الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة
التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable des douars Larabaa et Igadayenne de la commune de Sidi Semaine (W.Tipaza)

Présenté par :
Aissou Aniss

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr B.Salah	Professeur	Président
Mme M.KAHLERRAS	M.C.B	Membre
Mme N.BENCHIHEB	M.C.B	Membre
Mr A.HACHEMI	M.C.A	Promoteur

Session Juin 2023

Remerciements

Je tiens d’abord à remercier le bon dieu qui m’a donné le courage et la patience pour achever ce travail.

J'aimerais adresser mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont pensé à la réalisation de cette mémoire.

Je souhaite exprimer ma reconnaissance spéciale à mon superviseur, Monsieur Hachemi Abdelkader, pour son suivi, son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.

Enfin, je voudrais exprimer ma gratitude envers tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation tout au long de mes années d'études.

Dédicace

Je souhaite dédier humblement ce travail à différentes personnes qui ont joué un rôle essentiel dans sa réalisation :

À mes chers parents, Zaia et Belkacem, pour leur soutien indéfectible et tous les efforts fournis

À mes amies, Khaiel et Kamel, avec qui j'ai partagé ce parcours et qui ont été une source de motivation et d'encouragement précieuse.

À ma famille et à tous mes amis, dont le soutien et les encouragements ont été inestimables tout au long de cette aventure.

À ma promotion 2022/2023 de l'ENSH, avec qui j'ai partagé des moments mémorables et qui ont conservé à créer un environnement d'apprentissage stimulant.

ملخص

هدف هذه المذكرة هو تقديم حل لتوفير المياه الصالحة للشرب لقريتي لارباع وإيقادين، الموجودتين في بلدية سيدي سمان ولاية تيبازة. في سياق الاحتياجات المتزايدة للمياه الصالحة للشرب، نركز على تصميم بنية تحتية مستدامة لتلبية هذه الاحتياجات المستقبلية .

في إطار هذا المشروع، قمنا بتحديد حجم نقل المياه بالضغط، وتصميم خزانات المياه، ومحطة ضخ، ومكسر الضغط، بالإضافة إلى تصميم شبكة التوزيع .

تشير نتائج عملنا إلى أن منطقة الدراسة يمكن توفيرها بشكل موثوق ومستدام بالمياه الصالحة للشرب من خلال تنفيذ الحلول المقترحة و بالتالي تقديم توصيات ملموسة لتلبية احتياجات قريتين المعنيتين من المياه الصالحة للشرب، وضمان إدارة فعالة لموارد المياه.

Résume

Ce mémoire a pour objectif de proposer une solution d'alimentation en eau potable pour les douars de Larbaa et Igadyenne, situés dans la commune de Sidi Semaine. Dans le contexte de besoins croissants en eau potable, nous nous concentrons sur la conception d'une infrastructure durable pour répondre à ces demandes futures.

Dans le cadre de ce projet, nous envisageons de dimensionner l'adduction par refoulement, deux réservoirs de stockage, une station de pompage et un brise-charge, ainsi que le dimensionnement du réseau de distribution.

Les résultats de notre étude indiquent que la zone d'étude pourra être alimentée en eau potable de manière fiable et durable grâce à l'implémentation des solutions proposées, ainsi à fournir des recommandations concrètes pour répondre aux besoins en eau potable des douars de Larbaa et Igadyenne, en assurant une gestion efficace des ressources en eau.

Abstract

This dissertation aims to propose a solution for providing drinking water to the small villages of Larbaa and Igadyenne, located in the municipality of Sidi Semaine. In the context of increasing demand for potable water, our focus is on designing a sustainable infrastructure to meet these future demands. As part of this project, we intend to size the pumping system, including two storage tanks, a pumping station, and a surge tank, as well as dimensioning the distribution network. The results of our study indicate that the study area can be reliably and sustainably supplied with drinking water through the implementation of the proposed solutions. Thus, this dissertation aims to provide concrete recommendations to address the potable water needs of Larbaa and Igadyenne while ensuring efficient water resource management.

Sommaire

Chapitre I : Présentation générale de l'aire d'étude. 1
I-1-Introduction 1
I-2-Situation géographique de l'aire d'étude 1
I-3-Aperçu climatologique de la région d'étude 2
I-4-Situation topographique 3
I-4-1-La morphologie du terrain 3
I-4-2-Relief 4
I-5-Situation hydraulique 4
I-5-1-Ressource en eau 4
I-5-Conclusion 4
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable. 6
II-1-Introduction 6
II -2-Estimation de la population future 6
II-3- Estimation des besoins en eau 7
II-3-1- Besoins domestiques 7
II-4- Caractéristiques de la Consommation en eau 9
II-4-1- Les débits journaliers 9
II-4-2- Les débits horaires 10
II-5- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants 13
II-6-Conclusion 16
Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution 18
III-1-Introduction 18
III-2-Choix du type de réseau 18
III-3-Principe du tracé du réseau 18
III-4-Choix du matériau des conduites 19
III-5-Calcul hydraulique du réseau de distribution 19
III-5-1-Calcul du débit spécifique 19
III-5-2-Calcul des débits en route 19
III-5-3- Calcul des débits aux nœuds 21
III-5-4- Calcul des débits de dimensionnement 22
III-6-Dimensionnement du réseau de distribution cas de point 25
III-7-Calcul de la pression pour chaque nœud 29
III-7-1-Projection et implantation d'un réservoir brise charge 29
III-7-2-Résultats Calcul de la charge disponible 31
III-7-3-Résultats Calcul de la pression 33

III-8-Simulation par le logiciel Epanet 35
III-8-1-Tableau des nœuds 36
III-8-2-Tableau des conduites 38
III-8-3- Constatations et interprétations des résultats de simulation 40
III-9-Cas de point+incendie 40
III-10- Equipement du réseau de distribution 40
III-10-1-Type de canalisation 40
III-10-2- Appareils et accessoires du réseau 40
III-11-Conclusion 42
Chapitre IV : Etude du pompage 44
IV-1-Introduction 44
IV-2-Définition 44
IV-3- Différents types de pompes 44
IV-4- Critères de l'emplacement de la station de pompage 45
IV- 5- Les Variantes 45
IV- 5-1- Première variante 45
Figure IV- 1 : Plan schématique de la première variante. 46
IV- 5-1- Deuxième variante 46
Figure IV- 2 : Plan schématique de la Deuxième variante. 47
IV- 5-3- variante retenu 47
IV-6- Etude du pompage 47
IV-7-Choix des équipement principaux (hydromécanique et énergétique) 50
IV-7-1-Etude du pompage de F1: 51
IV-7-2-Etude du pompage de SP1 55
IV-8-Choix des équipements en amont et en aval de la pompe 58
IV-8-1-Choix des équipements pour la pompe F1 58
IV-9-Etude de l'adduction F1-R1 59
IV-9-1 : Calcul hydraulique 62
IV-9-2-Détermination du diamètre économique 62
IV-9-3-Choix des équipements pour la pompe SP1 68
IV-9-4-Détermination du diamètre économique (SP1-R2) 71
IV-10- Point de fonctionnement des pompes 73
III-10-1-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données 74
IV-10-2-Courbe caractéristique de la conduite F1-R1 76
IV-10-3-Courbe caractéristique de la conduite SP1-R2 77
IV-11-Etude de la cavitation 79

IV-11- PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER 83
IV-11-1- Calcul du volume des réservoirs d'air 84
IV-12- Génie civil de la station de pompage 86
IV-12-1- Bâtiment de la station de pompage SP1 86
IV-12-2- Dimensionnement du bâtiment 87
IV-13-Conclusion 89
Chapitre V : Etude des réservoirs 91
V-1-Introduction 91
V-2-Définition d'un réservoir 91
V-3-Utilité des réservoirs 91
V-4- Classification des réservoirs 91
V-5-Choix du nombre de réservoir 92
V-6-Emplacement et altitude des réservoirs 92
V-7-Equipements des réservoirs d'alimentation 92
V-7-1- Conduite d'arrivée 92
V-7-2-Conduite de départ 92
V-7-3- Conduite du trop-plein 93
V-7-4- Conduite de vidange 93
V-7-5- Conduite by-pass 93
V-8-Matérialisation de la réserve d'incendie 93
V-9-Quelques recommandations sur les réservoirs 94
V-10-Détermination de la capacité d'un réservoir d'alimentation 94
V-10-1-Détermination graphique de la capacité d'un réservoir 94
V-10-2-Détermination analytique de la capacité d'un réservoir 95
V-11- Dimensionnement des réservoirs 96
V-11-1-Dimensionnement de la bâche d'aspiration de la station de pompage (SP1) 96
V-11-2-Dimensionnement des réservoirs de distribution 97
V-11-3-Formes et dimensions des réservoirs 98
V-12-Conclusion 99
Chapitre VI : Organisation de chantier et management 101
De projet. 101
VI-1-Introduction 101
VI-2- Travaux à entreprendre 101
VI-2-1-Travaux concernant la stations de pompage 101
VI-2-2-Travaux concernant les canalisations 104
VI-2-3- Pose de la conduite 106

VI-2-3-Travaux concernant les réservoirs..... 109
VI-3-Calcul des coûts des travaux..... 113
VI-4-Management des projets..... 115
VI-4-1-Définition des tâches et leurs durées..... 115
VI-4-2- Planification par la méthode du réseau..... 117
VI-5-Les engins..... 119
VI-5-1-Une pelle hydraulique..... 120
VI-5-2-Un chargeur..... 120
VI-5-3-Bulldozar..... 120
VI-5-4-vibrateur de sol..... 120
VI-6-Conclusion..... 120
Conclusion générale..... 121
Références bibliographique..... 122
ANNEXES..... 123

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation générale de l'aire d'étude. 1
Tableau I-1 : Table climatique 3
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable. 6
Tableau II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude pour différents horizons 6
Tableau II.2 : Evolution des besoins domestiques pour différents horizons. 8
Tableau II.3 : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers 10
Tableau II.3 : Variation de βmax en fonction du nombre d'habitants. 11
Tableau II.4 : Calcul de débit max horaire pour différents horizons. 11
Tableau II.5 : Variation de βmin en fonction du nombre d'habitants. 12
Tableau II.6 : Calcul de débit min horaire pour différents horizons. 12
Tableau II.6 : Variation des débits horaires 14
Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution 18
Tableau III-01 : Les débits en route. 20
Tableau III-2 : Les débits aux nœuds. 21
Tableau III-3 : Les débits de dimensionnement 24
Tableau III-4 : Coefficient K, m et B pour différents types du tuyau. 26
Tableau III-4 : résultats des diamètres calculés et normalisés. 27
Tableau III-5 : Résultats de calcul de la charge disponible. 31
Tableau III-6 : Résultats de calcul de la pression. 33
Tableau IV-7 : Tableau des nœuds 36
Tableau III-8 : Tableau des conduites. 38
Chapitre IV : Etude du pompage 44
Figure IV- 1 : Plan schématique de la première variante. 46
Figure IV- 2 : Plan schématique de la Deuxième variante. 47
Tableau IV-1 : Hauteurs géométriques 48
Tableau IV-2 : Les pertes de charges totale 49
Tableau IV-3 : Hauteur d'élévation de chaque pompe 50
Tableau IV-4 : Caractéristique de la pompe F1 51
Tableau IV-5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance. 54
Tableau IV-6 : Variante du nombre de pompe de la station de pompage SP1. 55
Tableau IV-7 : Calcul des frais d'investissement pour le tronçon F1-R1. 63
Tableau IV-8 : Variation journalière des tarifs de l'énergie 65
Tableau IV-9 : Calcul de la HMT pour le tronçon F1-R1. 66
Tableau IV-10 : Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon F1-R1. 66
Tableau IV-11 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon F1-R1. 67

Tableau IV-12 : dimension des équipements en aval de la pompe F1. 68
Tableau IV-13 : Calcul des frais d'investissement pour le tronçon SP1-R2. 71
Tableau IV-14 : Calcul de la HMT pour le tronçon F1-R1. 71
Tableau IV-15 : Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon SP1-R2. 72
Tableau IV-16 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-R2. 72
Tableau IV-17 : Dimension des équipements en aval et en amont de la pompe SP1. 73
Tableau IV-18 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement F1-SP1. 76
Tableau IV-19 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-R2 77
Tableau IV-20 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température. 79
Tableau IV-21 : Calcul de la célérité d'ondes. 84
Tableau IV-22 : Valeur numérique du coup de bélier. 85
Tableau IV-23 : Calcul de volume du réservoir d'air. 86
Tableau IV-24 : Choix du type de bâtiment 87
Chapitre V : Etude des réservoirs 91
Tableau V-1 : Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe 96
Tableau V-2 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation. 97
Tableau V-3 : Calcul des dimensions des réservoirs 99
Chapitre VI : Organisation de chantier et management 101
De projet 101
Tableau VI-1 : Calcul du volume du béton armé Pour la station de pompage 103
Tableau VI-2 : Volumes des travaux de la station de pompage SP1. 104
Tableau VI-3 : Récapitulatif des différents paramètres de la tranchée. 106
Tableau VI-4 : Récapitulatif des différents volumes 109
Tableau VI-5 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres .. 110
Tableau VI-6 : Calcul du volume du béton armé 111
Tableau VI-7 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles. 112
Tableau VI-7 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre. 112
Tableau VI-8 : Coûts des travaux de la station de pompage SP1 113
Tableau VI-9 : Coûts des travaux des conduites 114
Tableau VI-10 : Coûts des travaux des réservoirs 114
Tableau VI-10 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage 115
Tableau VI-12: Temps de réalisation des opérations du réservoir 116
Tableau VI.13: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP 117
Tableau VI.14: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction 117
Tableau VI.14: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir 117

