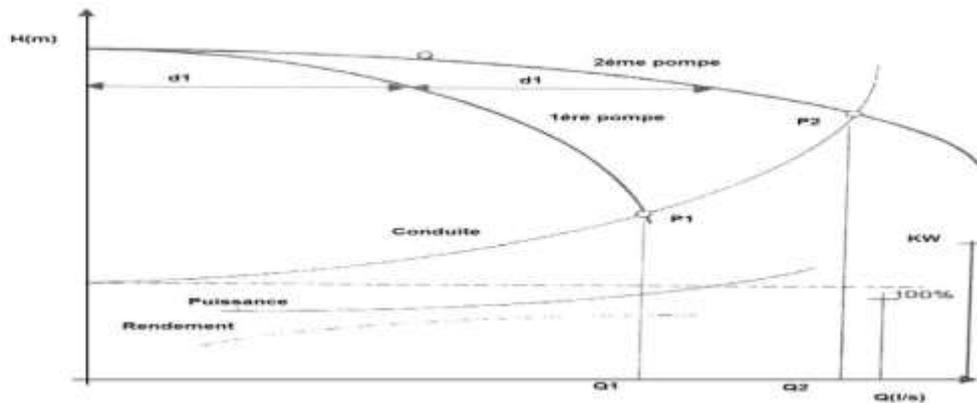


Figure V-2 : schéma de couplage des pompes en parallèle

V.3 Choix du nombre de pompe

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4 Les courbes caractéristiques

V.4.1 Courbes caractéristiques de la pompe :

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

- **La courbe débit-hauteur [H= f(Q)]** : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- **La courbe puissance-débit [P= f(Q)]** : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- **La courbe rendement-débit [η = f(Q)]** : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit. [3]

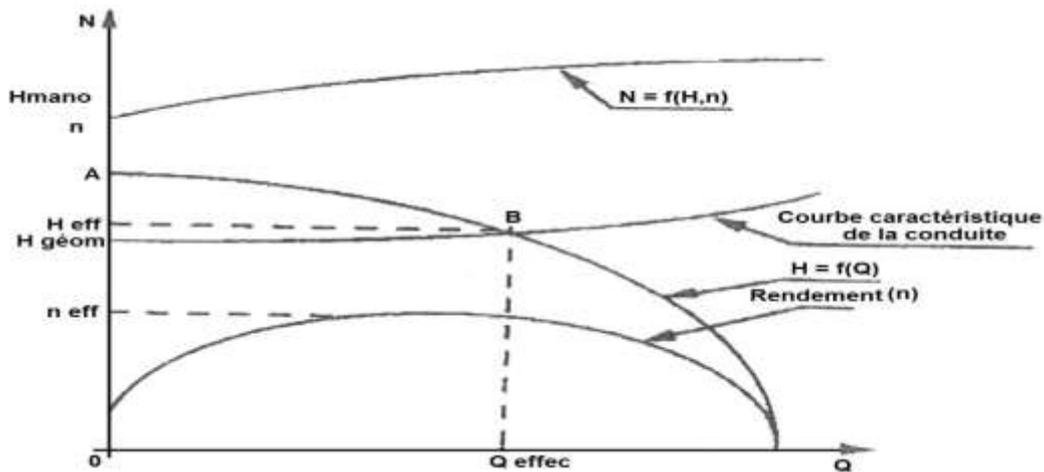


Figure V-3 : schéma des courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.4.2 Courbes caractéristiques de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \tag{V.1}$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m) ;

RQ² : valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ;

Q : Débit (m³/j) ;

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D^5} \quad (V.2)$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m) ;

L : longueur de la conduite en (m) ;

g : accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s) ;

λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reinold.

V.5 Choix des pompes de projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRI PUMP TUTOR », il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques des différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

V.5.1 Tronçon (SP 01 – RT 01)

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- Q = 33,35 l/s ;
- Hg =62,04m ;
- HMT=65,28 m.

Tableau V-1 : Caractéristique de chaque pompe choisie de la station de pompage 01

Nombre	Q appelé (l/s)	HMT appelé (m)	η(%)	N (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	33,38	66,7	74	2900	22,3	3,78
2	16,70	65,8	71,3	1450	12	1,89
3	11,15	68	69,8	2900	8,21	2,62
4	8,40	66,3	70,5	1450	5,88	1,49

A partir du tableau V-1, on déduit que La meilleure variante est celle d’une seule pompe avec un nombre minimal de pompes, un meilleur rendement, une vitesse de rotation élevée et une puissance absorbée minimale, et elle remplit également les exigences techniques en termes de débit (33,35 l/s) et de charge (65,28 m).

Conclusion : On opte pour un nombre d’une (01) pompe plus une pompe (01) de secours.

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 01 sont représentées dans la figure (V-4) ci-dessous :

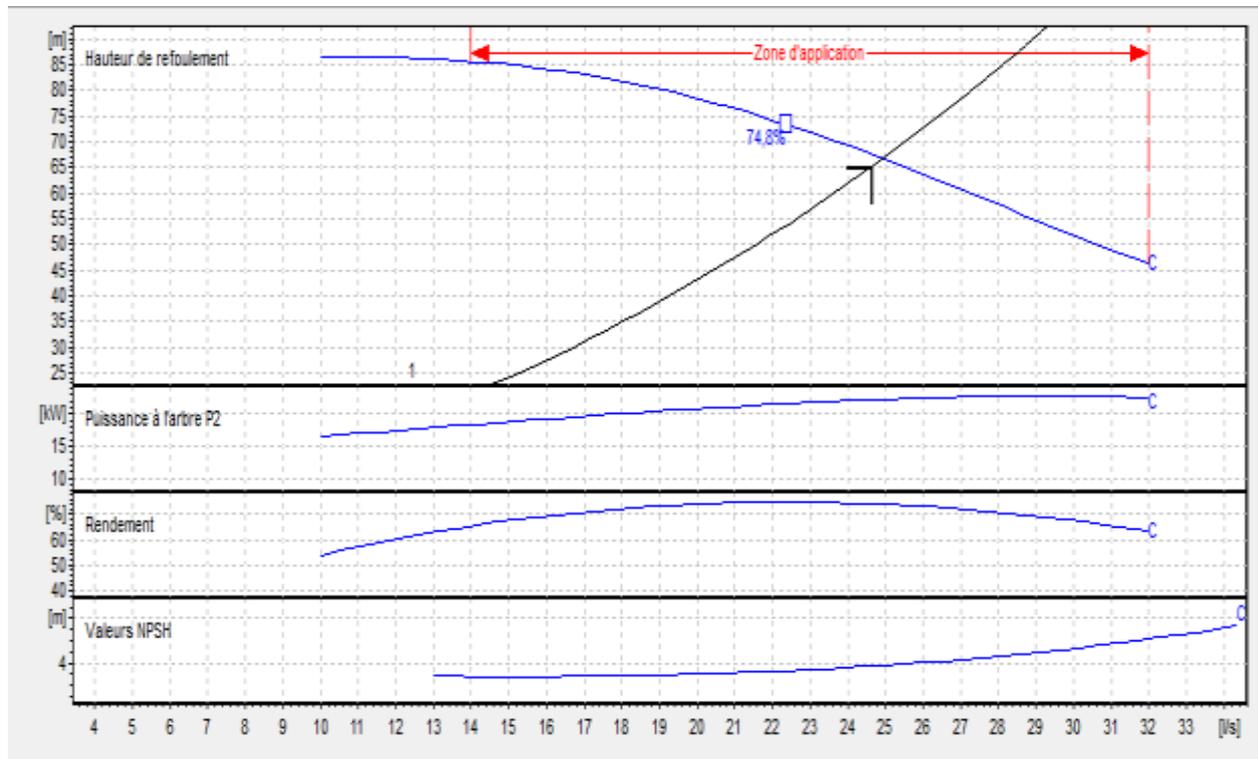


Figure V-4 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage 01.

V.5.2 Tronçon (SP 02 – RT 02)

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 26,68 \text{ l/s}$;
- $H_g = 34,76 \text{ m}$;
- $HMT = 49,65 \text{ m}$.

Tableau V-2 : Caractéristique de chaque pompe choisie de la station de pompage 02

Nombre	Q appelé (l/s)	HMT appelé (m)	$\eta(\%)$	N (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	26,70	50,7	75,6	1450	13	1,93
2	13,36	50,6	65,3	1450	7,52	1,58
3	8,90	52,5	67,7	1450	5,11	1,61
4	6,70	52,2	70	1450	3,74	1,65

D’après du tableau V-2, la variante qui convient le plus à notre cas est celle de la variante 01 car elle remplit également les exigences techniques en termes de débit (26,68 l/s) et de charge (49,65 m), et elle représente les meilleures caractéristiques du point de vu rendement, vitesse de rotation.

Conclusion : On opte pour un nombre d’une (01) pompe avec une pompe (01) de secours.

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 02 sont représentées dans la figure (V-5) ci-dessous :

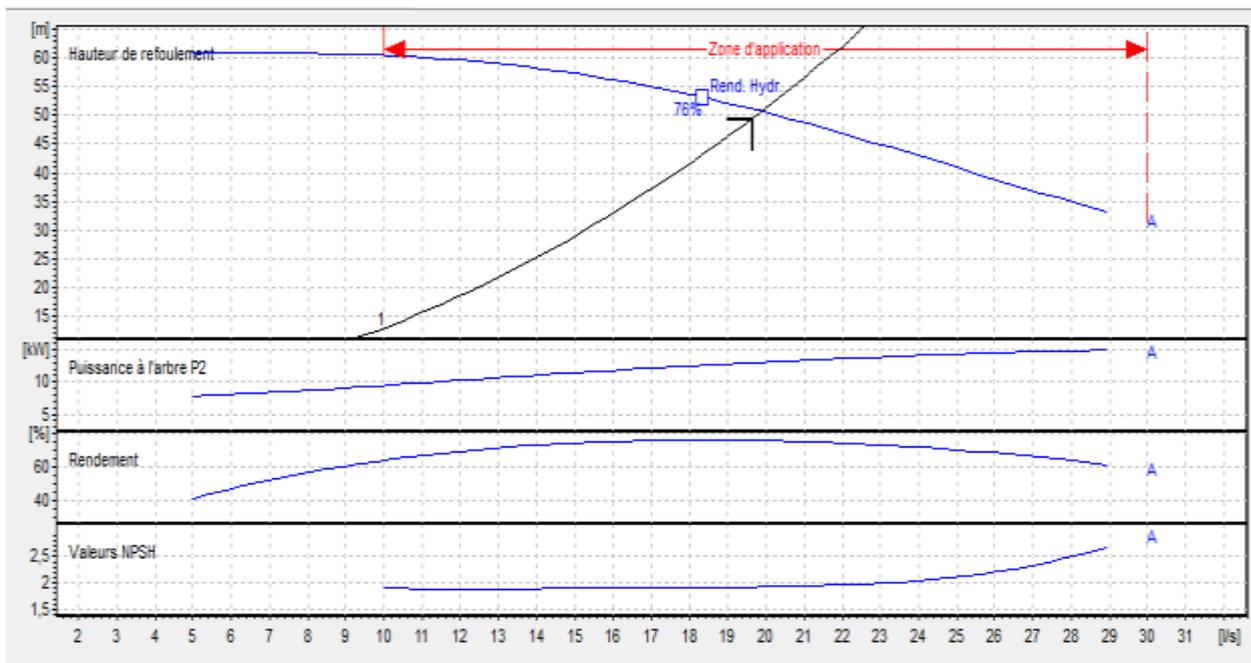


Figure V-5 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage 02.

V.5.3 Tronçon (SP 03 – R03)

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

- $Q = 12,65 \text{ l/s}$;
- $H_g = 180,13 \text{ m}$;
- $HMT = 220,63 \text{ m}$.

Tableau V-3 : Caractéristique de chaque pompe choisie de la station de pompage 03

nombre	Q appelé (l/s)	HMT appelé (m)	$\eta(\%)$	N (tr/min)	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)
1	12,75	227	70,1	2900	30	2,21
2	6,42	223	63,6	2900	14,8	1,91
3	4,33	220	60,2	2900	11,2	2,04
4	3,19	231	54	2900	10	1,41

D'après du tableau V-3, la variante qui convient le plus à notre cas est celle de la variante 01 car elle remplit également les exigences techniques en termes de débit (12,65 l/s) et de charge (220,63 m), et elle représente les meilleures caractéristiques du point de vu rendement, vitesse de rotation.

Conclusion : On opte pour un nombre d'une (01) pompe avec une pompe (01) de secours.