Liste des figures

Chapitre I : Présentation générale de l'aire d'étude. 1
Figure I.2 : Situation de l'aire d'étude 2
Figure I.3 : DIAGRAMME CLIMATIQUE. (ANRH) 3
Figure I.3 : COURBE DE TEMPERATURE 3
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable. 6
Figure II.1 : Graphique Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons. 7
Figure II.2 : Graphique d'Evolution des besoins domestiques pour différents horizons. 8
Figure II.3 : Graphique de la consommation horaire des habitants 15
Figure II.4 : Courbe cumulée de la consommation horaire 15
Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution 18
Figure III-01 : Service d'extrémité. 22
Figure III-02 : Service en route 22
Figure III-02 : Service mixte 23
Chapitre IV : Etude du pompage 44
Figure IV- 1 : Plan schématique de la première variante. 46
Figure IV- 2 : Plan schématique de la Deuxième variante. 47
Figure IV-3 : Courbes caractéristiques de la pompe F1 type E6X35-6/22+MC612 52
Figure III-4 : Dimensions de la pompe F1. 53
Figure IV-4 : Courbes caractéristiques de la pompe SP1 type HMU40-2/7D. 56
Figure IV-5 : La pompe HMU40-2. 57
Figure IV-6 : Dimensions de la pompe SP1. 57
Figure IV-7 : Les équipements en aval de la pompe F1. 58
Figure III-8 : Tracé de la conduite de refoulement F1-R1 60
Figure IV-9 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon F1-R1. 68
Figure IV-10 : Les équipements en aval et en amont de la pompe SP1 69
Figure IV-11 : Tracé de la conduite de refoulement SP1-R2. 71
Figure IV-12 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-R2. 73
Figure IV-14 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe SP1. 79
Figure IV-15 : Tracé de la nouvelle conduite de refoulement (P-SP1) 83
Chapitre V : Etude des réservoirs 92
Figure V-1 : Graphe de la consommation en fonction de l'apport 96
Chapitre VI : Organisation de chantier et management de projet 102
Figure VI-2 : Vue en plan de la station de pompage. 103
Figure VI-1 : Remblai de protection. (Guide STRPEPP) 108

Figure VI-2 : Réseau à nœuds de la station de pompage 119
Figure VI-3 : Réseau à nœuds du réservoir. 119
Figure VI-4 : Réseau à nœuds de l'adduction. 120

Introduction générale

L'alimentation en eau potable est une préoccupation essentielle pour le développement et le bien-être des populations, en particulier dans les zones rurales. Dans ce contexte, ma mémoire de fin d'étude se concentre sur l'alimentation en eau potable d'une zone rurale située dans la commune de sidi semaine Wilaya de Tipaza.

La mémoire est structurée en plusieurs chapitres, chacun abordant des aspects clés de l'alimentation en eau potable dans la zone étudiée à l'horizon 2053. Le chapitre I présente une vue d'ensemble de l'aire d'étude, en mettant en évidence ses caractéristiques géographiques, démographiques et les défis spécifiques liés à l'approvisionnement en eau potable.

Le chapitre II est consacré à l'estimation des besoins en eau potable de la population de la zone rurale étudiée. Il s'agit d'évaluer la demande en eau en prenant en compte les différents usages domestiques, agricoles et industriels, ainsi que les facteurs démographiques et les variations saisonnières.

Dans le chapitre III, nous abordons le dimensionnement du réseau de distribution, qui constitue l'infrastructure essentielle pour acheminer l'eau potable aux consommateurs. Nous examinons les critères de conception, tels que les diamètres des conduites, la pression de service et la planification des points de distribution.

Le chapitre IV se concentre sur l'étude du pompage, en analysant les équipements utilisés pour extraire l'eau des sources disponibles dans la région. Une attention particulière est accordée à l'efficacité des pompes, aux caractéristiques hydrauliques et aux aspects liés à la gestion de l'énergie.

Le chapitre V se concentre sur l'étude des réservoirs, qui joue un rôle crucial dans la gestion de l'eau potable en assurant le stockage et la régulation des flux. Nous examinons les types de réservoirs adaptés à la zone rurale étudiée, leur capacité, leur localisation optimale et leur entretien.

Enfin, dans le chapitre VI, nous abordons l'organisation de chantier et la gestion de projet. Nous explorons les aspects pratiques liés à la mise en œuvre de l'alimentation en eau potable dans une zone rurale, en examinant les méthodes de planification, de coordination des équipes et de suivi des travaux.

Ce mémoire de fin d'étude se veut une contribution à l'amélioration de l'alimentation en eau potable dans les zones rurales, en mettant l'accent sur les spécificités de la zone étudiée en Algérie. En intégrant des connaissances théoriques et des aspects pratiques, il vise à fournir des recommandations et des solutions viables pour assurer un approvisionnement en eau potable durable et de qualité aux habitants de cette région.

Chapitre I

Présentation générale de la zone rurale

Chapitre I : Présentation générale de la zone rurale.

I-1-Introduction :

Avant de commencer un projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel de réaliser une étude préliminaire de la zone du projet afin de fournir les informations géographiques, démographiques, climatologiques, géologiques, hydrogéologiques et hydrauliques nécessaires à la conception du projet. C'est l'objectif de ce chapitre, qui vise à rassembler ces données pour une meilleure compréhension de la zone et une planification adéquate du projet.

I-2-Situation géographique de l'aire d'étude :

L'aire d'étude est une agglomération secondaire appartient administrativement à la commune de SIDI SEMIANE qui peut être repérée et localisée par les coordonnées :

36° 30' 31" Nord, 2° 03' 50" Est.

Cette dernière est située au Nord Est du chef-lieu de la commune de Sidi Semaine. Elle est limitée :

- Au Sud par la ville de Arib (wilaya de Ain Defla).
- A l'Ouest par la commune de Messelmoun.
- A l'Est par la commune de Menaceur.

Les figures ci-après présentent la localisation de la zone d'étude (Commune de Sidi Semiane).

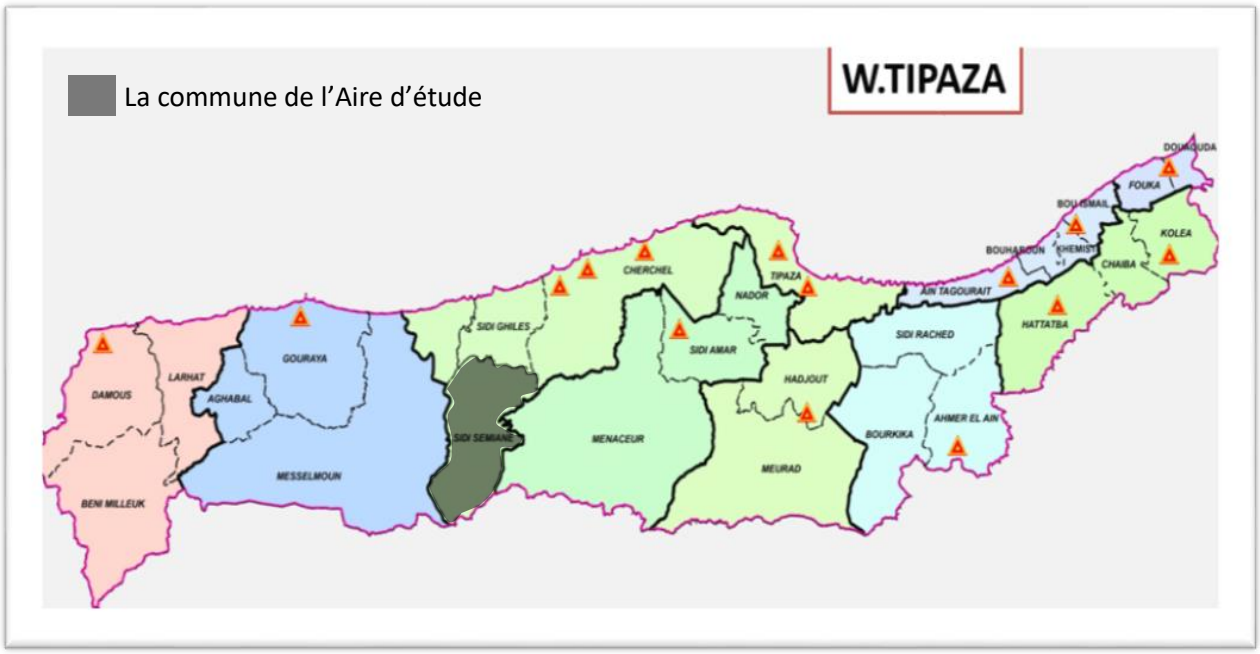


Figure I.1 : Carte des limites administratives



Figure I.2 : Situation de la zone rurale

I-3-Aperçu climatologique de la région d'étude :

Du point de vue climatique, la région est chaude et tempérée. La pluie dans la région tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa (climat méditerranéen d'été chaud). La région affiche 19.1 °C de température en moyenne sur toute l'année. La moyenne des précipitations annuelles atteints 608 mm.

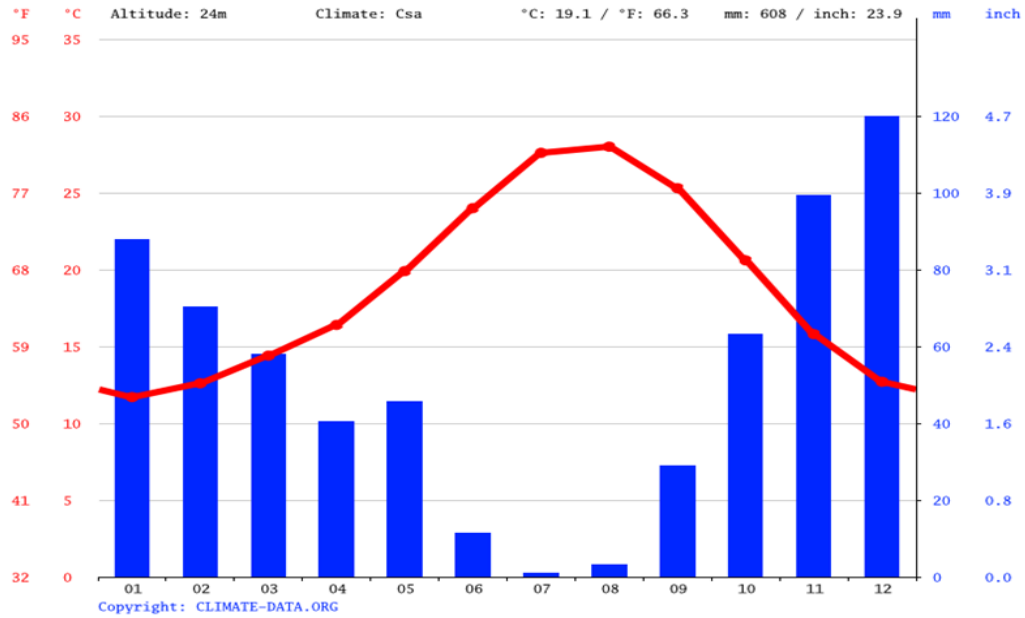


Figure I.3 : DIAGRAMME CLIMATIQUE. (ANRH)

28.0 °C font du mois d'Aout le plus chaud de l'année. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 11.7 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

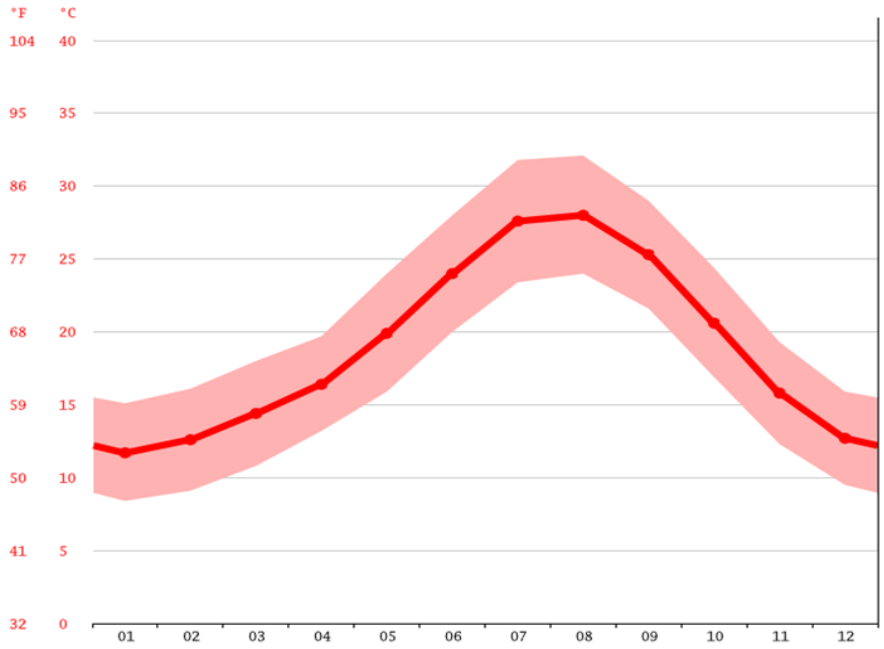


Figure I.3 : COURBE DE TEMPERATURE

Tableau I-1 : Table climatique

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	11.7	12.6	14.4	16.4	19.9	24	27.6	28	25.3	20.6	15.8	12.7
Température minimale moyenne (°C)	8.4	9.1	10.8	13.2	15.9	20	23.4	24	21.6	16.9	12.3	9.5
Température maximale (°C)	15.1	16.1	18	19.7	24	28	31.8	32.1	29	24.4	19.3	15.9
Précipitations (mm)	85	68	56	39	44	11	1	3	28	61	96	116

Entre le plus sec et le plus humide des mois, l'amplitude des précipitations est de 116 mm. La température moyenne au court de l'année varie de 16.3 °C.

I-4-Situation topographique :

I-4-1-La morphologie du terrain :

La région se trouve dans un terrain très accidenté, elle est limitée par un massif montagneux, ce dernier couvre la majeure partie de sa superficie (85% ayant des pentes supérieures à 20%).

I-4-2-Relief :

Les douars sont implantés sur la partie basse du territoire, qui est légèrement accidentée, le reste du territoire est en majorité très accidentée, faisant partie du complexe montagneux de l'atlas tellien.

I-5-Situation hydraulique :

I-5-1-Ressource en eau :

- **Eaux superficielles :**

Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable de l'agglomération.

- **Eaux souteraines :**

En matière de ressources sous terraines, la zone d'étude est dotée d'un seul forage implanté sur la rive droite de Oued Larabaa. Ce forage F1 débite environ 1 l/s sera l'objet d'une d'une étude hydromécanique.

- **Stockage :**

La zone d'étude est dotée d'une ancienne bâche de 30m^3 qui est dans un état dégradé.

- **Le réseau de distribution :**

Dans notre zone rurale, il n'y a pas de réseau de distribution disponible.

I-5-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons observé que la zone d'étude ne dispose d'aucun réseau de distribution et ne possède qu'un seul forage produisant un débit de 1 l/s. Par conséquent, nous envisageons de remplacer la pompe du forage. De plus, un réservoir de 30 m^3 en mauvais état a été identifié, nous prévoyons donc de le remplacer par un nouveau réservoir après avoir effectué les mesures approprié.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable.

II-1-Introduction :

L'alimentation en eau potable est l'un des besoins essentiels pour la vie humaine. Dans les zones rurales, l'accès à l'eau potable peut parfois être limité, ce qui peut causer de nombreux problèmes de santé publique. Pour répondre à cette problématique, il est nécessaire de mettre en place un réseau d'alimentation en eau potable qui répond aux besoins des habitants. Le dimensionnement de ce réseau nécessite une estimation précise des besoins en eau potable de la zone concernée.

II -2-Estimation de la population future :

L'étude que nous menons doit tenir en compte de la répartition spatiale actuelle de la zone d'étude et des perspectives d 'extension de l'agglomération à l'horizon 2053.

Par application de la formule suivante :

$$P_n = P_0.[\ 1+ \tau\ ]^n \text{.....(II-1)}$$

Avec :

P_n : population à l'horizon futur.

P_0 : population de l'année de référence (2023).

τ : taux d'accroissement annuel est le taux d'accroissement annuel de la population, exprimé en décimal (égal à 1,5%).

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude pour différents horizons

HORIZON	2023 Actuel	2033 Court terme	2043 Moyen terme	2053 Long terme
Taux d'accroissement	1.5			
population	903	1048	1217	1412

.

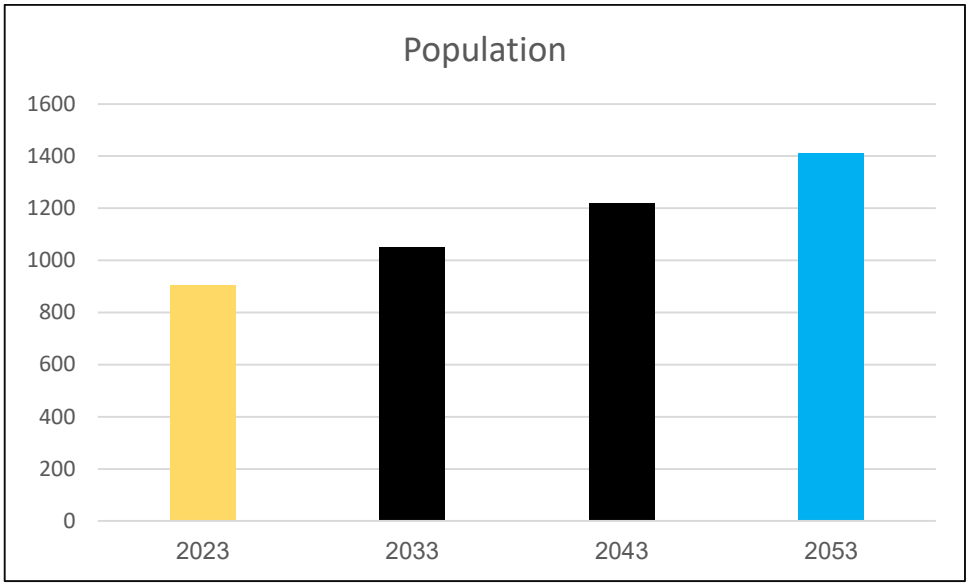


Figure II.1 : Graphique Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons.

II-3- Estimation des besoins en eau :

II-3-1- Besoins domestiques :

Pour bien estimer les besoins en eau potable domestiques dans notre zone rurale il faut prendre en compte les points suivants :

1- Consommation moyenne d'eau par personne : La consommation moyenne d'eau par personne dépend de plusieurs facteurs, tels que le climat, le niveau de développement socio-économique et le mode de vie des habitants. En général, la consommation moyenne d'eau pour un ménage se situe entre 100 et 200 litres par jour et par personne. Cependant, cela peut varier en fonction de la région, du niveau de revenu des ménages, du nombre d'appareils sanitaires.

2- Nombre d'habitants : Le nombre d'habitants est l'un des principaux facteurs qui déterminent les besoins en eau potable.

3- Types d'appareils sanitaires : Le type et le nombre d'appareils sanitaires dans chaque ménage ont également une incidence sur la consommation d'eau potable. Les appareils sanitaires courants sont les toilettes, les robinets, les douches, les baignoires et les machines à laver. Il est important d'estimer le nombre d'appareils sanitaires par ménage et de prendre en compte leur consommation d'eau moyenne pour calculer les besoins en eau potable domestique.

4- Facteurs saisonniers : Les besoins en eau potable pour les ménages peuvent varier selon les saisons, car les habitudes de consommation d'eau changent selon les conditions climatiques.

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D \times N}{1000} \quad m^3/j \quad \text{.....(II-2)}$$

- Qmoyj : Consommation moyenne journalière.
- D : dotation journalière.
- N : Nombre d'habitant (hab).

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Evolution des besoins domestiques pour différents horizons.

HORIZONS D'ETUDE	POPULATION	DOTATION	Débit moy j	
	(hab)	(l/j/hab)	(m3/j)	(l/s)
Etat Actuel (2023)	903	170	153,51	1,78
Courte terme (2033)	1048	150	178,16	2,06
Moyen terme (2043)	1217	120	206,89	2,39
Long terme (2053)	1412	100	240,04	2,78

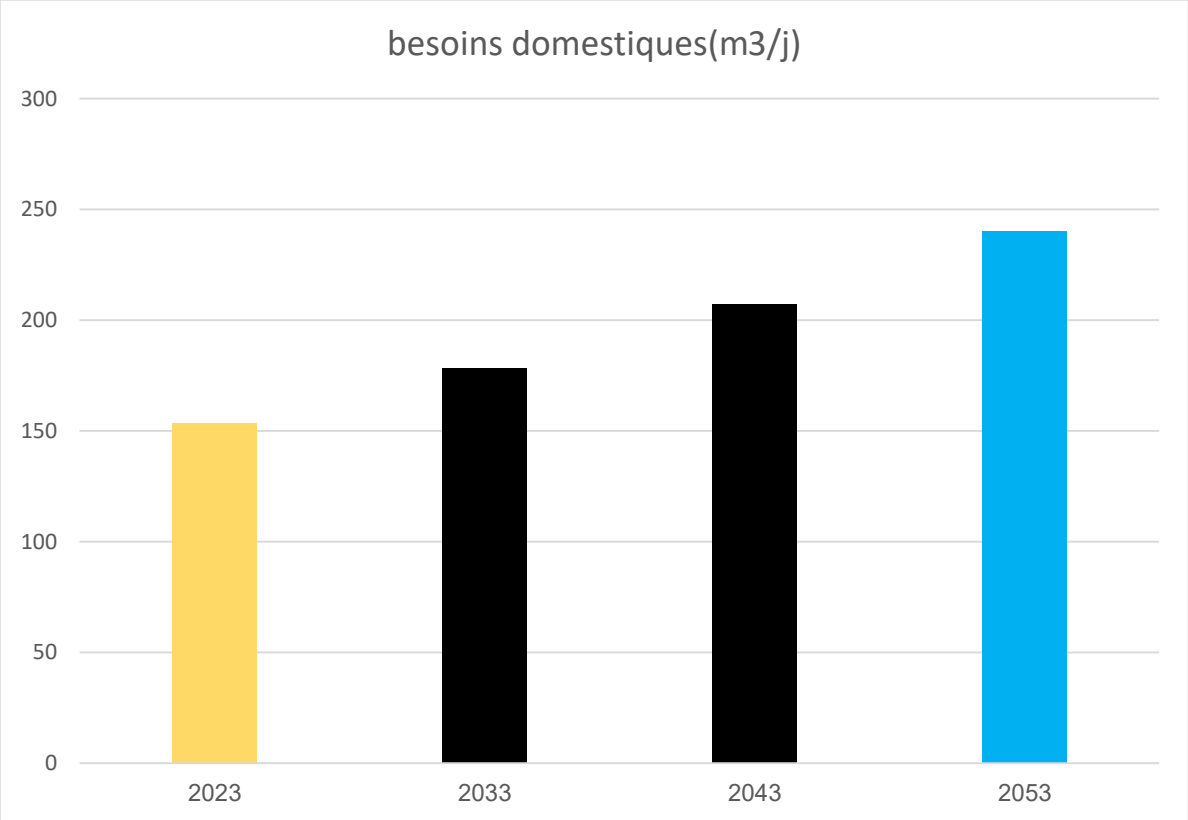


Figure II.2 : Graphique d'Evolution des besoins domestiques pour différents horizons.

II-4- Caractéristiques de la Consommation en eau :

II-4-1- Les débits journaliers :

Pour planifier le régime de travail de certains éléments du système d'alimentation, il est recommandé d'utiliser un graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il y a un jour où la consommation d'eau est maximale et un jour où elle est minimale par rapport à la consommation moyenne. En calculant le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne, nous pouvons déterminer le coefficient d'irrégularité journalière maximum (Kmaxj). De même, en calculant le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne, nous pouvons déterminer le coefficient minimum d'irrégularité journalière (Kminj).

- La consommation maximale journalière :

La consommation maximale journalière est définie comme étant la consommation d'eau la plus élevée enregistrée au cours de la journée la plus chargée de l'année, pour la déterminer on utiliser la formule suivante :

$$Q_{maxj}=K_{maxj}\times Q_{moyj} \quad \text{.....(II-3)}$$

Cette formule prend en compte deux variables importantes : la consommation moyenne journalière (Qmoyj), qui correspond à la consommation d'eau moyenne enregistrée au cours de la journée, exprimée en m3/jour, et le coefficient d'irrégularité journalière maximum (Kmaxj) qui est un rapport permettant de déterminer de combien de fois la consommation maximale dépasse la consommation moyenne, ce coefficient varie généralement entre 1,1 et 1,3 selon les spécificités de chaque système d'alimentation.

- La consommation minimale journalière :

La consommation minimale journalière est la quantité d'eau minimale consommée lors du jour le moins chargé de l'année. Cette valeur est obtenue en utilisant la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad \text{.....(II-4)}$$

La variable Qmoyj représente la consommation d'eau moyenne par jour (exprimée en m^3/jour), tandis que Kminj représente le coefficient d'irrégularité journalière minimum, qui peut varier entre 0,7 et 0,9.

Le coefficient d'irrégularité journalière minimum est un indicateur clé utilisé pour évaluer l'irrégularité de la consommation d'eau. Il est calculé en divisant la consommation minimale journalière par la consommation moyenne journalière. Plus le coefficient est élevé, plus la consommation est irrégulière et Il est important de le prendre en compte lors de la planification du régime de travail des éléments du système d'alimentation en eau. En effet, si la consommation d'eau est très irrégulière, cela peut entraîner des problèmes de pression d'eau ou de débit insuffisant, notamment aux heures de pointe.

❖ Récapitulation :

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

Tableau II.3 : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers

Horizons	Qmoyj		K max j	Qmax j		K min j	Qmin j	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2023	153,51	1,78	1,3	199,563	2,314	0,7	107,457	1,246
2033	178,16	2,06	1,3	231,608	2,678	0,7	124,712	1,442
2043	206,89	2,39	1,3	268,957	3,107	0,7	144,823	1,673
2053	240,04	2,78	1,3	312,052	3,614	0,7	168,028	1,946

II-4-2- Les débits horaires :

❖ Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est une mesure importante pour évaluer la quantité d'eau nécessaire pour alimenter un système d'eau pendant une heure donnée. Il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Qmoyh = \frac{Qmaxj}{24} \text{.....(II-5)}$$

La variable Qmaxj représente le débit maximal journalier (exprimé en m³/jour), tandis que $Q_{moy,h}$ représente le débit moyen horaire (exprimé en m³/heure).

Le débit journalier maximal est la quantité d'eau maximale consommée en une journée. Il peut varier en fonction des fluctuations de la demande en eau au fil de la journée. Par conséquent, le débit moyen horaire est une mesure plus précise pour évaluer la demande en eau en temps réel et planifier l'alimentation en eau en conséquence.

La connaissance du débit moyen horaire est essentielle pour la conception et l'exploitation efficaces des systèmes d'alimentation en eau. En effet, le débit doit être ajusté en temps réel pour répondre aux fluctuations de la demande en eau. Si le débit n'est pas suffisant, cela peut entraîner une pression d'eau insuffisante ou des coupures d'eau, tandis qu'un débit excessif peut entraîner un gaspillage d'eau et une surcharge du système.