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 03 sont représentées dans la figure (V-6) ci-dessous :

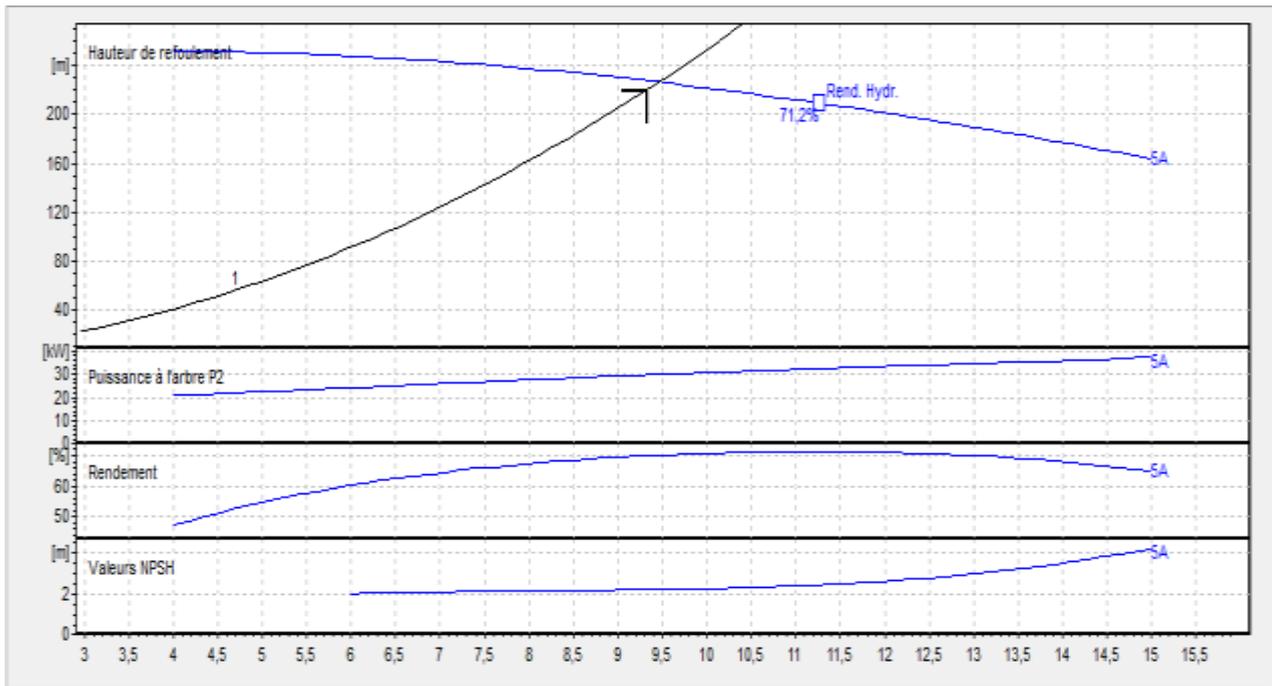


Figure V-6 : Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de pompage 03.

V.6 Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques. Le point d'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite, représente le point de fonctionnement de la pompe.

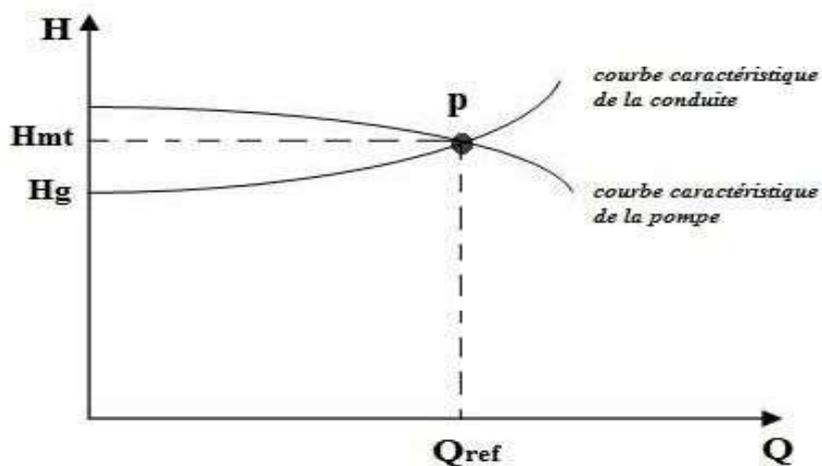


Figure V-7 : schéma du point de fonctionnement d'une pompe.

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

V.7 Réalisation du point de fonctionnement désiré

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont [4] :

1) Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de tel façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même. Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (V.3)$$

Avec :

T_1 : le temps de pompage ;

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{16 * Q_1}{Q} \quad (V.4)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a1} = \frac{g * H * Q}{\eta} \quad (V.5)$$

Avec :

η : Rendement correspondant au point P1 (Q_1 , H_1) en %.

2) Régulation par refoulement (le vannage)

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g \cdot H_2 \cdot Q_2}{\eta} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (\text{V.7})$$

Où :

h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).

H₂ : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de h=0 en (m).

η : Rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe ;
- Risque de détérioration rapide de la pompe ;
- Diminution du rendement de la pompe.

3) Variation de la vitesse

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur **a** est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{V.8})$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (H_1, Q_1) et coupe la caractéristique de la pompe au point V (Q_v, H_v) de P1 (Figure (V.08)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \left(\frac{Q_v}{Q_1} \right)^3 \quad (\text{V.9})$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N * \left(\frac{Q_1}{Q_v} \right)^3 \quad (\text{V.10})$$

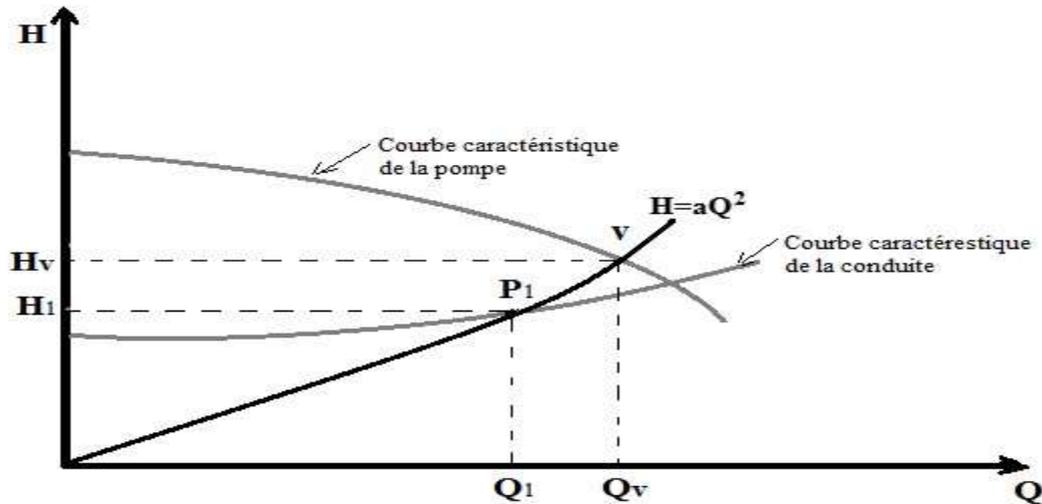


Figure V-8 : schéma du Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a2} = \frac{g \cdot H_v \cdot Q_v}{\eta} \tag{V.11}$$

4) Rognage de la roue de la pompe

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P₁). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré par la figure (V-9) ci-après :

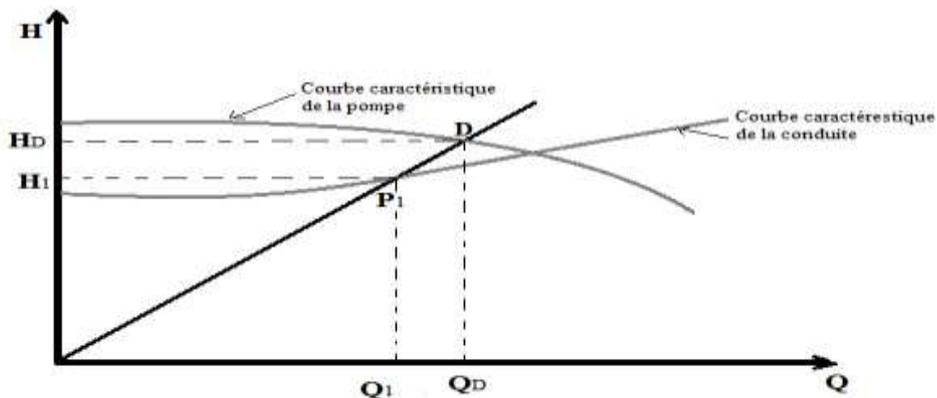


Figure V-9 : schéma de réalisation du point de fonctionnement par rognage.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{V.12})$$

Où :

D et d : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ; En posant, $d=m*D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

m: coefficient de rognage. Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{V.14})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a3} = \frac{g \cdot H_3 \cdot Q_3}{\eta} \quad (\text{V.15})$$

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

Tout d'abord, il faut vérifier si on est dans la plage de bon fonctionnement, pour savoir si on a besoin de faire un réglage ou non, c'est-à-dire on doit vérifier la condition suivante :

$$-10\% Q_{app} \leq Q_{pf} \leq +10\% Q_{app} \quad (\text{V.16})$$

Dans notre cas, on ne fait pas un réglage, car les trois pompes sont dans la plage de bon fonctionnement, c'est-à-dire sont bien adaptés aux conditions du réseau.

V.8 Dimensions des pompes

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel, les valeurs trouvées sont représentées dans les tableaux suivants :

V.8.1 Pompe de la station de pompage N° 1 :

Tableau V-4 : Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°1

Symbole	Dimension (mm)	Symbole	Dimension (mm)
A	1516	H	395
B	1241	I	600
C	170	L	550
D	274	M	20
D Na	100	N	100
D Nm	80	O	42
E	195	P	300
F	200	Q	545
G	841	R	550

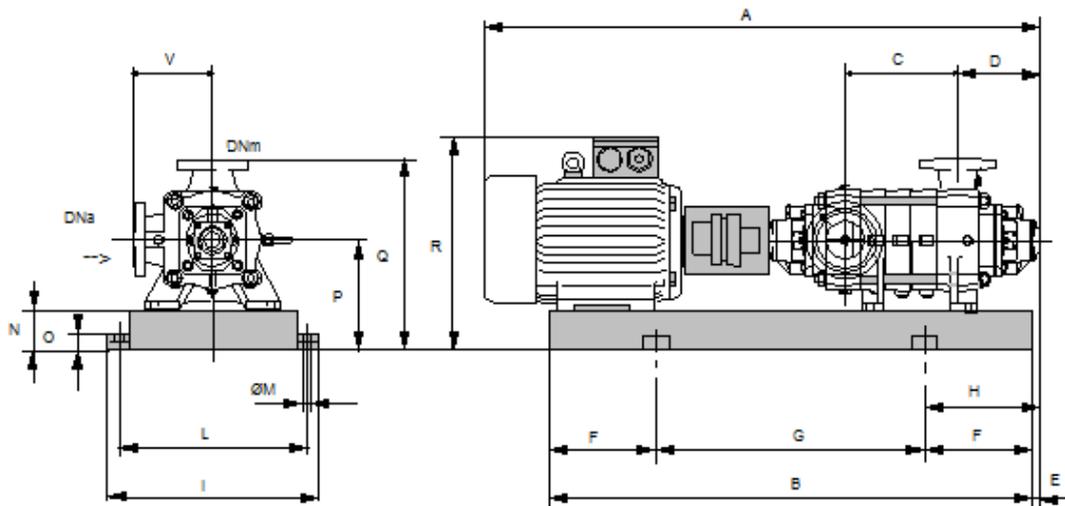


Figure V-10 : Schéma de la pompe

V.8.2 Pompe de la station de pompage N° 2 :

Tableau V-5 : Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°2

Symbole	Dimension (mm)	Symbole	Dimension (mm)
A	1512	H	410
B	1269	I	600
C	245	L	550
D	293	M	20
D Na	125	N	120

Symbole	Dimension (mm)	Symbole	Dimension (mm)
D Nm	100	O	42
E	210	P	345
F	200	Q	615
G	869	R	575
V	270		

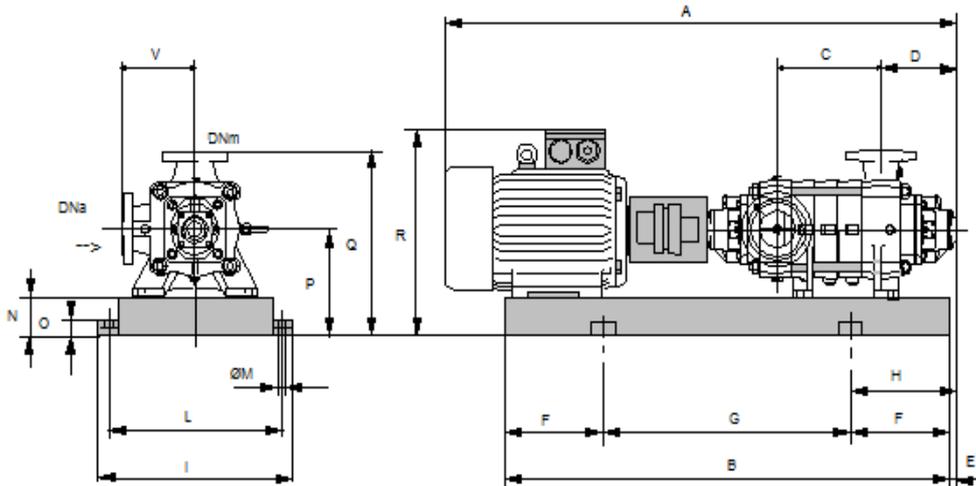


Figure V-11 : Schéma de la pompe

V.8.3 Pompe de la station de pompage N° 3 :