❖ Débit maximal horaire :

Le débit horaire maximal est la quantité d'eau maximale qui peut être fournie pendant une heure donnée, ce débit est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_{max,h} = Kmax,h \times Qmoy,h \text{.....(II-6)}$$

Avec :

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

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

-Coefficient d'irrégularité maximale horaire :

Le coefficient d'irrégularité horaire maximale est un indicateur qui mesure l'augmentation de la consommation d'eau à l'échelle horaire pour une journée donnée. Ce coefficient prend en compte plusieurs facteurs tels que l'augmentation de la population, le niveau de confort et le régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max}.

Tel que : $K_{maxh}= \alpha_{max} * \beta_{max}$

Avec :

α_{max} : Coefficient tenant compte du développement industriel et des habitudes de la population .Il varie de 1,2 à 1,4. Pour notre cas on prend 1,4.

β_{max} : Coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II.3 : Variation de βmax en fonction du nombre d'habitants.

nombre d'habitants*10^3	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
βmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Par interpolation on obtient β_{max} = 1,8352.

Calcul du débit max horaire :

Tableau II.4 : Calcul de débit max horaire pour différents horizons.

Horizons	**Population**	**α_{max}**	**β_{max}**	**Kmaxh**	**Qmoyh(m3/h)**	**Qmaxh(m3/h)**
2023	903	1,4	1,835	2,202	8,315	21,363
2033	1043	1,4	1,835	2,202	9,65	24,794
2043	1217	1,4	1,835	2,202	11,206	28,792
2053	1412	1,4	1,835	2,202	13,002	33,406

❖ Débit minimal horaire :

Désigne la quantité minimale d'eau qui doit être fournie chaque heure dans un système de distribution d'eau. Ce débit est déterminé en utilisant la relation suivante :

$$Q_{min,h}= K_{min,h} \times Q_{moy,h} \text{.....(II-7)}$$

Où $K_{min,h}$ est le coefficient d'irrégularité minimale horaire et $Q_{moy,h}$ est le débit moyen horaire en mètres cubes par heure.

-Coefficient d'irrégularité minimale horaire :

Représente la variation minimale attendue dans le débit horaire sur une période donnée. Ce coefficient prend en compte les fluctuations de la demande en eau et les perturbations éventuelles du système de distribution. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{min} et β_{min}.

Tel que : $K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min}$

Avec :

α_{min}: Coefficient tenant compte du développement industriel et des habitudes de la population. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend : α_{min} =0,6.

β_{min} : Coefficient lié étroitement à l'accroissement de la population. Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants :

Tableau II.5 : Variation de βmin en fonction du nombre d'habitants.

nombre d'habitants*10³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
βmin	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Pour notre cas on prend : βmin=0,1.

Calcul du débit min horaire :

Tableau II.6 : Calcul de débit min horaire pour différents horizons.

Horizons	**Population**	**α_{min}**	**β_{min}**	**Kminh**	**Qmoyh(m3/h)**	**Qminh(m3/h)**
2023	903	0,6	0,1	0,06	8,315	0,498
2033	1043	0,6	0,1	0,06	9,650	0,579
2043	1217	0,6	0,1	0,06	11,206	0,672
2053	1412	0,6	0,1	0,06	13,002	0,78

II-5- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

L'évaluation de la consommation horaire d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs, notamment de sa taille, mesurée par le nombre d'habitants. En effet, le débit horaire, c'est-à-dire la quantité d'eau consommée par heure, varie en fonction de l'importance de l'agglomération. Cette variation peut être constatée tout au long de la journée, car la consommation d'eau fluctue selon les heures et les habitudes de consommation des habitants.

La variation des débits horaires dans une agglomération est mesurée en pourcentage par rapport au débit journalier maximal de cette agglomération. Autrement dit, on reçoit à quel pourcentage du débit journalier maximal la consommation d'eau atteinte à chaque heure de la journée. Pour calculer le débit horaire nécessaire, on utilise la formule suivante :

$$Qh=(C_h\%\times Q_{max,j})/100 \quad \text{(II-8)}$$

Cette formule permet de déterminer le débit horaire en mètres cubes par heure, en fonction du pourcentage horaire ($C_h\%$) et du débit journalier maximal [$Q_{max,j}(m^3/j)$].

A l'horizon 2053 :

La population de notre zone d'étude sera estimée à 1412 habitants, elle correspond donc à la cinquième colonne de répartition (Agglomération de type rural).

Les résultats de calcul de la variation de la consommation par heure sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Variation des débits horaires

	Consommation des habitants		**Consommation cumulée**	
Heure	Ch(%)	Qh(m3/h)	Ch(%)	Cumulé
[0;1[	0,75	2,34	0,75	2,34
[1;2[	0,75	2,34	1,5	4,68
[2;3[	1	3,12	2,5	7,801
[3;4[	1	3,12	3,5	10,921
[4;5[	3	9,361	6,5	20,283
[5;6[	5,5	17,162	12	37,446
[6;7[	5,5	17,162	17,5	54,609
[7;8[	5,5	17,162	23	71,771
[8;9[	3,5	10,921	26,5	82,693
[9;10[	3,5	10,921	30	93,615
[10;11[	6	18,723	36	112,338
[11;12[	8,5	26,524	44,5	138,863
[12;13[	8,5	26,524	53	165,387
[13;14[	6	18,723	59	184,11
[14;15[	5	15,602	64	199,713
[15;16[	5	15,602	69	215,315
[16;17[	3,5	10,921	72,5	226,237
[17;18[	3,5	10,921	76	237,159
[18;19[	6	18,723	82	255,882
[19;20[	6	18,723	88	274,605
[20;21[	6	18,723	94	293,328
[21;22[	3	9,361	97	302,690
[22;23[	2	6,241	99	308,931
[23;24[	1	3,12	100	312,052
Totale	100	312,052		

D'après le tableau, le débit de pointe de notre zone d'étude est : $Q_{max,h}$= 26,52442 (m3 /h), qui survient entre 11h et 13h.

Le débit minimal de notre zone d'étude est : $Q_{min,h}$=2,34039 (m3/h), qui survient entre minuit et 2h.

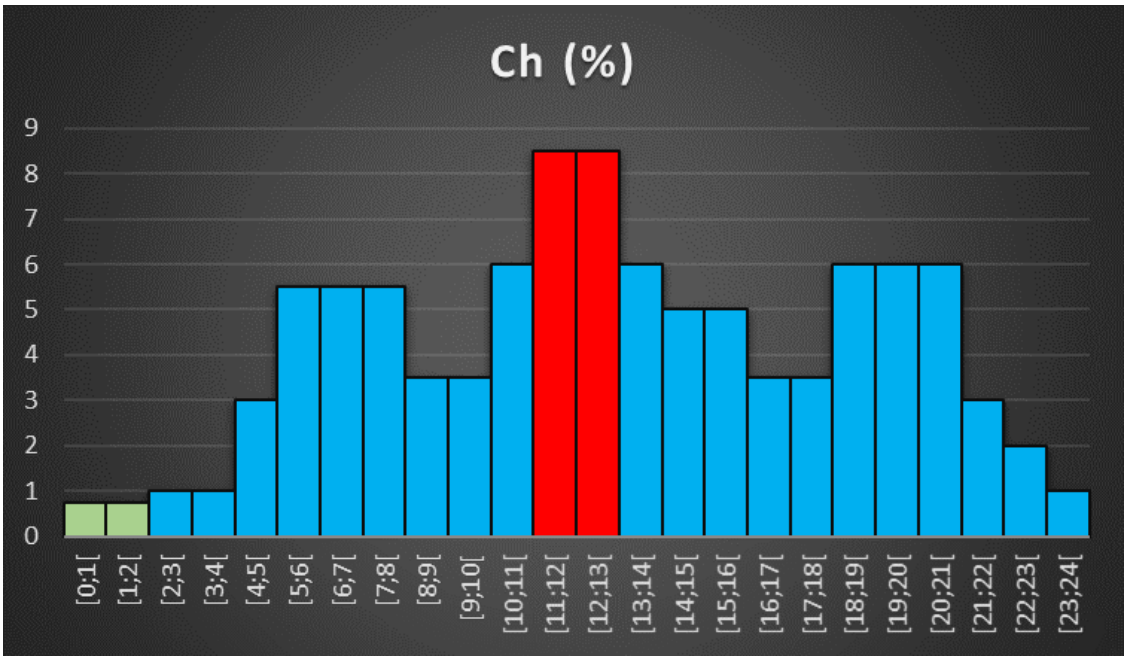


Figure II.3 : Graphique de la consommation horaire des habitants

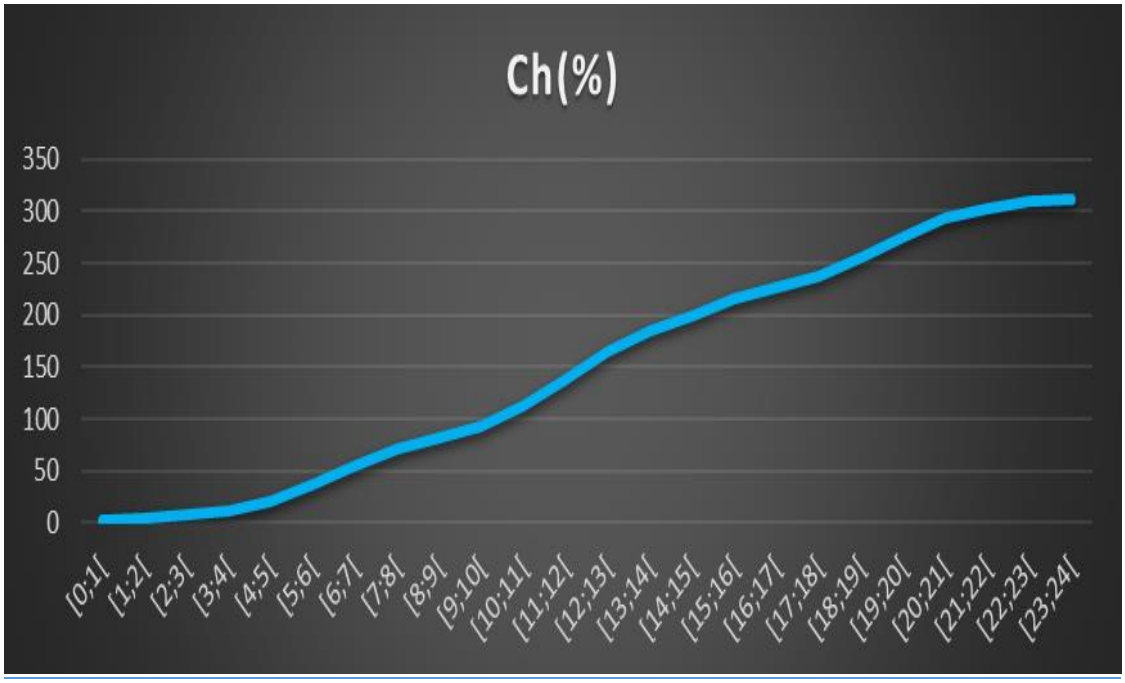


Figure II.4 : Courbe cumulée de la consommation horaire

II-6-Conclusion :

Grâce à l'étude approfondie de ce chapitre, nous avons pu acquérir une compréhension du mode de consommation de notre agglomération en matière d'eau. Cette étude nous permet également de déterminer les différents débits nécessaires pour concevoir efficacement tous les ouvrages qui constituent le système d'alimentation en eau de l'agglomération. En d'autres termes, nous avons pu identifier les quantités d'eau nécessaires pour alimenter toutes les installations, ainsi que les débits nécessaires pour les canalisations, les réservoirs et les pompes. Cette analyse nous permettra de prendre des décisions éclairées pour assurer la disponibilité et la distribution équitable de l'eau dans notre agglomération.

Chapitre III

Dimensionnement du réseau de distribution

Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution

III-1-Introduction :

Un réseau de distribution d'eau potable bien conçu et efficace est crucial pour assurer l'accès à une eau de qualité et en quantité suffisante pour les populations résidant dans les zones rurales. Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur le dimensionnement d'un réseau de distribution d'eau potable qui repose sur deux douars distinctes, chacune alimentée par son propre réservoir.

III-2-Choix du type de réseau :

Étant donné notre zone rurale et la dispersion des habitants, ainsi que la présence de terrains rocheux, nous envisageons d'adopter un réseau de distribution de type ramifié, qui est un réseau arborescent comportant à la fois des avantages et des inconvénients.

Les avantages de ce réseau sont les suivants :

-Sa conception, sa réalisation et sa structure sont simples.

-Il est plus économique en termes de coûts.

-Il nécessite moins d'accessoires supplémentaires.

Cependant, ce réseau présente également des inconvénients :

-Il ne permet qu'un seul sens d'écoulement, ce qui signifie qu'en cas de casse dans la conduite principale, l'eau ne sera plus disponible pour l'ensemble de l'agglomération.

-Certaines conduites peuvent se retrouver en impasse, ce qui limite la circulation de l'eau.

-Il offre moins de sécurité pour la lutte contre les incendies.

III-2-Principe du tracé du réseau :

Le principe du tracé du réseau d'eau potable est le suivant [1] :

- Repérer les consommateurs importants.

-Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.

-Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.

-Suivant cet itinéraire principal, tracer les conduites principales en parallèle qui doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.

-Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des ramifications.

-Rechercher le tracé le plus court et le plus direct de façon à avoir de longs allégements raccordés par des coudes bien ouverts.