Tableau V-6 : Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage N°3

Symbole	Dimension (mm)	Symbole	Dimension (mm)
A	1450	G	400
B	696	H	75
C	410	I	95
D	382	L	320
E	200	M	374
F	200	N	22
1	G3/8	2	G1/2
D Na	65		

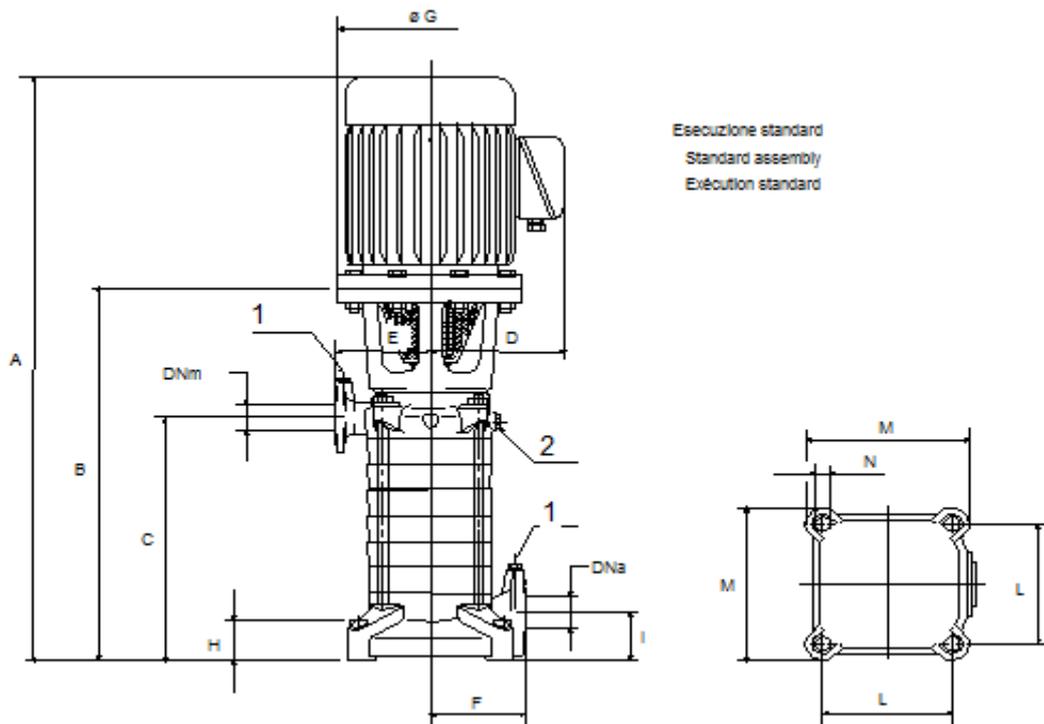


Figure V-12 : Schéma de la pompe

V.9 Caractéristiques du moteur

- Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou vertical ;
- Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement ;
- Vitesse de rotation de la pompe
- Vitesse de rotation du moteur qui égale : $N_m = N_p \pm 200$ tr/min.

V.9.1 Moteur de la pompe N° 1 :

- Fréquence : 50HZ ;
- Tension nominale : 400V ;
- Vitesse nominale : 2950tr/min ;

- Nombre de pôles : 2 ;
- Classe d'isolement : F ;
- Degré de protection : IP 55.

V.9.2 Moteur de la pompe N° 2 :

- Fréquence : 50HZ ;
- Tension nominale : 400V ;
- Vitesse nominale : 1450 tr/min ;
- Nombre de pôles : 4 ;
- Classe d'isolement : F ;
- Degré de protection : IP 55.

V.9.3 Moteur de la pompe N° 3 :

- Fréquence : 50HZ ;
- Tension nominale : 400V ;
- Vitesse nominale : 2950 tr/min ;
- Nombre de pôles : 2 ;
- Classe d'isolement : F ;
- Degré de protection : IP 55.

V.10 Dimensionnement des équipements des pompes

La station de pompage n'est pas composée seulement avec que des pompes et des moteurs électriques mais elle est composée de plusieurs autres accessoires, ces accessoires qui font assurer et guider le bon fonctionnement de la station, d'où les équipements principaux sont la pompe et le moteur électrique.

V.10.1 Equipement amont :

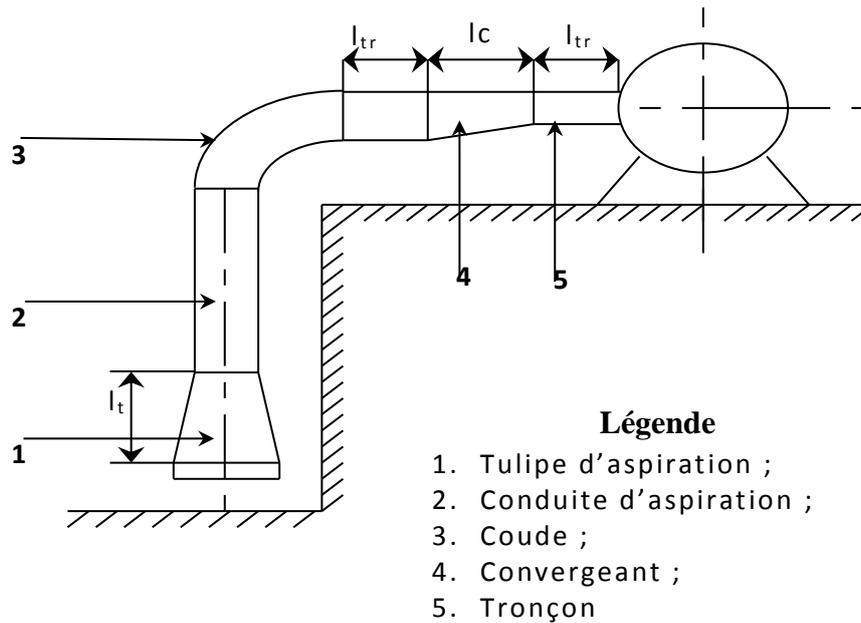


Figure V-13 : équipement en amont de la pompe

1) Diamètre d'aspiration :

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

$$D_a = (1,2 \text{ à } 1,5) d_a \quad (\text{V.17})$$

Avec : **Da** : diamètre de la conduite d'aspiration ;
da : diamètre de la tubulure d'aspiration.

• Vérification de la vitesse :

La vitesse dans la conduite d'aspiration est donnée par la formule suivante :

$$V_{\text{asp}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} \quad (\text{V.18})$$

Cette vitesse doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$, pour $Da \leq 250 \text{ mm}$.
- $V_a = (1,2 - 2) \text{ m/s}$, pour $250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$.
- $V_a = (1,8 - 3) \text{ m/s}$, pour $Da > 800 \text{ mm}$.

1. Pompe N° 01 :

- **Diamètre de la conduite d'aspiration :**

$d_a = 100$ mm, (donnée par logiciel caprari).

Nous prendrons 1,5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

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

Le diamètre normalisé sera : $D_a = 160$ mm

- **Vérification de la vitesse :**

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D_a^2} = \frac{4*33,35*10^{-3}}{\pi*0,16^2}$$

$$V_{asp} = 1,23 \text{ m/s}$$

Donc, condition vérifier.

2. Pompe N° 02 :

- **Diamètre de la conduite d'aspiration :**

$d_a = 125$ mm, (donnée par logiciel caprari).

Nous prendrons 1,2 comme facteur de multiplication ce qui donne :

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

Le diamètre normalisé sera : $D_a = 160$ mm

- **Vérification de la vitesse :**

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D_a^2} = \frac{4*26,68*10^{-3}}{\pi*0,16^2}$$

$$V_{asp} = 1,32 \text{ m/s}$$

Donc, condition vérifier.

3. Pompe N° 03 :

- **Diamètre de la conduite d'aspiration :**

$d_a = 65$ mm, (donnée par logiciel caprari).

Nous prendrons 1,2 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$D_a = 1,2 * 65 = 78 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé sera : $D_a = 90$ mm

- **Vérification de la vitesse :**

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D_a^2} = \frac{4*12,65*10^{-3}}{\pi*0,09^2}$$

$$V_{asp} = 1,46 \text{ m/s}$$

Donc, condition vérifier.

2) Longueur du tronçon d'aspiration :

$$L_{tr} \geq 2 D_a, \text{ on prend } L_{tr} = 2 * D_a \quad (V.19)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Longueurs des tronçons d'aspiration pour chaque pompe

	Da (mm)	Lc (m)
Pompe 01	160	0,32
Pompe 02	160	0,32
Pompe 03	90	0,18

3) Longueur du convergent :

$$L_c = (3,5 - 4) (D_a - d_a) \quad (V.20)$$

Nous prendrons 4 comme facteur de multiplication. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Longueur du convergent pour chaque pompe

	Da (mm)	da (mm)	Lc (m)
Pompe 01	160	100	0,24
Pompe 02	160	125	0,14
Pompe 03	90	65	0,1

V.10.2 équipement en aval :

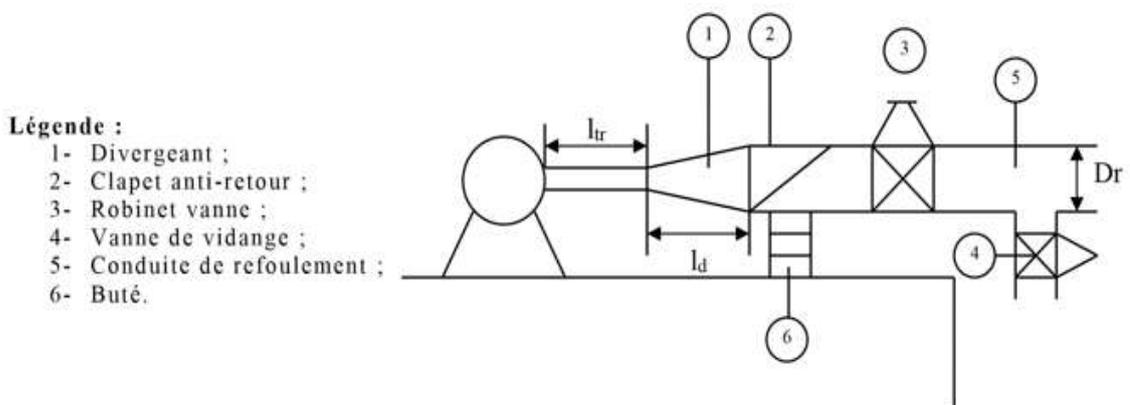


Figure V-14 : schéma d'un équipement à l'aval de la pompe

Dr : diamètre de refoulement ;

Ltr : longueur de tubulure de refoulement,

$$\mathbf{Ltr} \geq \mathbf{2*Dr}, \text{ on prend } \mathbf{Ltr} = \mathbf{2*Dr} \quad \mathbf{(V.21)}$$

dr : diamètre de tubulure de refoulement,

$$\mathbf{dr} = \mathbf{0,25*Dr} \quad \mathbf{(V.22)}$$

Ld : longueur de divergent,

$$\mathbf{Ld} = \mathbf{(3,5 \text{ à } 4) (Dr - dr)} \quad \mathbf{(V.23)}$$

On prend $Ld = 3,5 *(Dr - dr)$

Dv : diamètre de divergent

$$\mathbf{Dv} = \mathbf{0,25* Dr} \quad \mathbf{(V.24)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-9 : calcul des équipements en aval des pompes

	Dr (mm)	Ltr (m)	dr (mm)	Ld (m)	Dv (mm)
Station de pompage 01	160	0,320	40	0,42	40
Station de pompage 02	125	0,250	31,25	0,330	31,25
Station de pompage 03	90	0,180	22,5	0,240	22,5

V.11 Dimensionnement de la bache de la station de pompage :

Le dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à 15 min.

Le volume de la bache d'aspiration est déterminé selon la formule suivante :

$$\mathbf{V_{bache}} = \frac{\mathbf{Q_{maxj}*t}}{\mathbf{TF}} \quad \mathbf{(V.25)}$$

Avec :

V_{bache} : volume de la bache (m³) ;

Q_{maxj} : débit maximale journalier total ;

T_f : temps de fonctionnement de la station de pompage (T_f=16h) ;

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

V.11.1 Bâche d'aspiration N°01 :

On a, $Q_{\max j} = 33,35 \text{ l/s} = 2881,44 \text{ m}^3/\text{j}$.

Alors, le volume de la bâche sera :

$$V_{\text{bache}} = \frac{2881,44 * 0,25}{16}$$

$$V_{\text{bache}} = 45,02 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **50 m³**

V.11.2 Bâche d'aspiration N°02 :

On a, $Q_{\max j} = 26,68 \text{ l/s} = 2305,15 \text{ m}^3/\text{j}$.

Alors, le volume de la bâche sera :

$$V_{\text{bache}} = \frac{2305,15 * 0,25}{16}$$

$$V_{\text{bache}} = 36,02 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **40 m³**

V.11.3 Bâche d'aspiration N°03 :

On a, $Q_{\max j} = 12,65 \text{ l/s} = 1092,96 \text{ m}^3/\text{j}$.

Alors, le volume de la bâche sera :

$$V_{\text{bache}} = \frac{1092,96 * 0,25}{16}$$

$$V_{\text{bache}} = 17,07 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **20 m³**.

V.12 Etude de la cavitation**V.12.1 Définition :**

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydrauliques (rendement, hauteur d'élévation...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise (NPSH)_r [5].

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d \geq (NPSH)_r + r \quad (V.26)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,5)$ m, On prend : $r = 0,3$ m.

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

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

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - \left(h_{asp}^{adm} + \sum \Delta H_{asp} + \frac{v_a^2}{2g} \right) \quad (V.27)$$

Avec :

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (V.28)$$

Avec : H : altitude de la station de pompage ;

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

Tableau V-10 Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

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

Donc $T_v = 0,24$ (m.c.e).

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

$\sum \Delta H_{asp}$ = Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta H_{asp} = (1,1 - 1,15) \Delta H_{asp}^{lin} \quad (V.29)$$

ΔH_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{asp} * Q^2}{\pi^2 * g * D_a^5} \quad (V.30)$$

$$\text{Et } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{V.31})$$

ε : rugosité du matériau pour le PEHD varie entre 10^{-3} et $2 \cdot 10^{-3}$ mm, $\varepsilon = 10^{-3}$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 7\text{m}$;

Q : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (mm).

h_{asp}^{adm} : la hauteur d'aspiration admissible(m).

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

$$h_{asp}^{adm} = P_{atm} - T_v - (\text{NPSH})_r - r - \sum \Delta H_{asp} - \frac{v_a^2}{2g} \quad (\text{V.32})$$

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

P_{at} : pression atmosphérique ;

T_v : La tension de vapeur d'eau ;

$(\text{NPSH})_r$: Charge nette d'aspiration requise ;

$\sum \Delta H_{asp}$: Perte de charge totale du côté aspiration ;

r : marge de sécurité, $r = 0,3$.

V.12.2 Etude de cavitation pour chaque pompe :

1) Pompe N° 01 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 3,78$ m ;
- Altitude de la station de pompage, $H = 558,55$ m ;
- Diamètre de la conduite d'aspiration, $D_a = 160$ mm ;
- $\lambda = 0,0076$;
- La longueur de la conduite d'aspiration, $L_{asp} = 7\text{m}$;
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - (0,00139 \times 558,55) \Rightarrow P_{at} = 9,55$ (m.c.e) ;
- La vitesse d'aspiration : $V_a = 1,23\text{m/s}$;

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

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot 0,0076 \cdot 7 \cdot (33,35 \cdot 10^{-3})^2}{\pi^2 \cdot g \cdot 0,16^5} \Rightarrow \Delta H_{asp}^{lin} = 0,025 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta H_{asp} = 1,1 \cdot \Delta H_{asp}^{lin} \Rightarrow \Delta H_{asp} = 0,0275 \text{ m}$.
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,55 - 0,24 - 3,78 - 0,3 - 0,0275 - \frac{1,23^2}{2g} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,13 \text{ m}$$

Donc :

$$(\text{NPSH})_d = 9,55 - 0,24 - (5,13 + 0,0275 + \frac{1,23^2}{2g}) \Rightarrow (\text{NPSH})_d = 4,08 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = 4,08 > (\text{NPSH})_r + r = 3,78 + 0,3,$$

Donc, la condition (V.26) est vérifiée, notre pompe est loin de risque de cavitation.

2) Pompe N° 02 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(\text{NPSH})_r = 1,93 \text{ m}$;
- Altitude de la station de pompage, $H = 578,88 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite d'aspiration, $D_a = 160 \text{ mm}$;
- $\lambda = 0,0076$;
- La longueur de la conduite d'aspiration, $L_{asp} = 7 \text{ m}$;
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - (0,00139 \times 578,88) \Rightarrow P_{at} = 9,53 \text{ (m.c.e)}$;
- La vitesse d'aspiration : $V_a = 1 \text{ m/s}$;
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot 0,0076 \cdot 7 \cdot (26,68 \cdot 10^{-3})^2}{\pi^2 \cdot g \cdot 0,16^5} \Rightarrow \Delta H_{asp}^{lin} = 0,016 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta H_{asp} = 1,1 \cdot \Delta H_{asp}^{lin} \Rightarrow \Delta H_{asp} = 0,0176 \text{ m}$.
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,53 - 0,24 - 1,93 - 0,3 - 0,0176 - \frac{1^2}{2g} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7 \text{ m}$$

Donc :

$$(\text{NPSH})_d = 9,53 - 0,24 - (7 + 0,0176 + \frac{1^2}{2g}) \Rightarrow (\text{NPSH})_d = 2,22$$

$$(\text{NPSH})_d = 2,22 > (\text{NPSH})_r + r = 1,93 + 0,3,$$

Donc, la condition (V.26) est vérifiée, notre pompe est loin de risque de cavitation.

3) Pompe N° 03 :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,21 \text{ m}$;
- Altitude de la station de pompage, $H = 515,20 \text{ m}$;
- Diamètre de la conduite d'aspiration, $D_a = 90 \text{ mm}$;
- $\lambda = 0,0083$;
- La longueur de la conduite d'aspiration, $L_{asp} = 7 \text{ m}$;
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - (0,00139 \times 515,20) \Rightarrow P_{at} = 9,61 \text{ (m.c.e)}$;
- La vitesse d'aspiration : $V_a = 1,46 \text{ m/s}$;
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot 0,0083 \cdot 7 \cdot (12,65 \cdot 10^{-3})^2}{\pi^2 \cdot g \cdot 0,09^5} \Rightarrow \Delta H_{asp}^{lin} = 0,071 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta H_{asp} = 1,1 \cdot \Delta H_{asp}^{lin} \Rightarrow \Delta H_{asp} = \mathbf{0,0781 \text{ m}}$.
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,61 - 0,24 - 2,21 - 0,3 - 0,0781 - \frac{1,46^2}{2g} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = \mathbf{6,67 \text{ m}}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 9,61 - 0,24 - \left(6,67 + 0,0781 + \frac{1,46^2}{2g} \right) \Rightarrow (NPSH)_d = \mathbf{2,51 \text{ m}}$$

$$(NPSH)_d = 2,51 > (NPSH)_r + r = 2,21 + 0,3,$$

Donc, la condition (V.26) est vérifiée, il n'y a pas un risque de cavitation.

V.13 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

V.13.1 Hauteur du bâtiment

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (V.33)$$

Avec :

h₅ : Distance vertical, $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}}$;

h_p : Hauteur de la pompe ;

h_{socle} : Hauteur de socle = 0.5m ;

h_{réserve} : Hauteur de réserve = 0.5m ;

h₆ : Hauteur réserve à l'homme **h₆ = 2.2m** ;

h₇ : Hauteur de pont roulant **h₇ = 0,3 m** ;

h₈ : Hauteur de profilée **h₈ = 0,8 m** ;

h₉ : Hauteur de sécurité **h₉ = 0,5 m**.

Les résultats de calcul pour les trois stations de pompage sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 : hauteur du bâtiment des stations de pompage.

	Hauteur de la pompe (m)	Hauteur du bâtiment (m)
Station de pompage 01	0,550	5,35
Station de pompage 02	0,575	5,375
Station de pompage 03	1,450	6,25

Remarque :

Les hauteurs sont obtenues à partir des schémas donnés par le logiciel CAPRARI pour chaque pompe.

Pour la hauteur des deux bâtiments des stations de pompage (01 et 02), on prend **H= 6m**, et pour la troisième station de pompage, on prend **H=7m**

V.13.2 Largeur du bâtiment :

$$B_b = L1 + L2 + L3 + L4 + 2S \quad (V.34)$$

Avec :

S : épaisseur du mur = 0,2 m ;

L1 : distance entre e mur et le premier organe (20 à 30 cm) = 0,3 m ;

L2 : distance entre les tubulures $(0.15-0,2) = 0,2$ m ;

$$\mathbf{L3 + L4 = Lpompe + Ltr + Lta + Lc + Ld} \quad \mathbf{(V.35)}$$

lp : largeur de la pompe ;

lasp : longueur d'aspiration ;

ltr : longueur de tubulaire de refoulement ;

lc : longueur du convergent ;

ld : longueur du divergent.

Les résultats de calcul pour les trois stations de pompage sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : largeur du bâtiment des stations de pompage.

	lp(m)	Lta(m)	Ltr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Bb(m)
Station de pompage 01	0,6	0,32	0,32	0,24	0,42	2,8
Station de pompage 02	0,6	0,32	0,25	0,14	0,33	2,54
Station de pompage 03	0,4	0,18	0,18	0,10	0,24	2

Remarque :

Les longueurs sont obtenues à partir des schémas donnés par le logiciel CAPRARI pour chaque pompe.

Pour la largeur de trois bâtiments des stations de pompage, on prend **Bb= 3m**

V.13.3 Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{L_b = n_p \cdot L_{GEP} + L_{int} + L_{p.f} + L_r + L_p + 2S} \quad \mathbf{(V.36)}$$

Avec :

np : nombre de pompes = 2 pompe (tenant compte de la pompe de secours) ;

L : Longueur de la pompe +moteur ;

Lint : Distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8 - 1,2) \text{ m}$;

On prend, $L_{int} = 1\text{m}$

S : épaisseur du mur = $0,2 \text{ m}$;

Lr : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend, $L_r = 2\text{m}$.

Lp : longueur du bureau du personnel, $L_p = 3\text{m}$;

Lp.f : Longueur de la plateforme.

- **Plateforme de montage :**

Lpf : largeur de la salle des machines = **4,1m** ;

Bpf : $1,5 * \text{distance entre les groupes} = 1,5 * 1 = \mathbf{1,5m}$.

Les résultats de calcul pour les trois stations de pompage sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-13 : longueur du bâtiment des stations de pompages.

	Longueur de la pompe + moteur (m)	Longueur du bâtiment (m)
Station de pompage 01	1,516	13,532
Station de pompage 02	1,512	13,524
Station de pompage 03	0,582	11,664

Remarque :

Pour la longueur des deux bâtiments des stations de pompage (01 et 02), on prend **$L_b = 14 \text{ m}$** , et pour la troisième station de pompage, on prend **$L_b = 12\text{m}$** .

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les caractéristiques des pompes adaptées à l'usage de notre projet. Ces pompes sont de type centrifuge multicellulaire à axe horizontal pour la station de pompage N°01 et N° 02 et centrifuge monobloc à axe vertical pour la station de pompage N°03. Pour assurer un fonctionnement idéal des pompes, on a fait une vérification de la condition de cavitation.

CHAPITRE VI
PROTECTION ET POSE DE CANALISATION

Chapitre VI : Protection et pose de canalisation**Introduction**

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Ces canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les méthodes de protection des conduites (gravitaire et par refoulement) contre le coup de bélier, ainsi exposé les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

VI.1 Protection des conduites contre le coup de bélier**VI.1.1 Définition**

Le coup de bélier étant une phase exceptionnelle du régime transitoire, est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

VI.1.2 Les causes de coup de bélier

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes ;
- Démarrages d'un ou plusieurs groupes électropompes ;
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe [6].

VI.1.3 Analyse physique de coup de bélier

Le phénomène de propagation d'onde, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée (L/a), dont L , est : la longueur de la conduite et a est : la célérité d'onde. L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit [7] :

- **Phase 1** : L'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2** : Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- **Phase 3** : En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur-pressée immobile.
- **Phase 4** : A l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repars vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/a$, comportant une succession de phases de dépressions et de phases de surpressions.

VI.1.4 Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.1.4.1 Les conduites gravitaires

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

1) Caractéristique de l'adduction gravitaire

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

Tableau VI-1 : caractéristique d'adduction gravitaire

Tronçon d'adduction	Type du matériau	D (mm)	S (m2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
RT 01 – R 01	PEHD	160	0,02	0,82	2856,5	40,33
R 01 – R 04	PEHD	75	0,004	0,70	4589	61,55
RT 02 – R 02	PEHD	315	0,08	0,23	1125,89	49,5

2) Calcul de la célérité d'onde

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule de **SALAH BOUALEM** pour les conduites enterrées :

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho * \left(1 + \frac{2 * K * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)} \right)}} \quad \text{(VI.1)}$$

Avec :

C : Célérité de l'onde en (m/s) ;

a : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e_m : Epaisseur de la paroi de la conduite en (m) ;

k : Module d'élasticité (compressibilité) du liquide (pa) pour l'eau **k=2,07*10⁹ pa** ;

ρ : Densité de liquide en (kg/m³) = **1000 kg/m³** pour l'eau ;

E_m: Module de Young du matériau de la conduite (pa), **E_m = 1,2*10⁹ Pa** pour le PEHD ;

E_s : Module de Young du sol (pa), **E_s = 2*10⁸ Pa** ;

v_m : coefficient de poisson du matériau, **v_m = 0,46** pour le PEHD ;

v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, **v_s = 0,3**.