- Le tracé suit la côte monde des routes : l'approvisionnement des chantiers de pause et les répartitions sont plus facile.

- Le profil en long aussi régulier que possible qui ne suivra pas forcément le niveau du sol pour limiter le nombre de points hauts, de sur profondeurs et de sous-profondeurs.

-On s'efforce de maintenir la pente du profil de pose au-dessus de 0,002 m/m.

III-3-Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau des conduites dépend de plusieurs facteurs, notamment la pression, l'agressivité des eaux et du sol, ainsi que des considérations économiques telles que le coût et la disponibilité sur le marché. Il est également important de prendre en compte la compatibilité avec les équipements auxiliaires tels que les articulations, les coudes et les vannes.

Dans notre cas, nous avons choisi d'utiliser le polyéthylène haute densité (PEHD) comme matériau pour les conduites de refoulement et le réseau de distribution, en raison de ses avantages significatifs :

-Excellente résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage.

-Disponibilité sur le marché.

-Facilité d'installation grâce à sa grande flexibilité, possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.

-Fiabilité des connexions, connaissant ainsi les risques de fuites.

-Bonnes caractéristiques hydrauliques avec un coefficient de rugosité très faible.

-Durée de vie prouvée par l'expérience et des tests de vieillissement, théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Cependant, il convient de noter que ce matériau requiert une expertise technique importante lors de la jonction des conduites.

III-4-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

III-4-1-Calcul du débit spécifique :

La détermination du débit spécifique consiste à calculer le rapport entre le débit maximum horaire et la somme des longueurs des tronçons du réseau. Cette mesure permet d'évaluer la capacité du réseau à répondre aux besoins en eau.

$$q_{sp}=\frac{Q_{max,h}}{\sum L} \quad \text{.....(III-1)}$$

Avec :

-q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).

-$Q_{max,h}$: Débit maximum horaire= 9,28 l/s.

-∑L : La somme des longueurs des tronçons ou il y a distribution en route (m).

A.N : $q_{sp}=\frac{9,28}{2653,77}$ = 0,0035 l/s/m.

III-4-2-Calcul des débits en route :

Le débit en route d'un tronçon de réseau est calculé en répartissant le débit total sur la longueur du tronçon. La formule utilisée pour le calcul est la suivante :

$$Q_r = q_{sp} * L_i \text{.....(III-2)}$$

Avec :

-Qr : Débit en route dans le tronçon i (l/s).

- L_i : Longueur du tronçon (m).

Les résultats de notre calcul des débits en route sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-01 : Les débits en route.

Tronçon	Longueur	Q_r	Tronçon	Longueur	Q_r
(57-2)	57,7	0,202	(25-26)	116,1	0,408
(1-3)	79,6	0,279	(32-33)	199,63	0,702
(4-5)	126,05	0,443	(34-35)	82,5	0,29
(6-7)	21,61	0,075	(38-39)	93,19	0,327
(7-8)	147,35	0,518	(39-40)	69,38	0,243
(7-9)	95,09	0,334	(41-42)	53,06	0,186
(10-11)	77,56	0,272	(46-47)	72,8	0,256
(12-13)	255,42	0,898	(48-49)	100,3	0,352
(15-16)	97,85	0,344	(50-51)	91,68	0,322
(17-18)	184,8	0,649	(52-53)	83,29	0,292
(20-21)	98,51	0,346	(54-55)	67,73	0,238
(20-22)	135,78	0,477	(54-56)	157,72	0,554
(23-24)	74,23	0,261	Totale	2653,77	9,28

III-4-3- Calcul des débits aux nœuds :

Le débit concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau est déterminé de la manière suivante :

$$Q_{Ni}=O,5*\sum Q_{ri} + \sum Q_c \text{.....(III-3)}$$

Avec :

- Q_{Ni} : Débit nodale en (l/s).
- $\sum Q_{ri}$: La somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).
- $\sum Q_c$: La somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Les résultats des calculs des débits aux nœuds de notre zone d'étude sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-2 : Les débits aux nœuds.

Nœud	Tronçon	Q_{Ni}	Nœud	Tronçon	Q_{Ni}
1	(1-3)	0,139	29	Q_c	0,5
57	(57-2)	0,101	30	Q_c	0,5
2	(1-2)	0,101	32	(32-33)	0,349
3	(1-3)	0,139	33	(32-33)	0,349
4	(4-5)	0,220	34	(34-35)	0,144
5	(4-5)	0,220	35	(34-35)	0,144
6	(6-7)	0,037	36	Q c	0,5
7	(6-7)	0,461	37	Q c	0,5
	(7-8)		38	(38-39)	0,162
	(7-9)		39	(38-39)	0,284
8	(7-8)	0,257		(39-40)	
9	(7-9)	0,166	40	(39-40)	0,121
10	(10-11)	0,135	41	(41-42)	0,092
11	(10-11)	0,135	42	(41-42)	0,092
12	(12-13)	0,446	44	Q_c	0,5
13	(12-13)	0,446	45	Q_c	0,5
15	(15-16)	0,171	46	(46-47)	0,127
16	(15-16)	0,171	47	(46-47)	0,127
17	(17-18)	0,323	48	(48-49)	0,175
18	(17-18)	0,323	49	(48-49)	0,175
20	(20-21)	0,409	50	(50-51)	0,16
	(20-22)		51	(50-51)	0,16
21	(20-21)	0,172	52	(52-53)	0,145
22	(20-22)	0,237	53	(52-53)	0,145
23	(23-24)	0,129	54	(54-55)	0,394
24	(23-24)	0,129		(54-56)	
25	(25-26)	0,202	55	(54-55)	0,118
26	(25-26)	0,202	56	(54-56)	0,275

III-4-4- Calcul des débits de dimensionnement :

Il existe trois modes de fonctionnement des conduites en charge :

1-Service d'extrémité : Dans ce mode, le débit entrant $Q_{entrant}$ dans la conduite est égal au débit sortant $Q_{sortant}$ de la conduite. Autrement dit, il n'y a pas de variation de débit le long de la conduite.



Figure III-01 : Service d'extrémité.

Le débit de dimensionnement : $Q_{dim}= Q_{entrant}=Q_{sortant}$

2-Service en route : Dans ce mode, le débit de dimensionnement est égal à 0,55 fois le débit entrant, et le débit sortant est nul. Cela signifie que le débit diminue le long de la conduite.

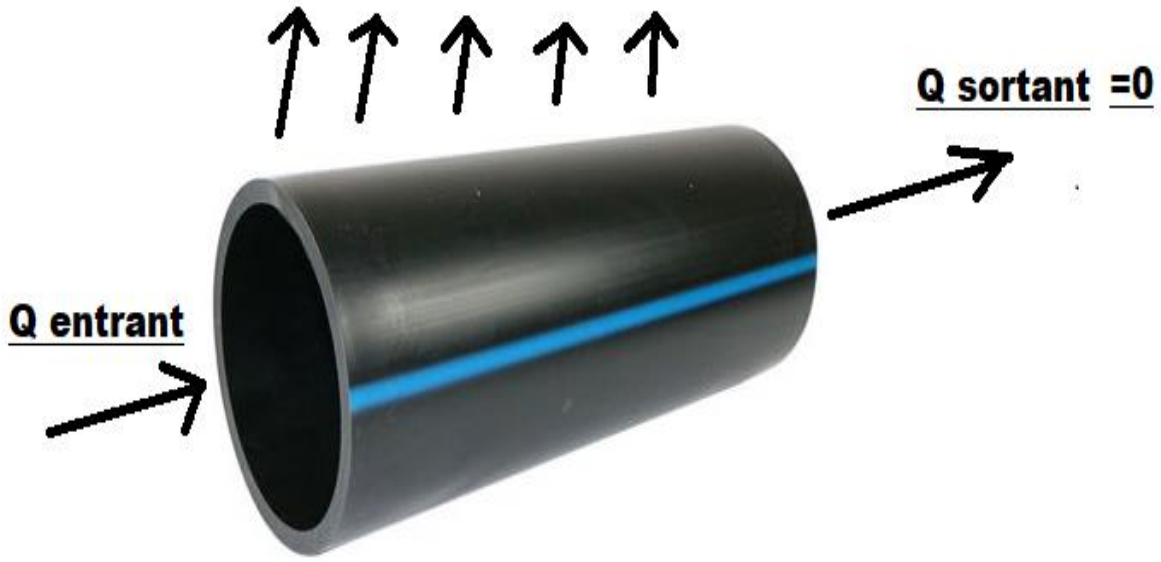


Figure III-02 : Service en route

Le débit de dimensionnement : $Q_{dim}=0,55*Q_{entrant}$

3-Service mixte : Dans ce mode, le débit de dimensionnement est également égal à 0,55 fois le débit entrant, mais le débit sortant n'est pas nul, bien que le débit diminue également le long de la conduite.

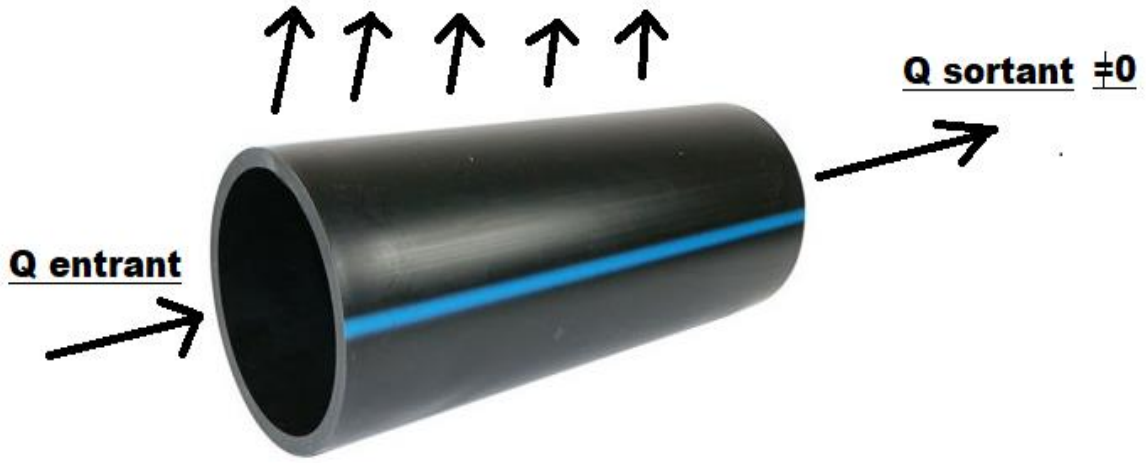


Figure III-02 : Service mixte

Le débit de dimensionnement : $Q_{dim}=0,55*Q_{entrant}+Q_{sortant}$

Il est important de noter que ces modes de fonctionnement peuvent être utilisés pour différentes applications de conduites en charge, en fonction des besoins spécifiques du système hydraulique ou du réseau de distribution d'eau.

Les débits de dimensionnement ont été calculés selon ce principe et sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Les débits de dimensionnement

Tronçon	Q_{dim}(l/s)	traçon	Q_{dim}(l/s)
(R2-1)	8,520412	(27-28)	1
(57-2)	0,111599	(28-29)	0,5
(57-1)	8,317505	(28-30)	0,5
(1-3)	0,153956	(27-31)	2,00765
(1-4)	8,037586	(31-32)	0,992132
(4-5)	0,243795	(32-33)	0,386108
(4-6)	7,594321	(32-34)	0,290118
(6-7)	0,894355	(34-35)	0,159565
(7-8)	0,284992	(31-36)	0,5
(7-9)	0,183915	(31-37)	0,5
(6-10)	6,665769	(R1-38)	3,759588
(10-11)	0,15001	(38-39)	1,61081
(10-12)	6,393024	(39-40)	0,134189
(12-13)	0,494012	(39-41)	1,18659
(12-14)	5,49482	(41-42)	0,102624
(14-15)	2,078895	(41-43)	1
(15-16)	0,189253	(43-44)	0,5
(15-17)	1,734798	(43-45)	0,5
(17-18)	0,357425	(38-46)	2,001309
(17-19)	1,084934	(46-47)	0,140804
(19-20)	0,823899	(46-48)	1,745302
(20-21)	0,19053	(48-49)	0,193992
(20-22)	0,262614	(48-50)	1,392589
(19-23)	0,261035	(50-51)	0,17732
(23-24)	0,14357	(50-52)	1,070189
(14-25)	3,415925	(52-53)	0,953905
(25-26)	0,224551	(53-54)	0,777294
(25-27)	3,00765	(54-55)	0,130998
		(54-56)	0,305049

III-4-Dimensionnement du réseau de distribution cas de point :

Pour dimensionner correctement un réseau de distribution de type ramifié, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes de manière détaillée :

- Identification du point le plus recommandé : Déterminez le point du réseau de distribution qui est le plus éloigné géographiquement et le plus élevé en altitude. Ce point représente le scénario le plus contraignant pour le dimensionnement du réseau.
- Établissez la pression requise au point défavorable :

$$P_s=10+4*N \quad \text{(III-4)}$$

Avec :

-P_s : Pression de service.

-N : Le nombre d'étage.

- Calcul de la cote piézométrique du point précis :

$$C_p=C_T+P_s \quad \text{(III-5)}$$

Avec :

-C_p : Cote piézométrique (m).

-C_T : Cote du terrain (m).

- Détermination de la charge disponible entre le réservoir et le point recommandé :

$$\Delta H=C_R-C_P \quad \text{(III-6)}$$

Avec :

-ΔH : La charge disponible (m).

-C_R : La cote du réservoir (m).

- Calcul de la pente hydraulique moyenne :

$$I_{moy}=\frac{\Delta H}{\sum L} \quad \text{(III-7)}$$

Avec :

-I_{moy} : La pente hydraulique moyenne (m/m).