Les résultats de calcul de la célérité sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : Calcul de la célérité pour les différents tronçons de l’adduction gravitaire

Tronçon de l’adduction	K (Pa)	P (Kg/m ³)	ν_m	ν_s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	D _{int} (mm)	e _m (mm)	C (m/s)
RT 01 – R 01	2,07* 10 ⁹	1000	0,46	0,3	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	130,8	14,6	452,94
R 01 – R 04	2,07*10 ⁹	1000	0,46	0,3	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	48,8	7,1	475,38
RT 02 – R 02	2,07* 10 ⁹	1000	0,46	0,3	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	90	10	452,71

3) Calcul de temps de retour de l’onde

Le temps de retour de l’onde de déformation est donné par la formule suivante :

$$T_r = \frac{2L}{c} \tag{VI.2}$$

Avec :

T_r : temps de retour de l’onde (s) ;

C : célérité d’onde (m/s) ;

L : longueur de la conduite.

Tableau VI-3 : Calcul de temps de retour de l’onde de déformation.

Tronçon de l’adduction	L (m)	C (m/s)	T _r (s)
RT 01 – R 01	2856,5	452,94	12,61
R 01 – R 04	4589	475,38	19,31
RT 02 – R 02	1125,89	452,71	4,97

Afin de protéger ces conduites gravitaires, il faut que le temps de la fermeture de la vanne ‘T’ soit supérieur au temps de retour de l’onde de déformation, T > T_r.

Dans notre cas, on choisit une vanne de temps de fermeture égal à 45 min = 2700 secondes.

4) Calcul de la valeur numérique du coup de bélier

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2L V_0}{gT} \tag{VI.3}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite (m) ;

T : temps de fermeture totale de la vanne, $T = 45 \text{ min} = 2700 \text{ s}$;

V₀ : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur égale à $9,81 \text{ m/s}^2$.

➤ **La surpression :**

$$H_{\max} = H_g + b \quad (\text{VI.4})$$

➤ **La dépression :**

$$H_{\min} = H_g - b \quad (\text{VI.5})$$

Tableau VI-4 : Calcul de la valeur de coup de bélier.

Tronçon d'adduction	L (m)	V (m/s)	b(m)	H _g (m)	H _{max} (m)	H _{min} (m)
RT 01 – R 01	2856,5	0,82	0,18	40,33	40,51	40,15
R 01 – R 04	4589	0,70	0,24	61,55	61,79	61,31
RT 02 – R 02	1125,89	0,23	0,02	49,5	49,52	49,48

La pression nominale de nos conduites choisie est de 16 bars = 160 m. Pour les trois tronçons d'adduction gravitaires, on a $P_{\text{nominale}} > H_{\max}$.

Donc, les vannes choisis sont suffisantes pour la protection des conduites.

VI.1.4.2 Les conduites par refoulement

1) Les remèdes anti-bélier pour les conduites de refoulement :

- **Les ventouses :** une entrée d'air est possible dans les cas de dépression.
- **Les soupapes de décharges :** elles permettent de réguler la pression en laissant s'échapper un certain débit. L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. L'utilisation de ces soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.
- **Cheminée d'équilibre :** lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits.

- **Volant d’inertie** : Le volant d’inertie permet de ralentir plus progressivement l’arrêt des pompes en cas de panne de courant électrique (ou du moteur).
- **Réservoir d’aire anti-bélier** : un réservoir d’air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l’air sous pression et la partie inférieure un certain volume d’eau. Ainsi, lors d’un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l’eau à la conduite, réduisant l’abaissement de pression du au coupe de bélier. Lorsque le sens de l’écoulement s’inverse, l’aire du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d’eau.

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection, le réservoir d’air.

2) **Caractéristique de l’adduction par refoulement**

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

Tableau VI-5 : caractéristique d’adduction par refoulement

Tronçon d’adduction	Type du matériau	D (mm)	S (m2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 01 – RT 01	PEHD	160	0,020	1,23	772,5	62,04
SP 02 – RT 02	PEHD	125	0,012	1,6	1559	34,76
SP 03 – R 03	PEHD	90	0,0064	1,47	3466	180,13

3) **Calcul de la célérité d’ondes** :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est calculée à l’aide de la formule améliorée par **SALAH BOUALEM** pour les conduites enterrées :

$$C = \sqrt{\frac{K}{\rho * \left(1 + \frac{2 * K * a * (1 - v_m^2) * (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - v_s)} \right)}} \tag{VI.6}$$

Avec :

C : Célérité de l’onde en (m/s) ;

a: Diamètre intérieure de la conduite (m) ;

e_m: Epaisseur de la paroi de la conduit en (m) ;

k : Module d'élasticité (compressibilité) du liquide (pa) pour l'eau **k=2,07*10⁹ pa** ;

ρ : Densité de liquide en (kg/m³) = **1000 kg/m³** pour l'eau ;

E_m: Module de Young du matériau de la conduite (pa), **E_m = 1,2*10⁹ Pa** pour le PEHD ;

E_s : Module de Young du sol (pa), **E_s = 2*10⁸ Pa** ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau, **ν_m = 0,46** pour le PEHD ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, **ν_s = 0,3**.

Les résultats de calcul de la célérité sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 : paramètre de calcul de la célérité

Tronçon de l'adduction	K (Pa)	P (Kg/m ³)	ν _m	ν _s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	D _{int} (mm)	e _m (mm)	C (m/s)
SP 01 – RT 01	2,07* 10 ⁹	1000	0,46	0,3	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	130,8	14,6	453
SP 02 – RT 02	2,07*10 ⁹	1000	0,46	0,3	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	102,2	11,4	452,96
SP 03 – R 03	2,07* 10 ⁹	1000	0,46	0,3	2*10 ⁸	1,2*10 ⁹	73,6	8,2	452,87

4) Calcul du volume du réservoir d'air

Comme méthode de calcul, on distingue :

→ Méthode de VIBERT :

La méthode de **VIBERT** c'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air, elle ne tient pas compte de l'organe d'étranglement. Cette méthode donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes des réservoirs d'air importants dans le cas de grandes installations.

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U₀ de l'aire contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V₀.

En fonctionnement normal les caractéristiques de l'air dans le réservoir donné par Z₀, Z_{max}, Z_{min}.

Tel que :

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression ;

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression ;

Z_0 : pression absolue en m.c.e.

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (VI.7)$$

L'expression de volume U_0 est :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} * \frac{L*S}{f(\frac{Z}{Z_0})} \quad (VI.8)$$

Avec :

U_0 : volume de l'air en m^3 ;

V_0 : vitesse d'écoulement en m/s ;

L : longueur de la conduite ;

S : section de la conduite (m^2).

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C V_0}{g} \quad (VI.9)$$

On : $\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad \text{Voir Annexe 'c'}$

A partir de L et S , on tire U_0 , donc :

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

U_{max} : est le volume du réservoir d'air en (m^3).

- La charge statique absolue :

Tableau VI-7 : la charge statique absolue

$Z_0 = H_g + 10$		
Tronçon de l'adduction	Hg (m)	Z ₀ (m.c.e)
SP 01 – RT 01	62,04	72,04
SP 02 – RT 02	34,76	44,76
SP 03 – R 03	180,13	190,13

- La charge maximale absolue

Les résultats de calcul de la charge maximale absolue sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 : la charge maximale absolue

$Z_{max} = Z_0 + \frac{C V_0}{g}$				
Tronçon de l'adduction	Z ₀ (m.c.e)	C (m/s)	V ₀ (m/s)	Z _{max}
SP 01 – RT 01	72,04	453	1,23	128,84
SP 02 – RT 02	44,76	452,96	1,60	118,64
SP 03 – R 03	190,13	452,87	1,47	257,99

- Calcul de $\frac{Z_{max}}{Z_0}$ et $\frac{h_0}{Z_0}$:

On a, $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$, avec : V₀ : la vitesse d'écoulement en (m/s).

Tableau VI-9 : Calcul de Z_{max}/Z₀ et h₀/Z₀

Tronçon d'adduction	Z ₀	Z _{max}	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	V ₀ (m/s)	$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$	$\frac{h_0}{Z_0} * 10^{-3}$
SP 01 – RT 01	72,80	128,84	1,79	1,23	0,077	1,069

Tronçon d'adduction	Z ₀	Z _{max}	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	V ₀ (m/s)	$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$	$\frac{h_0}{Z_0} * 10^{-3}$
SP 02 – RT 02	44,76	118,64	2,65	1,60	0,130	2,904
SP 03 – R 03	190,13	257,99	1,36	1,46	0,110	0,578

- Le volume du réservoir d'air

→ Tronçon (SP 01 – RT 01) :

D'après l'abaque de VIBERT (annexe) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 9 * 10^{-3} \rightarrow U_0 = L * S * 9 * 10^{-3} = 0,13905 \text{ m}^3.$$

$$\text{Et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,62 \rightarrow Z_{min} = Z_0 * 0,62 = 45,14 \text{ m} .$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 U_0}{Z_{min}} = 0,22425 \text{ m}^3 = 224,25 \text{ litres}.$$

Le volume normalisé du réservoir d'air est **300 litres**.

Tableau VI-10 : Calcul de volume de réservoir d'air du tronçon (SP 01 – RT 01)

$\frac{U_0}{LS}$	U ₀ (m ³)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	Z _{min} (m)	U _{max} (m ³)	Volume normalisé (litres)
9*10 ⁻³	0,13905	0,62	45,14	0,22425	300

→ Tronçon (SP 02 – RT 02) :

D'après l'abaque de VIBERT (annexe) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 1,6 * 10^{-2} \rightarrow U_0 = L * S * 1,6 * 10^{-2} = 0,3 \text{ m}^3.$$

$$\text{Et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,57 \rightarrow Z_{min} = Z_0 * 0,57 = 25,5132 \text{ m}.$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 U_0}{Z_{min}} = 0,52632 \text{ m}^3 = 526,32 \text{ litres}$$

Le volume normalisé du réservoir d'air est **600 litres**.

Tableau VI-11 : Calcul de volume de réservoir d'air du tronçon (SP 02 – RT 02)

$\frac{U_0}{LS}$	U_0 (m ³)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	Z_{min} (m)	U_{max} (m ³)	Volume normalisé (litres)
$1,6 \cdot 10^{-2}$	0,3	0,57	25,5132	0,52632	600

→ **Tronçon (SP 03 – R 03) :**

D'après l'abaque de VIBERT (annexe) on obtient :

$$\frac{U_0}{LS} = 2,4 \cdot 10^{-2} \rightarrow U_0 = L \cdot S \cdot 2,4 \cdot 10^{-2} = 0,5324 \text{ m}^3.$$

Et $\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,755 \rightarrow Z_{min} = Z_0 \cdot 0,755 = 143,55\text{m}.$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \cdot U_0}{Z_{min}} = 0,70516 \text{ m}^3 = 705,16 \text{ litres}.$$

Le volume normalisé du réservoir d'air est **800 litres**.

Tableau VI-12 : Calcul de volume de réservoir d'air du tronçon (SP 03 – R 03).

$\frac{U_0}{LS}$	U_0 (m ³)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	Z_{min} (m)	U_{max} (m ³)	Volume normalisé (litres)
$2,4 \cdot 10^{-2}$	0,5324	0,755	143,55	0,70516	800

VI.2 Pose de canalisation

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

VI.2.1 Principe de pose de canalisation

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter des élargissements plus importants appelés niches, Elle est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée, de $(D_{est} + 0.6)$ m.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour le vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 m.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz [8].

VI.2.2 Les différents types de pose des canalisations

1. Pose dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 70 cm.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui ont subies des chocs, des fissures, ...ect, après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

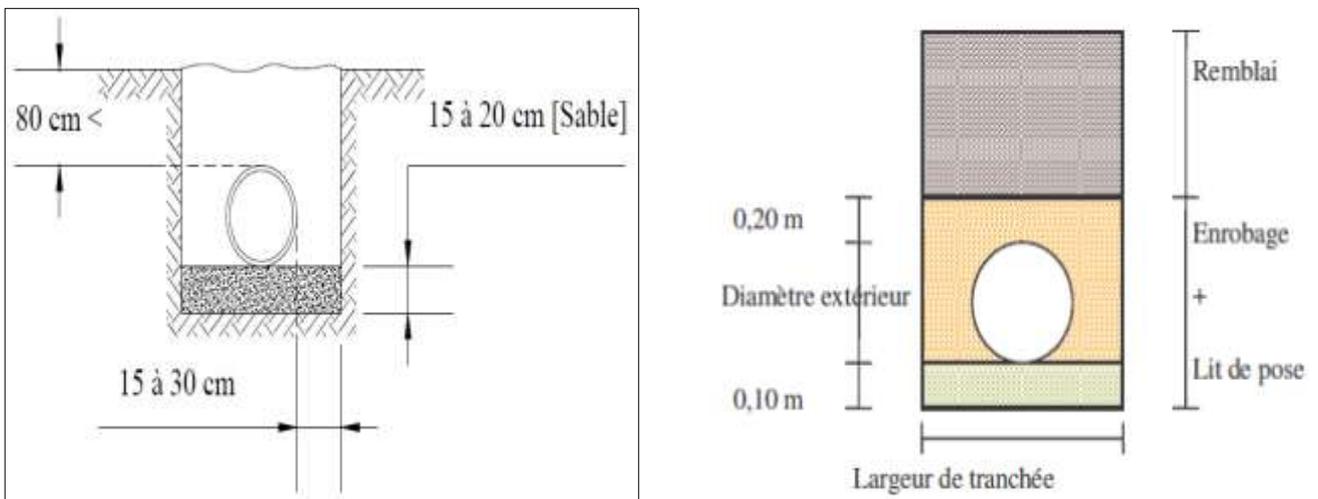


Figure VI-1 : pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire

2. Pose en mauvais terrain

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), on peut envisager quelques solutions :

- **Cas d'un terrain peu consistant**

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

- **Cas d'un terrain mouillé :**

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

3. Pose dans des points spéciaux

- **Traversé des routes :**

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (fourreau en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures.

- **Traversé d'une rivière :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.

L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).

4. Pose en galerie :

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 (sauf aqueducs) 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 des deux côtés de la route.

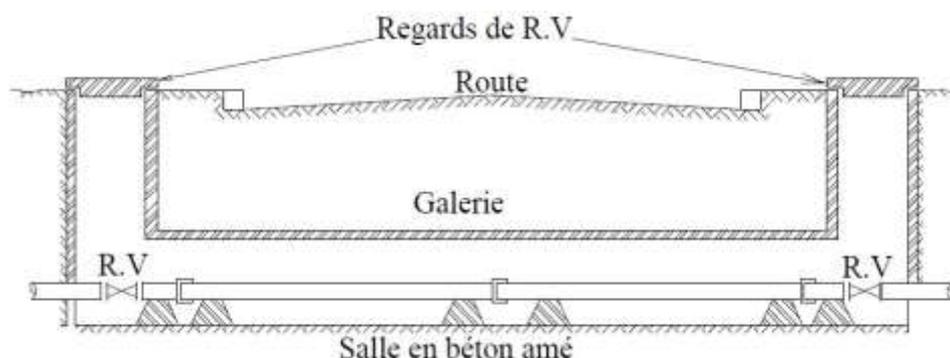


Figure VI-2 : pose d'une canalisation en galerie.

VI.2.3 Essais hydrostatique du réseau

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteint la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar.

VI.2.4 Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

VI.2.5 Précaution intéressant les conduites

L'entrepreneur prendra toutes les dispositions utiles pour qu'à aucun moment les travaux, des corps étrangers ne viennent pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

VI.2.6 La stérilisation les conduites neuves avant la mise en service

La conduite doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

Conclusion

Afin de protéger les conduites contre le phénomène du coup de bélier, nous avons placé des réservoirs d'air anti-bélier pour les conduites en refoulement. Pour ce qui est des conduites gravitaires, on a opté pour des vannes à fermeture lente.

CHAPITRE VII
ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction

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

VII.1 Différents travaux du projet

VII.1.1 Travaux concernant l'adduction

1) Les étapes de réalisation d'une adduction

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'une adduction sont :

a) Matérialisation de l'axe :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

b) Nivellement de la plateforme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en ce point.

c) 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.

d) 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.

e) 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 ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

f) Epreuve de joint 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.

g) Remblayage des tranchées

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

h) 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.

2) Choix de la section transversale de la tranchée

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, cette largeur augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}) ;
- La largeur de la tranchée (b).

a) La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieures) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D_{ext} + h + h_1 \quad (VII.1)$$

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

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est généralement de 80 cm ;

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

➔ Dans notre cas ; $H_{tr} = D_{ext} + 0.95$ (m).

b) La largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre extérieur de la conduite on laisse un espace « e » de chaque côté de la conduite.

$$b = D_{ext} + 2*e \quad (VII.2)$$

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

e : espace de chaque côté de la conduite, $e = 30$ cm.

➔ $b = D_{ext} + 0,6$ (m)

Les résultats de calcul de la profondeur et la largeur sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Les profondeurs et les largeurs de la tranchée

Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Largeur (m)
75	1,025	0,675
90	1,04	0,69
315	1,265	0,915
125	1,075	0,725
160	1,11	0,76

3) Calcul des volumes des travaux de l'adduction

a) Volume de déblai :

$$V_d = L * b * H_{tr} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

V_d : volume de déblai (m³) ;

L : la longueur de la tranchée (m) ;

b : la largeur de la tranchée (m) ;

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

Tableau VII-2 : Calcul des volumes des déblais

Diamètre (mm)	longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Volume déblai V (m ³)
75	4589	0,675	1,025	3175,014
90	3466	0,69	1,04	2487,202
315	1125,89	0,915	1,265	1303,20
125	1559	0,725	1,075	1215,046
160	772,5	0,76	1,11	651,681
160	2856,5	0,76	1,11	2409,743
Volume total				11241,886

b) Volume de lit de sable :

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

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

Avec :

V_s : le volume de lit de sable (m³) ;

L : la longueur de la tranchée (m) ;

b : la largeur de la tranchée (m) ;

e : l'épaisseur de lit de sable (m), e= 0,15m.

Tableau VII-3 : Calcul du volume du lit de sable

Diamètre (mm)	Longueur L (m)	Largeur b (m)	Epaisseur e (m)	Volume sable V (m ³)
75	4589	0,675	0,15	464,636
90	3466	0,69	0,15	358,731
315	1125,89	0,915	0,15	154,528
125	1559	0,725	0,15	169,541
160	772,5	0,76	0,15	88,065
160	2856,5	0,76	0,15	325,641
Volume total				1561,142

Donc, le volume de lit de pose total nécessaire à la réalisation de l'adduction est :

$$V = 1561,142 \text{ m}^3.$$

c) Volume de remblai compacté :

Le volume de remblai sera le volume de déblai réduit du volume occupé par la conduite et le volume de lit de sable.

$$V_r = V_d - V_c - V_s \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

V_r : volume de remblai compacté (m³) ;

V_d : volume de déblai (m³) ;

V_s : volume de lit de sable (m³) ;

V_c : volume occupé par la conduite (m³).

$$V_c = S * L = \frac{\pi * D^2}{4} * L \quad (\text{VII.6})$$

Tel que :

D : diamètre de la conduite (mm) ;

L : longueur de la conduite (m).

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-4 : Calcul de volume occupé par la conduite

Diamètre (mm)	L (m)	S (m ²)	V _c (m ³)
75	4589	0,0044	20,192
90	3466	0,0064	22,182
315	1125,89	0,0779	87,706
125	1559	0,0123	19,176
160	772,5	0,0201	15,527
160	2856,5	0,0201	57,416

Tableau VII-5 : Calcul de volume de remblai compacté

Diamètre (mm)	Volume déblai V (m ³)	Volume sable V _s (m ³)	Volume conduite V _c (m ³)	Volume remblai V _r (m ³)
75	3175,014	464,636	20,192	2690,186
90	2487,202	358,731	22,182	2106,288
315	1303,20	154,528	87,706	1060,966
125	1215,046	169,541	19,176	1026,329
160	651,681	88,065	15,527	548,089
160	2409,743	325,641	57,416	2026,687
Volume total	10693,076	1518,262	139,223	9458,545

4) Calcul des prix

Les résultats de calcul de prix total des travaux d'adduction sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6 : Cout total des travaux d'adduction.

Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	11241,886	m ³	300	3372565,8
Lit de sable	1561,142	m ³	800	1248913,6
Remblais compactés	9458,545	m ³	400	3783418
Ø 75 PN16	4589	ml	800	3671200
Ø 90 PN16	3466	ml	900	3119400
Ø 315 PN16	1125,89	ml	2000	2251780
Ø 125 PN16	1559	ml	1300	2026700
Ø 160 PN16	772,5	ml	1800	1390500
Ø 160 PN16	2856,5	ml	1800	5141700
			Montant (HT)	26006177,4
			TVA	19%
			Montant (TTC)	30947351,106

VI.1.2 Les travaux concernant les stations de pompage :

Tableau VII-7 : récapitulation des dimensions du bâtiment des stations de pompage.

Station	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Portée entre axe poteau	Fouille L _f *l _f *h _f (m)	Semelle L _s *l _s *h _s (m)	Demi-poteau A _{dp} *b _{dp} *h _{dp} (cm)	Ceinture A _c *h _c (cm)	Dalle inférieure	Poteau A _p *l _p *h _p (cm)
01	15	3	6	3	3*3*2	2*2*0,6	40*40*140	40*60	10	40*40*300
02	15	3	6	3	3*3*2	2*2*0,6	40*40*140	40*60	10	40*40*300
03	12	3	7	3	3*3*2	2*2*0,6	40*40*140	40*60	10	40*40*300

1) Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

a) Calcul de nombre de poteaux :

- Nombre de poteaux sur la longueur :

$$N_p = \frac{L}{portée} + 1 \quad (VII.7)$$

- Nombre de poteaux sur la largeur :

$$N_p = \frac{l}{portée} + 1 \quad (VII.8)$$

Avec :

L : L_{sp} + un coté de poteau (m) ;

l : l_{sp} + un coté de poteau (m) ;

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 : calcul du nombre de poteaux.

Station	L (m)	l (m)	Portée	N _p sur la longueur	N _p sur la largeur	N _p total
SP 01 et SP 02	15,4	3,4	3	7	3	21
SP 03	12,4	3,4	3	6	3	18

- b) Volume de déblai des fouilles :

$$V_{df} = L_f * l_f * h_f * N^{br}_{poteaux} \quad (VII.9)$$

Avec :

V_{df} : volume de déblai de fouille (m³) ;

L_f : longueur de la fouille (m) ;

l_f : largeur de la fouille (m) ;

H_f : hauteur de la fouille (m).

Tableau VII-9 : Calcul du volume de déblai des fouilles.

Stations	L _f (m)	l _f (m)	h _f (m)	N ^{br} poteaux	V _{df} (m ³)
SP 01	3	3	2	21	378
SP 02				21	378
SP 03				18	324
Volume total					1080

c) **Volume de béton de propreté sous la semelle dosée a 150 kg/m³ :**

$$V_{bp/s} = L_{bp} * l_{bp} * e_{bp} * N_{p.T} \quad (VII.10)$$

Avec :

V_{bp/s} : volume de béton de propreté sous la semelle (m³) ;

L_{bp} : la longueur de béton de propreté = la longueur de fouille, **L_{bp}** = 3m ;

l_{bp} : la largeur de béton de propreté = la largeur de fouille, **l_{bp}** = 3m ;

e_{bp} : épaisseur de béton de propreté, varie entre 5 et 10 cm. On prend, **e_{bp}** = 10 cm ;

N_{p.T} : nombre totale des poteaux.

Tableau VII-10 : Calcul du volume de béton de propreté sous la semelle.

Stations	L _{bp} (m)	l _{bp} (m)	E _{bp} (m)	N ^{br} poteaux	V _{bp} (m ³)
SP 01	3	3	0,1	21	18,9
SP 02				21	18,9
SP 03				18	16,2
Volume total					54

d) **Volume de béton armé de la semelle dosé à 350 kg/m³ :**

$$V_s = L_s * l_s * h_s * N^{br} \text{ poteaux} \quad (VII.11)$$

Avec :

V_s : volume de béton armé de la semelle (m³) ;

L_s : longueur de la semelle (m) ;

l_s : largeur de la semelle (m) ;

H_s : hauteur de la semelle (m).

Tableau VII-11 : Calcul du volume de béton armé de la semelle.

Stations	L _s (m)	l _s (m)	H _s (m)	N ^{br} poteaux	V _s (m ³)
SP 01	2,8	2,8	0,6	21	98,78
SP 02				21	98,78
SP 03				18	84,67
Volume total					282,23

e) Volume du béton armé des demi-poteaux dosés à 350 kg/s :

$$V_{dp} = L_{dp} * l_{dp} * h_{dp} * N_{p.T} \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

V_{dp} : volume de béton armé des demi poteaux (m^3) ;

L_{dp} : la longueur de demi poteau (m) ;

l_{dp} : la largeur de demi poteau (m) ;

h_{dp} : la hauteur de demi poteau (m) ;

$N_{p.T}$: nombre totale des poteaux.

Tableau VII-12 : Calcul du volume de béton armé des demi-poteaux.

Stations	L_{dp} (m)	l_{dp} (m)	h_{dp} (m)	N ^{br} poteaux	V_{dp} (m^3)
SP 01	0,4	0,4	1,3	21	4,37
SP 02				21	4,37
SP 03				18	3,74
Volume total					12,48

f) Volume de remblai des fouilles :

$$V_{rf} = V_{df} - (V_s + V_{BP/S} + V_{dp}) \quad (\text{VII.13})$$

Avec :

V_{rf} : volume de remblai des fouilles (m^3) ;

V_{df} : volume de déblai de fouille (m^3) ;

V_s : volume de béton armé de la semelle (m^3) ;

$V_{bp/s}$: volume de béton de propreté sous la semelle (m^3) ;

V_{dp} : volume de béton armé des demi-poteaux (m^3).