-$\sum L$: La somme des longueurs des tronçons formant la conduite principale (m).

- Calcul du diamètre approprié pour chaque tronçon du réseau de distribution :

$$D_{cal,i}=\sqrt[m]{\frac{K.Q_i^B}{I_{moy}}} \quad \text{(III-8)}$$

Avec :

-$D_{cal,i}$: diamètre approprié pour chaque tronçon (mm).

-m : Exposant tenant compte du type du matériau.

-K : Coefficient de perte de charge.

-B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

-Q_i : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Selon le type de matériau les coefficients K, B, m et sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Coefficient K, m et B pour différents types du tuyau.

Tuyau	K	m	B
Acier et Fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 - 2
Plastique	0,001052	4,772	2

Le dimensionnement du réseau de distribution nécessite de suivre plusieurs étapes pour garantir son efficacité. Tout d'abord, il est essentiel d'identifier le point le plus révélateur du réseau, c'est-à-dire le point le plus éloigné et situé à une altitude élevée. Une fois ce point déterminé, il faut définir la pression requise à ce point, ce qui permettra de calculer la cote piézométrique correspondante.

Ensuite, il est nécessaire de trouver la charge disponible entre le réservoir (ou la source d'approvisionnement) et le point fourni. Cette charge disponible représente la différence de pression potentielle utilisable pour le débit dans le réseau.

Une fois que la charge disponible est calculée, il est possible de calculer la pente hydraulique moyenne, qui représente la variation moyenne de la hauteur entre le réservoir et le point délivré par unité de distance. Cette pente hydraulique moyenne est utilisée pour garantir un écoulement adéquat dans le réseau.

Enfin, en se basant sur la pente hydraulique moyenne, il est possible de calculer le diamètre requis pour chaque tronçon du réseau de distribution. Le diamètre approprié dépendra du débit souhaité.

Ces étapes permettent d'assurer un dimensionnement adéquat du réseau de distribution, en prenant en compte les contraintes hydrauliques et les besoins en pression du système.

Une fois les diamètres calculés pour chaque tronçon du réseau de distribution, il est important de les normaliser en fonction de la disponibilité des matériaux sur le marché et de la vitesse limitée acceptée entre (0,5 – 1,5 m/s).

La disponibilité des matériaux sur le marché est un facteur déterminant dans le choix des diamètres normalisés. Il est essentiel de s'assurer que les diamètres calculés correspondant aux tailles standard des tuyaux disponibles, afin de faciliter la construction et l'entretien du réseau. Si les diamètres calculés ne correspondent pas aux dimensions couramment disponibles, des ajustements doivent être effectués pour sélectionner les diamètres normalisés les plus proches. De plus, il est important de prendre en compte la vitesse limitée acceptée pour le fluide dans le réseau. La vitesse d'écoulement dans les tuyaux ne doit pas dépasser une certaine valeur pour éviter les problèmes de turbulence, de perte de charge excessive ou de dommages aux conduites.

Les diamètres calculés et normalisés sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : résultats des diamètres calculés et normalisés.

traçon	Débits	$D_{cal,i}$	D normalisé	e	D intérieur	V (m/s)
(R2-57)	8,52	56,144	110	6,6	96,8	1,158
(57-1)	8,317	55,579	110	6,6	96,8	1,13
(1-4)	7,988	54,647	110	6,6	96,8	1,086
(4-6)	7,547	53,362	110	6,6	96,8	1,026
(6-10)	6,624	50,522	110	6,6	96,8	0,9
(10-12)	6,353	49,645	110	6,6	96,8	0,863
(12-14)	5,459	46,590	90	5,4	79,2	1,108
(14-25)	3,392	38,167	75	4,5	66	0,992
(25-27)	2,986	36,181	75	4,5	66	0,873
(27-31)	1,986	30,498	63	3,8	55,4	0,824
(31-37)	0,5	17,106	40	3	34	0,55
(57-2)	0,111	13,025	32	3	26	0,21
(1-3)	0,153	8,845	32	3	26	0,288
(4-5)	0,242	10,725	32	3	26	0,456
(6-7)	0,889	17,829	40	3	34	0,980
(7-8)	0,283	11,04	32	3	26	0,534
(7-9)	0,182	9,188	32	3	26	0,344
(10-11)	0,149	8,436	32	3	26	0,281
(12-13)	0,491	14,417	40	3	34	0,541
(14-15)	2,067	29,439	63	3,8	55,4	0,858
(15-17)	1,725	27,289	63	3,8	55,4	0,716
(17-19)	1,078	22,416	50	3	44	0,709
(19-20)	0,819	19,974	40	3	34	0,902
(20-22)	0,261	12,369	32	3	26	0,492
(15-16)	0,188	10,782	32	3	26	0,354
(17-18)	0,355	14,075	32	3	26	0,669
(20-21)	0,189	10,813	32	3	26	0,357
(19-23)	0,259	12,338	32	3	26	0,489

traçon	Débits	$D_{cal,i}$	D normalisé	Epaisseur	D intérieur	V (m/s)
(23-24)	0,142	9,6	32	3	26	0,269
(25-26)	0,223	9,365	32	3	26	0,42
(27-28)	1	15,922	40	3	34	1,101
(28-29)	0,5	11,907	32	3	26	0,942
(28-30)	0,5	11,907	32	3	26	0,942
(31-32)	0,986	14,867	40	3	34	1,087
(32-33)	0,383	10,01	32	3	26	0,723
(32-34)	0,288	8,880	32	3	26	0,543
(34-35)	0,158	6,912	32	3	26	0,299
(31-36)	0,5	12,997	32	3	26	0,942
(R1-38)	3,759	37,914	75	4,5	66	1,099
(38-46)	2,005	29,135	63	3,8	55,4	0,832
(46-48)	1,750	27,524	63	3,8	55,4	0,726
(48-50)	1,4	25,062	50	3	44	0,921
(50-52)	1,079	22,475	50	3	44	0,710
(52-53)	0,948	21,288	50	3	44	0,624
(53-54)	0,788	19,7	40	3	34	0,868
(54-56)	0,303	13,201	32	3	26	0,571
(38-39)	1,607	24,872	50	3	55,4	0,667
(39-41)	1,185	21,893	50	3	55,4	0,492
(41-43)	1	20,385	40	3	34	1,101
(43-45)	0,5	15,246	32	3	26	0,942
(39-40)	0,133	8,764	32	3	26	0,251
(41-42)	0,102	7,832	32	3	26	0,192
(43-44)	0,5	15,246	32	3	26	0,942
(46-47)	0,14	8,52	32	3	26	0,263
(48-49)	0,192	9,745	32	3	26	0,363
(50-51)	0,176	9,385375	32	3	26	0,332
(54-55)	0,13	8,266872	32	3	26	0,245
(54-56)	0,303	11,78147	32	3	26	0,571

Avec :

- V : La vitesse en (m/s), déterminer par la formule suivante :

$$V=\frac{4.Q}{\pi * D_{intérieur}^2} \text{.....(III-9)}$$

- $D_{intérieure}$: le diamètre intérieur de la conduite normalisé

$$D_{intérieure}= D_{normalisé} - 2*e \text{.....(III-10)}$$

- e : l'épaisseur de la conduite.

III-5-Calcul de la pression pour chaque nœud :

Une fois les diamètres normalisés, il est nécessaire de recalculer la charge disponible dans le réseau de distribution, avec la formule suivante :

$$\Delta H=\frac{K.L.Q^B}{D_{intérieur}^2} \text{.....(III-11)}$$

La cote piézométrique (Cp) représente l'altitude de chaque point du réseau par rapport à une donnée de référence, généralement le niveau du réservoir ou de la source d'approvisionnement. La charge disponible est la différence de pression potentielle utilisable entre deux points du réseau.

Ainsi, en utilisant la formule Cp1 = Cp2 - charge disponible, nous pouvons calculer la cote piézométrique pour chaque point en soustrayant la charge disponible à la cote piézométrique du point précédent (Cp2). Ce calcul permet de déterminer l'altitude relative de chaque point par rapport au point précédent, ce qui est essentiel pour garantir un écoulement adéquat dans le réseau de distribution.

Actuellement, nous avons mesuré la cote piézométrique ainsi que la cote du terrain. En appliquant la formule suivante : soustraction de la cote du terrain à la cote piézométrique, nous obtenons la pression pour chaque nœud. Cette différence de niveaux entre la cote piézométrique et la cote du terrain nous permet de déterminer la pression associée à chaque point de mesure.

III-5-1-Projection et implantation d'un réservoir brise charge :

Pour faire face aux problèmes liés à la topographie accidentée du terrain, notamment dans le tronçon (31-37) présentant une pente de 7,89 %, il est nécessaire de procéder à la projection et à l'implantation d'un réservoir brise- charge. Ce réservoir brise-charge sera installé afin de prévenir les fortes pressions qui pourraient se produire. Son rôle sera de réduire la pression à une valeur acceptable pour le tronçon concerné.

Plus précisément, le réservoir brise-charge sera déterminé à une altitude équivalente à celle du point le plus bas dans le tronçon, augmentée de la pression maximale que la conduite concernée peut supporter. Cette installation permettra de réguler la pression et de maintenir des niveaux acceptables tout au long du tronçon, malgré les conditions topographiques difficiles.

Afin de résoudre le problème de forte pression qui se manifeste au niveau du nœud 31, nous avons décidé d'installer un réservoir brise-charge dans le tronçon (27-31), sera posé à une altitude de 278,98m. Ce choix stratégique vise à atténuer les pressions excessives dans cette section du réseau et dans les tronçons qui suites.

- **Le Calcul du volume du brise charge :**

Pour calculer le volume des brises charges (BC) nous optons pour un temps de vidange de la Bâche =1h.

Donc le volume de la bâche sera calculé par la formule suivante :

$$V=\frac{Q_{sortant}*T}{2} \text{.....(III-12)}$$

Avec :

-V : volume de la bâche.

-$Q_{sortant}$: Le débit sortant de la bâche (2 l/s).

-T : le temps de vidange de la bâche.

A.N : $V=\frac{2*10^{-3}*1*3600}{2}$= 3,6 m^3.

Le volume initial de la bâche est de 3,6 m³, mais nous le normalisons à 5 m³.

III-5-2-Résultats Calcul de la charge disponible :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-5 : Résultats de calcul de la charge disponible.

traçon	Débits	Longueur	ΔH
(R2-57)	8,52	247,92	1,308
(57-1)	8,317	68,25	0,343
(1-4)	7,988	239,84	1,112
(4-6)	7,547	17,47	0,072
(6-10)	6,624	84,55	0,269
(10-12)	6,353	83,51	0,244
(12-14)	5,459	35,38	0,199
(14-25)	3,392	59,29	0,308
(25-27)	2,986	435,61	1,756
(27-BC)	1,986	319,7	1,315
(BC-31)	1,986	57,03	2,410
(31-37)	0,5	519	1,389
(57-2)	0,112	72,54	0,034
(1-3)	0,153	79,6	0,071
(4-5)	0,242	126,05	0,285
(6-7)	0,889	21,61	0,183
(7-8)	0,283	147,35	0,455
(7-9)	0,182	95,09	0,122
(10-11)	0,149	77,56	0,066
(12-13)	0,491	255,42	0,66
(14-15)	2,067	55,2	0,245
(15-17)	1,725	126,09	0,391
(17-19)	1,078	131	0,477
(19-20)	0,819	71,32	0,512
(20-22)	0,261	135,78	0,356
(15-16)	0,188	97,85	0,133
(17-18)	0,355	184,8	0,899
(20-21)	0,189	98,51	0,136
(19-23)	0,259	37,91	0,098

traçon	Débits	Longueur	ΔH
(23-24)	0,142	74,23	0,058
(25-26)	0,223	116,1	0,223
(27-28)	1	7,87	0,084
(28-29)	0,5	324,93	3,129
(28-30)	0,5	51,69	0,497
(31-32)	0,986	12,13	0,126
(32-33)	0,383	199,63	1,133
(32-34)	0,288	185,3	0,594
(34-35)	0,158	82,5	0,08
(31-36)	0,5	188,3	1,813
(R1-38)	3,759	85,33	0,545
(38-46)	2,005	63,92	0,267
(46-48)	1,75	249,84	0,798
(48-50)	1,4	19,77	0,121
(50-52)	1,079	95,23	0,347
(52-53)	0,948	83,29	0,234
(53-54)	0,788	192,26	1,279
(54-56)	0,303	157,72	0,559
(38-39)	1,607	93,19	0,25
(39-41)	1,185	53,65	0,078
(41-43)	1	137,24	1,469
(43-45)	0,5	286,81	2,762
(39-40)	0,133	69,38	0,047
(41-42)	0,102	53,06	0,021
(43-44)	0,5	92,96	0,895
(46-47)	0,14	72,8	0,054
(48-49)	0,192	100,3	0,143
(50-51)	0,176	91,68	0,109
(54-55)	0,13	67,73	0,044
(54-56)	0,303	157,72	0,559

III-5-2-Résultats Calcul de la pression :

Les résultats de calcul de la pression pour chaque nœud sont représentés dans le tableau suivant

Tableau III-6 : Résultats de calcul de la pression.

Nœud	CT	CP	Pression (m.c.e)
R2	400	400	0
57	388,22	398,691	10,471
1	382,51	398,691	16,181
4	362,94	397,579	34,639
6	361,51	397,507	35,997
10	353,78	397,237	43,457
12	352,1	396,992	44,892
14	352,63	396,792	44,162
25	355,14	396,484	41,344
27	305,98	394,728	88,748
BC	278,98	278,98	0
31	268,98	281,39	12,41
37	228,03	278,98	50,95
2	392,11	398,657	6,547
3	368,35	398,62	30,269
5	370,3	397,122	26,822
7	359,8	397,324	37,524
8	347,99	396,868	48,878
9	352,1	396,745	44,645
11	358,8	397,171	38,37
13	339,04	396,332	57,292
15	356,94	396,546	39,606
17	361,5	396,155	34,655
19	365,18	395,678	30,498
20	364,23	395,165	30,935
22	367,4	394,809	27,409
16	363,08	396,413	33,333
18	335,44	395,256	59,816
21	367,49	395,029	27,539

Nœud	CT	CP	Pression (m.c.e)
23	365,24	395,58	30,340
24	358,3	395,521	37,221
26	348,99	396,261	47,271
28	305,64	394,643	89,003
29	280,68	391,514	110,834
30	306,41	394,145	87,735
32	271,53	281,264	9,734
33	254,97	280,13	25,160
34	249,34	280,669	31,329
35	247,87	280,589	32,719
36	248,06	279,576	31,516
R1	229	229	0
38	217,92	228,454	10,534
46	213,99	228,186	14,196
48	199,82	227,388	27,568
50	199,88	227,267	27,387
52	193,58	226,919	33,339
53	182	226,685	44,685
54	163,33	225,405	62,075
56	160,06	224,846	64,786
39	214,16	228,203	14,043
41	209,77	228,125	18,355
43	202,64	226,655	24,015
45	176,17	223,892	47,722
40	221	228,156	7,156
42	207,34	228,104	20,763
44	192,14	225,76	33,620
47	206,6	228,131	21,531
49	199,61	227,244	27,634
51	187,33	227,157	39,827
55	171,84	225,361	53,521

La pression au nœud 29 est excessive, atteignant une valeur de 110,83412 mce Afin de réduire cette pression à 50 mce, nous envisageons l'installation d'une vanne de régulation de pression.

III-6-Simulation par le logiciel Epanet :

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique utilisé pour simuler et analyser les réseaux de distribution d'eau potable. Le nom "EPANET" est l'acronyme de "EPA's Water Distribution System Analysis Model", ce qui signifie le modèle d'analyse des réseaux de distribution d'eau de l'EPA (Environmental Protection Agency) aux États-Unis.

EPANET est largement utilisé dans le domaine de l'ingénierie de l'eau pour la conception, la planification et la gestion des réseaux de distribution d'eau potable. Il permet aux ingénieurs et aux professionnels de simuler le comportement hydraulique des réseaux, d'évaluer les performances du système, d'optimiser le dimensionnement des conduites, de prévoir les demandes en eau, de détecter les zones à problèmes telles que les zones de faible pression ou les zones de surverse, et de prendre des décisions éclairées en matière de gestion des réseaux.

Le logiciel EPANET permet de modéliser les différents composants d'un réseau de distribution d'eau, tels que les conduites, les réservoirs, les pompes, les vannes et les nœuds de consommation. Il prend en compte les caractéristiques hydrauliques, les pertes de charge, les demandes en eau, les variations de pression, ainsi que d'autres paramètres pertinents pour représenter de manière réaliste le fonctionnement du réseau.

III-6-1-Tableau des nœuds :

Résultats de la simulation par le logiciel Epanet sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Tableau des nœuds

	Débit	Cote piézométrique	Pression
Node ID	LPS	m	m
Junc 12	0.45	392.03	39.93
Junc 54	0.39	216.16	52.83
Junc 55	0.12	215.92	44.08
Junc 53	0.15	221.32	39.32
Junc 50	0.16	223.50	23.62
Junc 51	0.16	222.95	35.62
Junc 48	0.18	223.92	24.10
Junc 49	0.18	223.22	23.61
Junc 46	0.13	226.59	12.60
Junc 47	0.13	226.30	19.70
Junc 39	0.28	226.62	12.46
Junc 45	0.50	208.35	32.18
Junc 43	0.00	220.73	18.09
Junc 44	0.50	216.72	24.58
Junc 31	0.00	310.38	41.40
Junc 33	0.35	305.31	50.34
Junc 34	0.14	306.84	57.50
Junc 35	0.14	306.43	58.56
Junc 29	0.50	311.07	30.39
Junc 28	0.00	385.10	79.46
Junc 30	0.50	382.86	76.45
Junc 14	0.00	391.51	38.88
Junc 23	0.13	387.10	21.86
Junc 24	0.13	386.80	28.50
Junc 19	0.00	387.62	22.44
Junc 20	0.41	385.58	21.35
Junc 21	0.17	384.91	17.42
Junc 25	0.20	390.62	35.48
Junc 26	0.20	389.58	40.59

Node ID	Débit	Cote piézométrique	Pression
Junc 6	0.04	393.31	31.80
Junc 9	0.17	392.00	39.90
Junc 7	0.46	392.60	32.80
Junc 8	0.26	390.61	42.62
Junc 1	0.14	396.15	13.64
Junc 3	0.14	395.77	27.42
Junc 2	0.10	396.79	4.68
Junc 4	0.22	393.49	30.55
Junc 5	0.22	392.19	21.89
Junc 10	0.14	392.65	38.87
Junc 11	0.14	392.30	33.50
Junc 17	0.32	389.41	27.91
Junc 18	0.32	385.70	50.26
Junc 40	0.12	226.36	5.36
Junc 41	0.09	226.33	16.56
Junc 42	0.09	226.21	18.87
Junc 56	0.28	213.76	53.70
Junc 37	0.50	304.13	76.10
Junc 38	0.16	227.46	9.54
Junc 13	0.45	389.51	50.47
Junc 15	0.17	390.72	33.78
Junc 16	0.17	390.07	26.99
Junc 22	0.24	383.98	16.58
Junc 27	0.00	385.42	79.44
Junc 36	0.50	302.25	54.19
Junc 32	0.35	309.90	38.37
Junc 52	0.15	222.20	28.62
Junc 57	0.10	396.95	8.73
Resrv BC	0.00	278.98	0
Junc Valve	0.00	325.10	19.46
Resvr R1	-3.76	229.00	0.00
Resvr R2	-8.47	400.00	0.00

III-6-2-Tableau des Performances dans les Conduites :

Résultats de la simulation par le logiciel Epanet sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Tableau des Performances dans des conduites.

	Débit	Vitesse	Perte de charge
Conduite	LPS	m/s	m/km
Pipe (54-55)	0.12	0.22	3.56
Pipe (50-51)	0.16	0.30	5.97
Pipe (48-49)	0.18	0.33	6.97
Pipe (46-47)	0.13	0.24	4.03
Pipe (43-44)	0.50	0.94	43.17
Pipe (28-30)	0.50	0.94	43.17
Pipe (23-24)	0.13	0.24	4.16
Pipe (20-21)	0.17	0.32	6.76
Pipe (25-26)	0.20	0.38	8.97
Pipe (1-3)	0.14	0.26	4.69
Pipe (4-5)	0.22	0.42	10.34
Pipe (10-11)	0.14	0.26	4.48
Pipe (17-18)	0.32	0.61	20.09
Pipe (41-42)	0.09	0.17	2.35
Pipe (1-4)	7.99	1.09	11.07
Pipe (7-8)	0.26	0.49	13.55
Pipe (4-6)	7.55	1.03	10.00
Pipe (6-10)	6.63	0.90	7.92
Pipe (10-12)	6.35	0.86	7.34
Pipe (12-13)	0.45	0.49	9.88
Pipe (12-14)	5.46	1.11	14.66
Pipe (14-15)	2.07	0.86	14.35
Pipe (15-16)	0.17	0.32	6.68
Pipe (15-17)	1.73	0.72	10.41
Pipe (17-19)	1.08	0.71	13.63
Pipe (19-23)	0.26	0.49	13.73
Pipe (19-20)	0.82	0.90	28.68

Conduite	Débit	Vitesse	Perte de charge
Pipe (20-22)	0.24	0.45	11.76
Pipe (14-25)	3.39	0.99	15.00
Pipe (27-28)	1.00	1.10	40.81
Pipe (25-27)	2.99	0.87	11.95
Pipe (31-37)	0.50	0.55	12.04
Pipe (31-36)	0.50	0.94	43.17
Pipe (32-34)	0.29	0.54	16.49
Pipe (34-35)	0.14	0.27	4.98
Pipe (R1-38)	3.76	1.10	18.02
Pipe (38-46)	2.01	0.83	13.59
Pipe (38-39)	1.59	0.66	9.02
Pipe (39-40)	0.12	0.23	3.71
Pipe (39-41)	1.19	0.49	5.37
Pipe (41-43)	1.00	1.10	40.80
Pipe (43-45)	0.50	0.94	43.17
Pipe (46-48)	1.75	0.73	10.69
Pipe (48-50)	1.40	0.92	21.61
Pipe (50-52)	1.08	0.71	13.64
Pipe (52-53)	0.93	0.61	10.57
Pipe (53-54)	0.79	0.87	26.80
Pipe (54-56)	0.28	0.52	15.25
Pipe (6-7)	0.89	0.98	32.90
Pipe (7-9)	0.17	0.31	6.36
Pipe (57-2)	0.10	0.19	2.74
Pipe (R2-57)	8.47	1.15	12.30
Pipe (57-1)	8.27	1.12	11.78
Pipe (BC-31)	1.99	0.82	13.37
Pipe (31-32)	0.99	1.09	39.84

Conduite	Débit	Vitesse	Perte de charge
Pipe (33-32)	-0.35	0.66	22.99
Pipe (28-29)	0.50	0.94	43.17
Pipe (27-BC)	1.99	0.82	60.00

III-6-3- Constatations et interprétations des résultats de simulation :

Les résultats des mesures de pression sont encouragés, car ils indiquent que 96,6 % des pressions mesurées se présentent dans la plage normale, qui va de 01 bar à 06 bar.

Lorsque nous analysons les données relatives aux conduites, nous constatons que 85,45 % des vitesses se produisant dans la plage normale, comprennent entre 0,5 et 1,5 m/s. De plus, nous observons que les 14,55 % restants correspondant à des vitesses plus faibles, variant entre 0,17 m/s (sur le tronçon 41-42) et 0,49 m/s (sur le tronçon 19-23).

III-7-Cas de point+incendie :

Dans notre situation, nous sommes confrontés à une zone rurale avec des habitations dispersées, ce qui réduit les risques d'incendie. De plus, notre réseau de distribution actuel n'est pas en mesure de supporter un débit supplémentaire de 17 litres par seconde. En effet, une augmentation de débit entraînerait des vitesses d'écoulement excessivement élevées, ce qui pourrait fatiguer les conduites et les utilisateurs prématurément.

III-8- Equipement du réseau de distribution :

III-8-1-Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 32 mm et 110 mm.

III-8-2- Appareils et accessoires du réseau :

- **Robinets vannes :**

Les robinets vannes sont installés à chaque nœud du réseau et servent à isoler les différentes sections du réseau lorsqu'une réparation est nécessaire sur l'une d'entre elles. Ils permettent également de régler les débits d'eau et sont manipulés depuis le sol à l'aide d'une clé spéciale appelée "béquille". Cette clé est insérée dans une bouche à clé située sur le trottoir, ce qui la rend facilement accessible.

- **Bouches ou poteau d'incendie :**

Les bouches d'incendie ou poteaux d'incendie, doivent être connectées à des conduites capables de fournir un débit minimum de 17 litres par seconde avec une pression de 10 mètres (1 bar). Ces dispositifs doivent être installés le long des trottoirs, à des intervalles de 50 à 200 mètres, en fonction de la gravité des risques potentiels. Cette répartition vise à assurer une couverture adéquate en cas d'urgence.

- **Clapet anti-retour :**

Les clapets sont des dispositifs mécaniques qui permettent de contrôler le sens d'écoulement des fluides dans une tuyauterie. Leur rôle est d'empêcher l'eau de circuler dans le sens contraire de l'écoulement prévu.

- **Ventouses :**

Les ventouses sont des dispositifs utilisés dans les installations hydrauliques pour réduire la formation de vide et éliminer l'air emprisonné dans les conduites. Elles sont généralement installées aux points les plus élevés du réseau de tuyauterie.

Leur fonction principale est d'évacuer l'air généré dans les conduites, car la présence d'air peut entraîner plusieurs problèmes, tels que la formation de poches d'air qui peut affecter le fonctionnement des équipements, provoquer des coups de bélier hydrauliques ou réduire la capacité de transport de l'installation.

- **Robinets de vidange :**

Les robinets de vidange sont des dispositifs utilisés dans les réseaux de distribution d'eau pour permettre la vidange des conduites. Ils sont généralement installés aux points les plus bas du réseau, là où l'eau a tendance à s'accumuler.

Ces robinets sont souvent placés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie, également appelés un regard de vidange. Ce regard est une structure en béton ou en maçonnerie qui abrite le robinet de vidange. Il est conçu pour fournir un accès facile au robinet et faciliter la vidange de la conduite.

- **Pièces spéciales de raccord :**

Les pièces spéciales de raccordement sont des composants utilisés dans les réseaux de distribution pour assurer la connexion, le changement de direction, l'ajout ou la réduction de diamètre des conduites, ainsi que pour le croisement de conduites perpendiculaires. Voici quelques exemples courants de ces pièces :

1. Les Tés : Les Tés sont des pièces en forme de "T" qui sont utilisées pour dériver ou ajouter un débit dans un réseau. Ils permettent de créer une dérivation à partir d'une conduite principale, généralement perpendiculaire à celle-ci.
2. Les coudes : Les coudes sont des pièces courbées qui permettent de changer la direction d'une conduite. Ils sont disponibles dans différents angles (90 degrés, 45 degrés, etc.) et sont utilisés pour adapter le tracé du réseau aux contraintes de l'environnement ou de l'installation.
3. Les cônes : Les cônes sont des pièces coniques qui servent à raccorder deux conduites de diamètres différents. Ils permettent de passer en douceur d'un diamètre à un autre, facilitant ainsi la transition entre les sections de conduite.
4. Les croix de jonction : Les croix de jonction sont des pièces en forme de "plus" (+) qui sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement de deux conduites perpendiculaires. Elles permettent de connecter les conduites de manière à maintenir un flux continu.