Tableau VII-13 : Calcul de volume de remblai des fouilles.

Station	V _{df} (m ³)	V _s (m ³)	V _{bp/s} (m ³)	V _{dp} (m ³)	V _{rf} (m ³)
SP 01, SP 02, SP 03	1080	282,23	54	12,48	731,29

g) Volume de béton de propreté sous la ceinture dosée à 150 kg/m³ :

$$V_{bp/c} = (S_{dalle} - S_{casier} - S_{poteau}) * e_{bp} \quad (VII.14)$$

Avec :

V_{bp/c} : volume de béton de propreté sous la ceinture (m³) ;

S_{dalle} : la surface de la dalle (m²), S_{dalle} = L*1 ;

S_{poteau} : la surface des poteaux (m²), S_{poteau} = (L_p* l_p) *N^{bre} poteau = (0,4* 0,4) *N^{bre} poteau ;

S_{casier} : la surface du casier (m²),

$$S_{casier} = (L_{casier} * l_{casier}) * N^{bre} casier = (2,6 * 2,6) * N^{bre} casier$$

$$N^{bre} casier = \frac{Lsp}{porté} * \frac{lsp}{porté}$$

e_{bp} : épaisseur de béton de propreté, varie entre 5 et 10 cm. On prend, e_{bp} = 10 cm.

Tableau VII-14 : Calcul de volume de béton de propreté sous la ceinture.

Station	S _{dalle} (m ²)	S _{poteau} (m ²)	N ^{bre} casier	S _{casier} (m ²)	e _{bp} (m)	V _{bp/c} (m ³)
SP 01	52,36	3,36	5	33,88	0,1	1,51
SP 02	52,36	3,36	5	33,88		1,51
SP 03	42,16	2,88	4	27,04		1,22
Volume total						4,24

h) Volume de béton armé de la ceinture dosé à 350 kg/m³ :

$$V_{ba.c} = (S_{dalle} - S_{casier}) * h_c \quad (VII.15)$$

Avec :

$V_{ba.c}$: volume de béton armé de la ceinture (m³) ;

S_{dalle} : la surface de la dalle (m²) ;

S_{casier} : la surface des casiers (m²) ;

h_c : la hauteur de la ceinture (m).

Tableau VII-15 : Calcul de volume de béton armé de la ceinture.

Station	S_{dalle} (m ²)	S_{casier} (m ²)	h_c (m)	$V_{ba.c}$ (m ³)
SP 01	52,36	33,88	0,6	11,088
SP 02	52,36	33,88		11,088
SP 03	42,16	27,04		9,072
Volume total				31,25

i) Volume de remblai des casiers :

$$V_{r.c} = S_{casier} * (h_c - 7cm) \quad (VII.16)$$

Avec :

$V_{r.c}$: volume de remblai des casiers (m³) ;

S_{casier} : la surface des casiers (m²) ;

h_c : la hauteur de la casier (m), $h_c = \text{épaisseur de ceinture} + \text{épaisseur du béton de propreté}$,

$h_c = 60 + 10 = 70 \text{ cm}$.

Tableau VII-16 : Calcul de volume de remblai des casiers.

Station	S_{casier} (m ²)	h_c (m)	$V_{r.c}$ (m ³)
SP 01	33,88	0,7	21,34
SP 02	33,88		21,34
SP 03	27,04		17,04
Volume total			59,72

j) **Volume du béton armé de la plateforme :**

$$V_{ba,p} = S_{casier} * e_p \quad (VII.17)$$

Avec :

$V_{ba,p}$: volume du béton armé de la plateforme (m³) ;

S_{casier} : la surface des casiers (m²) ;

e_p : épaisseur de la plateforme, $e_p = 7\text{cm}$.

Tableau VII-17 : Calcul de volume du béton armé de la plateforme.

Station	S_{casier} (m ²)	e_p (m)	$V_{ba,p}$ (m ³)
SP 01	33,88	0,07	2,37
SP 02	33,88		2,37
SP 03	27,04		1,89
Volume total			6,63

k) **Volume du béton armé des poteaux dosés à 350 kg/s :**

$$V_p = L_p * l_p * h_p * N_{p,T} \quad (VII.18)$$

Avec :

V_p : volume de béton armé des poteaux (m³) ;

L_p : la longueur de poteau (m) ;

l_p : la largeur de poteau (m) ;

h_p : la hauteur de poteau (m) ;

$N_{p,T}$: nombre totale des poteaux.

Tableau VII-18 : Calcul du volume de béton armé des poteaux.

Stations	L_p (m)	l_p (m)	h_p (m)	N^{br} poteaux	V_p (m ³)
SP 01	0,4	0,4	3	21	10,08
SP 02				21	10,08
SP 03				18	8,64
Volume total					28,8

l) Volume de béton armé de la dalle dosé de 350 kg/m³ :

$$V_{ba,d} = S_{dalle} * e_p \quad (VII.19)$$

Avec :

$V_{ba,d}$: volume du béton armé de la dalle (m³) ;

S_{dalle} : la surface la dalle (m²) ;

e_p : épaisseur de la dalle, $e_p= 10\text{cm}$.

Tableau VII-19 : Calcul de volume du béton armé de la dalle.

Station	S_{dalle} (m ²)	e_p (m)	$V_{ba,d}$ (m ³)
SP 01	52,36	0,1	5,236
SP 02	52,36		5,236
SP 03	42,16		4,216
Volume total			14,69

m) Volume du béton armé de la poutrelle :

$$V_{ba,p} = 30\% * V_{ba,d} \quad (VII.20)$$

$$\rightarrow V_{ba,p} = 0,3 * 14,69 = 4,41 \text{ m}^3.$$

Donc, le béton armé de la poutrelle pour les trois stations de pompage est **4,41 m³**.

n) Nombre de l'hourdis :

$$N_{hurd} = \frac{S_{casier}}{S_{hurd}} \quad (VII.21)$$

Avec :

S_{casier} : la surface des casiers (m²) ;

S_{hurd} : la surface de l'hourdis (m²), $S_{hurd} = 0,48 * 0,2 = 0,096 \text{ m}^2$.

Tableau VII-20 : Calcul de nombre de l'hourdis.

Station	S _{casier} (m ²)	S _{hourd} (m ²)	N _{hourd}
SP 01	33,88	0,096	353
SP 02	33,88		353
SP 03	27,04		282
Nombre total			988

Donc, le nombre de pièces de l'hourdis pour les trois stations de pompage est de **1000** pièces.

o) Nombre de pièces de briques :

$$N_b = \frac{S_{mur} * n_{mur} - (S_f + S_p)}{S_{briques}} \quad (VII.22)$$

Avec :

N_b : nombre de pièces de brique ;

S_{mur} : surface du mur (m²), S_{mur} = coté de casier * h_{poteau} = 2,6 * 3 = **7,8 m²** ;

n_{mur} : nombre des murs, n_{mur} = (4+1) * 2 = **10 murs** ;

S_f : surface des fenêtres (m²), S_f = (1,5 * 2) * 4 = **12m²** ;

S_p : surface des portes (m²), S_p = 4 * 3 = **12 m²** ;

S_b : surface d'une pièce de brique, S_b = 0,3 * 0,2 = **0,06 m²**.

Tableau VII-21 : Calcul du nombre de pièces de briques.

Stations	S _p (m ²)	S _f (m ²)	S _b (m ²)	S _{mur} (m ²)	N ^{br} _{mur}	N _b
SP 01	12	12	0,06	7,8	16	1680
SP 02					16	1680
SP 03					14	1420
Nombre total						4780

Donc, le nombre de pièce de briques pour les trois stations de pompage est : **5000** pièces.

p) Calcul de crépissage extérieur :

$$S_{\text{cré/ex}} = [(h_p + h_{\text{cein}}) * L_{\text{sp}} + (h_p + h_{\text{cein}}) * l_{\text{sp}}] * 2 - (S_p + S_f) \quad (\text{VII.23})$$

Avec :

 $S_{\text{cré/ex}}$: la surface de crépissage extérieurs (m²) ; L_{sp} : la longueur de la station de pompage(m) ; l_{sp} : la largeur de la station de pompage(m) ; h_{cein} : la hauteur de la ceinture (m) ; h_p : la hauteur de poteau (m) ; S_f : surface des fenêtres (m²) ; S_p : surface des portes (m²).

Tableau VII-22 : Calcul de la surface de crépissage extérieur.

Station	L (m)	l (m)	h _{cein} (m)	h _p (m)	S _f (m ²)	S _p (m ²)	S _{cré/ex} (m ²)
SP 01	15,4	3,4	0,6	3	12	12	111,36
SP 02	15,4	3,4					111,36
SP 03	12,4	3,4					89,76
Surface totale							312,48

q) Calcul de crépissage intérieur :

$$S_{\text{cré/in}} = [h_p * L_{\text{sp}} + h_p * l_{\text{sp}}] * 2 - (S_p + S_f) \quad (\text{VII.24})$$

Avec :

 $S_{\text{cré/in}}$: la surface de crépissage intérieur (m²) ; L_{sp} : la longueur de la station de pompage(m) ; l_{sp} : la largeur de la station de pompage(m) ; h_p : la hauteur de poteau (m) ; S_f : surface des fenêtres (m²) ; S_p : surface des portes (m²).

Tableau VII-23 : Calcul de la surface de crépissage intérieur.

Station	L (m)	l (m)	h _p (m)	S _f (m ²)	S _p (m ²)	S _{cré/in} (m ²)
SP 01	15,4	3,4	3	12	12	88,8
SP 02	15,4	3,4				88,8
SP 03	12,4	3,4				70,8
Surface totale						248,4

2) Calcul des prix :

Les résultats de calcul de cout total des travaux des stations de pompages sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-24 : Cout total des travaux des stations de pompages.

Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai des fouilles	1080	m ³	300	324000
remblai des fouilles	731,29	m ³	400	292516
remblai des casiers	59,72	m ³	400	23888
béton de propreté sous les semelles	54	m ³	10000	540000
béton de propreté sous les ceintures	4,24	m ³	10000	42400
béton armé des semelles	282,23	m ³	40000	11289200
béton armé des demi-poteaux	12,48	m ³	40000	499200
béton armé des ceintures inférieurs	31,25	m ³	40000	1250000
béton armé des plateformes	6,63	m ³	40000	265200
béton armé des poteaux	28,8	m ³	40000	1152000
béton armé de ceintures supérieures	31,25	m ³	40000	1250000
béton armé des poutrelles	4,41	m ³	40000	176400
béton armé des dalles	14,69	m ³	40000	587600
briques	5000	U	30	150000

Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
hourdis	1000	U	45	45000
crépissage intérieurs	248,4	m ²	400	99360
crépissage supérieurs	312,48	m ²	500	156240
			Montant (HT)	18143004
			TVA	19%
			Montant (TTC)	21590175

VI.1.3 Les travaux concernant les réservoirs :

1) Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Tableau VII-25 : Récapitulation des dimensions des réservoirs tampon.

réservoirs	Capacité (m ³)	Profondeur de terrassement de bon sol H, (m)	Diamètre intérieur des réservoirs D, (m)	Epaisseur du radier a (m)	Epaisseur des parois b (m)	Flèche de la coupole F (m)	Hauteur des réservoirs H (m)
01 et 02	200	1,6	8	0,25	0,2	0,8	4

a) Volume de déblai :

$$V_d = \frac{\pi}{4} * (D_T)^2 * P_{B.S} \quad (VII.25)$$

Avec :

V_d : volume de déblai (m³) ;

P_{B.S} : profondeur de bon sol (m), **P_{B.S} = 2m** ;

D_T: diamètre total du réservoir (m), tel que :

$$D_T = D_{int} + 2 * e_p + 2 * r + 2 * e_o \quad (VII.26)$$

Avec :

D_{int} : diamètre intérieur du réservoir (m) ;

e_p : épaisseur de la paroi (m) ;

r : le rebord, **r = 0,3 m** ;

e_o : espacement pour les ouvriers (m), $e_o = 0,6$ m.

Donc, $D_T = 10,2$ m

$$\rightarrow V_d = \frac{\pi}{4} * (10,2)^2 * 1,6 = 130,74 \text{ m}^3$$

b) Volume de béton de propreté sous le radier :

$$V_{bp/r} = \frac{\pi}{4} * D_T * e_{bp} \quad (\text{VII.27})$$

Avec :

$V_{bp/r}$: volume de béton de propreté sous le radier (m^3) ;

D_T : diamètre total du réservoir (m) ;

e_{bp} : épaisseur de béton de propreté, varie entre 5 et 10 cm. On prend, $e_{bp} = 10$ cm.

$$\rightarrow V_{bp/r} = \frac{\pi}{4} * (10,2)^2 * 0,1 = 8,17 \text{ m}^3.$$

Donc, le volume de béton de propreté sous le radier est de **8,17 m³**.

c) Volume du béton armé du radier :

$$V_{B.a.r} = \frac{\pi}{4} * (D_{int} + 2 * e_p + 2 * r)^2 * e_r \quad (\text{VII.28})$$

Avec :

$V_{B.a.r}$: volume de béton armé du radier (m^3) ;

e_p : épaisseur de la paroi (m) ;

r : le rebord, $r = 0,3$ m ;

D_{int} : diamètre intérieur du réservoir (m) ;

e_r : épaisseur de radier (m).

$$\rightarrow V_{B.a.r} = \frac{\pi}{4} * (8 + 2 * 0,2 + 2 * 0,3)^2 * 0,25 = 15,9 \text{ m}^3.$$

Donc, le volume de béton armé du radier est de **15,9 m³**.

d) **Volume de remblai :**

$$V_r = V_d - (V_{bp/r} + V_{B.a.r} + (\frac{\pi D_{ex}^2}{4} * (P_{bs} - e_r - e_{bp}))) \quad (VII.29)$$

Avec :

V_r : volume de remblai (m³) ;

V_d : volume de déblai (m³) ;

$V_{B.a.r}$: volume de béton armé du radier (m³) ;

$V_{bp/r}$: volume de béton de propreté sous le radier (m³) ;

$P_{B.S}$: profondeur de bon sol (m), $P_{B.S} = 2\text{ m}$;

e_r : épaisseur de radier (m).

e_{bp} : épaisseur de béton de propreté, varie entre 5 et 10 cm. On prend, $e_{bp} = 10\text{ cm}$;

D_{ex} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ex} = D_{int} + 2 * e_{paroi} = 8 + (2 * 0,2) = 8,4\text{ m}$.

Tableau VII-26 : Calcul de volume de remblai.

Vd (m3)	V _{B.a.r} (m ³)	V _{bp/r} (m ³)	D _{ex} (m)	P _{B.S} (m)	e _r (m)	e _{bp} (m)	V _r (m ³)
130,74	15,9	8,17	8,4	1,6	0,25	0,1	37,4

Donc, le volume de remblai est de **37,4 m³**.

e) **Volume du béton armé de la paroi :**

$$V_{B.a.p} = \frac{\pi(D_{ex}^2 - D_{int}^2)}{4} * h_r \quad (VII.30)$$

Avec :

$V_{B.a.p}$: volume de béton armé de la paroi (m³) ;

D_{int} : diamètre intérieur du réservoir (m) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m) ;

h_r : hauteur du réservoir (m).

$$\rightarrow V_{B.a.p} = \frac{\pi(8,4^2 - 8^2)}{4} * 4 = 20,61\text{ m}^3.$$

Donc, le volume Du béton armé de la paroi est de **20,61 m³**.

f) Volume du béton armé de la coupole :

$$V_{B.a.c} = S_{coupole} * e_{coupole} \tag{VII.31}$$

Avec :

V_{B.a.c} : volume de béton armé de la coupole (m³) ;

S_{coupole} : surface de la coupole (m²) ;

e_{ext} : épaisseur de la coupole (m), **e_c = 0,12 m** ;

Calcul de la surface de la coupole :

$$S_c = 2 * \pi * R_{moy} * f \tag{VII.32}$$

Avec :

S_c : surface de la coupole (m²) ;

f : la flèche de la coupole (m) ;

R_{moy} : rayon moyen (m), tel que :

$$R_{moy} = \frac{R_{ex}^2 + f^2}{2f} = \frac{(\frac{D_{ex}}{2})^2 + f^2}{2f} \tag{VII.33}$$

$$\rightarrow R_{moy} = \frac{(\frac{8,4}{2})^2 + 0,8^2}{2 * 0,8} = 11,43 \text{ m.}$$

Tableau VII-27 : Calcul de volume de béton armé de la coupole.

f(m)	R_{moy} (m)	S_c(m²)	e_c(m)	V_{B.a.c} (m³)
0,8	11,43	57,45	0,12	6,89

Donc, le volume de béton armé de la coupole est de **6,89 m³**.

2) Calcul des prix :

Tableau VII-28 : Cout total des travaux des réservoirs.

Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	261,48	m ³	300	78444
béton de propreté sous le radier	16,34	m ³	10000	163400
béton armé du radier	31,8	m ³	40000	1272000
remblai	74,8	m ³	400	29920
béton armé de la paroi	41,22	m ³	40000	1648800
béton armé de la coupole	13,78	m ³	40000	551200
			Montant (HT)	3743764
			TVA	19 %
			Montant (TTC)	4455080

Donc, le cout total de notre projet sera égal au cout des travaux d'adduction plus le cout des travaux des stations de pompages et des réservoirs, soit $M_{add} + M_{sp} + M_{rés} = 30947351,106 + 21590175 + 4455080 = 56992607$ DA (cinquante-six millions neuf cent quatre-vingt-douze six cent sept dinars algériens).

VII.2 Les engins utilisés

- **La niveleuse**

Les niveleuses qui entretiennent les pistes du chantier en nivelant le sol avec leur lame. Elles participent également aux réglages des différentes couches des plates-formes routières ou ferroviaires et peuvent être équipées de système GPS ou de système 3D afin d'obtenir une précision des couches de l'ordre du centimètre.



Figure VII-1 : la niveleuse

- **La pelle et le chargeur :**

Les pelles, dont le poids peut atteindre 100 tonnes, sont équipées d'un godet d'une capacité maximale de 6 m³, et les chargeuses, qui, grâce à leur godet frontal, soulèvent, transportent et déchargent des matériaux sur de courtes distances. Rapides et mobiles, elles sont fréquemment utilisées dans les carrières.



Figure VII-2 : la pelle



Figure VII-3 : le chargeur

- **Les engins de transport de matériaux :**

- Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes ;
- Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés ;
- Les camions routiers, pour les transports plus longs.

- **Engins de compactage :**

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et le bien compacté. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage. Et puisque les stations de pompage ont des petites surfaces on peut utiliser les compacteurs à main. Mais sachant qu'on a d'autres travaux de compactage avec un volume important (compactage de la tranchée de la conduite) d'où on a besoin d'un compacteur avec un rendement important. On utilise alors un compacteur à rouleau lisse.



Figure VII-4 : compacteur a rouleau lisse.

VII.3 Planification des travaux

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Préparation de l'espace de travail ;
- B. Exécution des tranchées ;
- C. Construction des réservoirs ;
- D. Exécution des fouilles ;
- E. Aménagement du lit de pose ;
- F. La mise en place des canalisations en tranchée ;
- G. Assemblage des tuyaux ;
- H. Construction des stations de pompes ;

- I. Remblaiement des tranchées ;
- J. Nivellement et compactage ;
- K. Faire des vérifications et des finitions du projet.

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent dans le tableau suivant.

Tableau VII-29 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.

N°	Opération	TR (jours)	Précède	Succède
01	A	05	B-C-D	----
02	B	35	E	A
03	C	120	K	A
04	D	25	H	A
05	E	17	F	B
06	F	25	G	E
07	G	20	I	F
08	H		K	D
09	I	20	J	G
10	J	17	K	I
11	K	10	----	J-H-C

Tableau VII- 30 : Détermination du délai de la réalisation

Opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	5	0	5	0	5	0
B	35	5	40	106	141	101
C	120	5	125	120	240	115
D	25	5	30	5	30	0
E	17	40	57	141	158	101
F	25	57	82	158	183	101
G	20	82	102	183	203	101
H	210	30	240	30	240	0
I	20	102	122	203	223	101
J	17	122	139	223	240	101
K	10	240	250	240	250	0

Le chemin critique est A-D-H-K. Donc de délai de la réalisation est **250 jours**.

Conclusion

D'après ce chapitre, nous pouvons conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement. D'autre part on nous avons pu estimer le cout total du projet qui s'élève à :

56992607 DA (cinquante-six millions neuf cent quatre-vingt-douze six cent sept dinars algériens), avec un délai de réalisation de **250** jours.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires à la réalisation d'une adduction d'eau potable dans le but de satisfaire les besoins de la ville de **SIDI SALAH**, commune de **SANDJAS**, wilaya de **CHLEF**.

À l'horizon **2050**, la population de toute la zone d'étude atteindra **8969** habitants. L'évaluation des différents besoins en eau de tous les consommateurs à cet horizon, est estimée à un débit total de **1670,32 m³/j**.

Afin de pouvoir alimenter cette agglomération, il a fallu mettre en service, quatre réservoirs : un réservoir de 1000 m³ au niveau de la zone I, de 1200 m³ au niveau de la zone II, 1000 m³ au niveau de la zone III et de 500 m³ à la zone IV. Ces réservoirs sont alimentés à partir de réservoir existant de transfert 2*1500 m³.

L'adduction gravitaire d'une longueur de **8571,39** ml avec des diamètres variés de 75mm à 315mm en PEHD PN16, celle en refoulement avec une longueur de **5797,5** ml avec des diamètres économiques qui varient entre 90mm et 160mm en PEHD PN16.

Dans le but de choisir les pompes adéquates, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes **CAPRARI**. Les pompes sont de type centrifuge multicellulaire à axe horizontal pour la station de pompage N°01 et N° 02 et centrifuge monobloc à axe vertical pour la station de pompage N°03.

Afin de protéger les conduites contre le phénomène du coup de bélier, nous avons placé des réservoirs d'air anti-bélier, pour les conduites en refoulement. Pour ce qui est des conduites gravitaires, on a opté pour des vannes à fermeture lente avec un temps de fermeture de 45 min.

Finalement le cout global de la réalisation de ce projet est estimé à **56992607 DA** en **TTC** (cinquante-six millions neuf cent quatre-vingt-douze six cent sept dinars algériens), avec un délai de réalisation de **250** jours.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographique

[1] : livre d'alimentation en eau potable de Mr B. SALAH.

[2] : **BONIN, J** : aide-mémoire d'hydraulique urbaine, Edition Eyrolles paris 1982.

[3] : **DUPONT, A** « **hydraulique urbaine** », tome II : ouvrages de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris 216, 1979.

[4] : **BELALOUIG, BOURASSE.A**, étude d'AEP de la ville d'AKBOU (w.de Bejaia) lot : forage et piquage sur conduite barrage vers un réservoir de 3000 m³, mémoire de fin d'étude master, université de Bejaia, promotion 2012, 122 pages.

[5] : **M. CARLIER** « **hydraulique générale et appliqué** », Edition Eyrolles paris 1979, 289 pages.

[6] : **BONIN, J** : hydraulique urbaine et appliqué aux agglomérations des petites et moyennes importances, Edition Eyrolles paris 1986, 228 pages.

[7] : **HUGUES, G**, Adduction et distribution d'eau, technique de l'ingénieur.

[8] : **BOURMA, YACOUB OUSMAN**, Alimentation en eau potable de la ville de BOUARFA W. BLIDA, 2008.- 91 pages.

Logiciels utilisés

AUTOCAD 2008 : pour le tracer de l'adduction ;

COVADISE 2008 : pour tracer le profile en longe de l'adduction ;

PUMP TUTOR (CAPRARI) : pour le choix des pompes.

ANNEXES

Annexes

Annexe 'A' : La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant.

Heures (H)	Nombre d'habitant				
	Mois 10000	10000à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00 – 01	01	1,5	03	3,35	0,75
01 – 02	01	1,5	3,2	3,25	0,75
02 – 03	01	1,5	2,5	3,3	01
03 – 04	01	1,5	2,6	3,2	01
04 – 05	02	2,5	3,5	3,25	03
05 – 06	03	3,5	4,1	3,4	5,5
06 – 07	05	4,5	4,5	3,85	5,5
07 – 08	6.5	5,5	4,9	4,45	5,5
08 – 09	6.5	6,25	4,9	5,2	3,5
09 – 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

(Source : polycopie d'A.E. P de Mr SALAH BOUALEM)

ANNEXES

Annexe 'B' : épaisseur des canalisations en PEHD.



Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000 Sidi Bel Abbès

Téléphone : 048 55 11 90 / 55 65 65 / 061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com

e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PE

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	35,52	41,56
11 004 0251	Tube PEHD	25	3,0	PE80	16 Bars	56,46	66,06
11 004 0321	Tube PEHD	32	3,6	PE80	16 Bars	88,71	103,79
11 004 0401	Tube PEHD	40	4,5	PE80	16 Bars	136,70	159,94
11 004 0501	Tube PEHD	50	5,6	PE80	16 Bars	212,38	248,48
11 004 0631	Tube PEHD	63	5,8	PE80	16 Bars	335,55	392,59
11 004 0751	Tube PEHD	75	6,8	PE80	16 Bars	475,85	556,74
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	566,74	648,38
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	840,88	962,02
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 088,66	1226,87
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 779,29	2005,18
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 794,15	3148,88
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 323,02	4871,85
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	6 565,32	7381,96
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	10 661,29	12 473,71
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	16 486,28	19 288,95
11 004 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	25 408,31	29 727,72

ANNEXES

Annexe 'c': Abaque de VIBERT.