5. Les manchons : Les manchons sont des morceaux de tuyau d'une longueur de 25 à 50 cm environ. Ils sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages aux conduites principales. Les manchons permettent une zone de transition et de raccordement pour faciliter l'installation des équipements.

III-9-Conclusion :

À la fin de ce chapitre, nous pouvons conclure que la diminution du diamètre de la conduite entraîne une augmentation de la vitesse de l'eau et, par conséquent, une diminution de la pression. Cela signifie qu'une conduite de plus petit diamètre aura une pression plus faible que celle d'une conduite de plus grand diamètre, tout en maintenant des vitesses plus élevées. Il est important de noter que l'évaluation des vitesses et des pressions dans un réseau de distribution d'eau est essentielle pour garantir un fonctionnement efficace et fiable du système. Cela permet de s'assurer que les utilisateurs bénéficient d'une pression adéquate pour leurs besoins, tout en évitant les problèmes tels que les pertes de charge excessives, les bruits et les variations de pression indésirables.

Chapitre IV

Etude de pompage

Chapitre IV : Etude du pompage

IV-1-Introduction :

Dans le cadre d'un projet d'alimentation en eau potable, il peut arriver que l'alimentation gravitaire ne soit pas possible. Dans ce cas, il est essentiel de mettre en place des appareils élévatoires, principalement des pompes, pour assurer la distribution de l'eau. Pour cela, il est nécessaire d'étudier les conditions d'établissement des stations de pompage. Cela implique de choisir les pompes les plus adaptées pour garantir un débit suffisant ainsi qu'une hauteur manométrique totale appropriée pour répondre aux besoins du projet.

IV-2-Définition :

Une pompe hydraulique est une machine qui permet de transférer de l'eau d'une zone à basse pression vers une zone à plus grande pression, en convertissant l'énergie mécanique de son moteur en énergie hydraulique. Cette pompe est utilisée pour acheminer l'eau potable vers les endroits où elle est nécessaire pour la consommation humaine. Elle fonctionne grâce à la rotation d'une pompe centrifuge qui transforme l'énergie transmise aux filets liquides en énergie de pression, permettant ainsi au liquide de monter vers une zone à plus grande pression.

IV-3- Différents types de pompes :

En hydraulique, il existe plusieurs types de pompes qui peuvent être utilisées pour l'alimentation en eau potable. Voici les principaux types de pompes :
1-Pompes centrifuges : Ce sont les pompes les plus courantes dans les applications d'alimentation en eau potable. Sont des machines hydrauliques caractérisées par leur faculté à transmettre de l'énergie à des fluides (en particulier liquides) grâce à la force centrifuge et caractérisées par une roue à aubes tournant à grande vitesse à l'intérieur d'un boîtier fermé. Elles sont principalement utilisées pour les applications de faible à moyenne pression et sont classées en fonction de leur conception, telles que les pompes à volute, les pompes à turbine, les pompes à diffusion, les pompes à canal latéral, etc.

2- Pompes volumétriques : ce type de pompe fonctionne en alimentant un volume fixe de liquide à chaque rotation. Elles sont principalement utilisées pour les applications de haute pression et sont classées en fonction de leur principe de fonctionnement, telles que les pompes à engrenages, les pompes à pistons, les pompes à lobes, les pompes à vis, etc.

3-Les pompes submersibles : elles sont principalement utilisées pour les applications d'eau souterraine et sont classées en fonction de leur type de moteur, telles que les pompes submersibles à moteur électrique, les pompes submersibles à moteur diesel, etc.

4-Pompes à membrane : Les pompes à membrane sont souvent utilisées pour pomper des fluides visqueux ou abrasifs. Elles fonctionnent en utilisant une membrane souple qui se dilate et se contracte pour transférer le fluide.

5-Pompes à turbine : Les pompes à turbine sont souvent utilisées pour pomper de l'eau à haute pression sur de courtes distances. Elles fonctionnent en utilisant des pales de turbine pour transférer l'eau d'une zone à basse pression vers une zone à plus grande pression.

Les pompes sont classées suivant :

- Le nombre de roues
- La forme des aubes de la roue
- La vitesse spécifique
- La direction de l'axe (horizontale, verticale)
- La position de la pompe par rapport à l'aspiration

Les pompes sont installées verticalement et immergées (forages) ou horizontalement (eau de surface).

IV-4- Critères de l'emplacement de la station de pompage :

En vue d'un placement optimal de la station de pompage, plusieurs critères doivent être pris en compte, notamment :

- Les conditions géologiques favorables.
- L'évitement des zones instables, telles que les zones sismiques et inondables.
- Eviter les propriétés privées.
- L'emplacement de la station et les ouvrages doivent assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
- Réduire les travaux de terrassement.
- La planification des réseaux d'alimentation électrique.
- Prévoir de la verdure autour de la station de pompage.
- L'accessibilité des véhicules, des engins et des pompiers à tous les bâtiments et ouvrages.

IV- 5- Les Variantes :

IV- 5-1- Première variante :

Dans cette première variante, il a été décidé de pomper l'eau du fourrage F1 vers la station de pompage SP1. Le rôle de la station de pompage SP1 est de pomper l'eau vers le réservoir R2, qui alimente toute l'agglomération. Nous devons analyser cette variante. Dans la partie pompage, nous avons un système en étages, ce qui facilite la montée de l'eau du fourrage vers le réservoir R2. Cependant, le problème se situe dans la partie distribution, car le réservoir R2 se trouve à une altitude de 400 m par rapport au niveau du sol. Le point le plus recommandé se trouve à une distance de 2843,11 m du réservoir R2, avec une altitude de terrain de 160,06 m, ce qui entraîne une pente de 8,44%. De plus, le terrain est très accidenté, ce qui a entraîné inévitablement des pressions excessives.

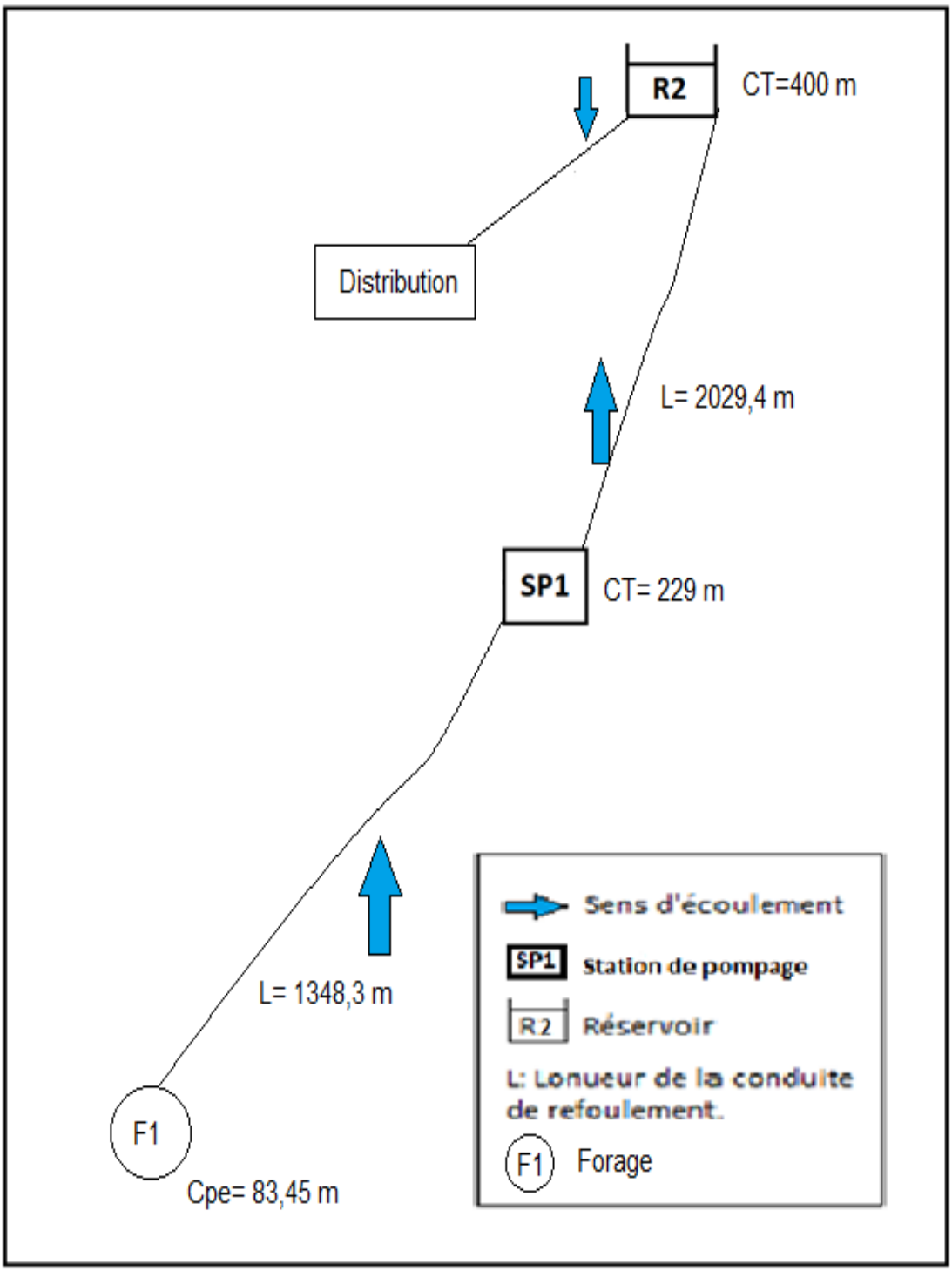


Figure IV- 1 : Plan schématique de la première variante.

IV- 5-1- Deuxième variante :

Dans cette variante, il a été décidé de pomper l'eau du fourrage F1 vers le réservoir R1, situé à une altitude de 229 mètres, afin de fournir l'eau au premier douar de Larbaa. La station de pompage SP1 sera chargée de transférer l'eau vers le réservoir R2, qui, à son tour, approvisionnera en eau le douar d'Igadayenne.

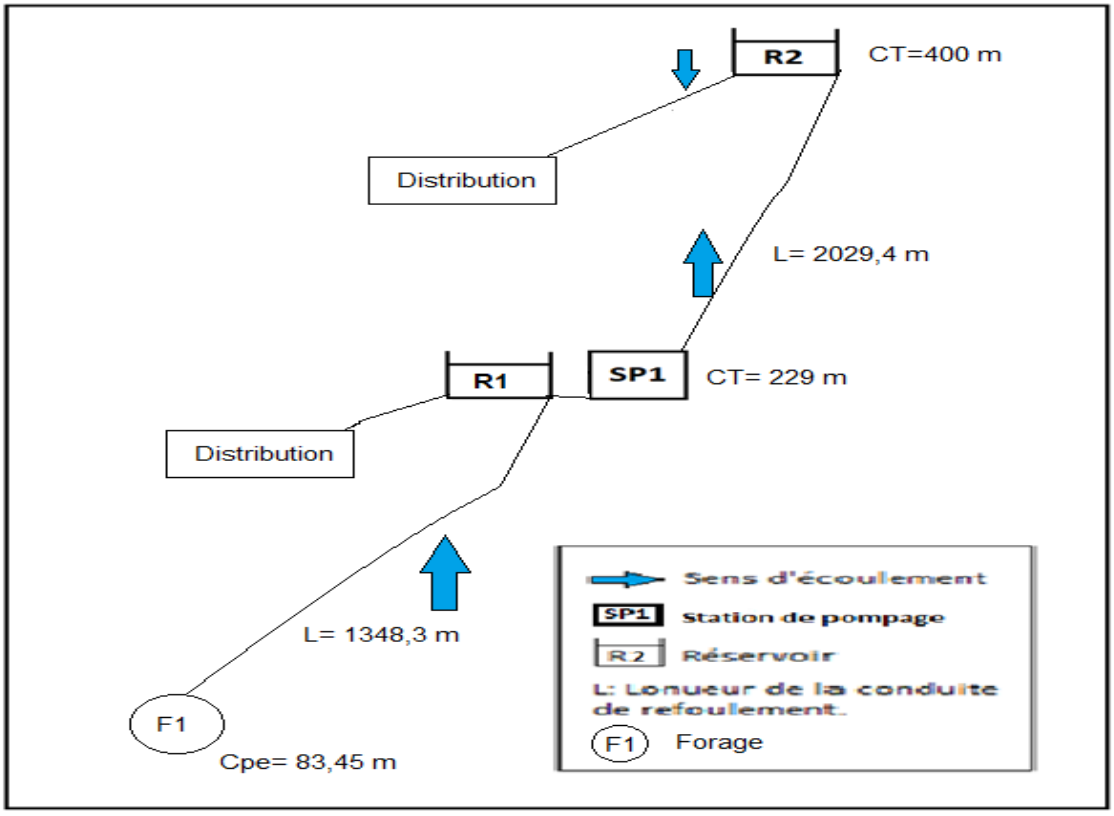


Figure IV- 2 : Plan schématique de la Deuxième variante.

IV- 5-3- variante retenu :

Nous avons opté pour la deuxième variante, car elle garantit des pressions raisonnables dans le réseau de distribution. De plus, en utilisant également deux réservoirs, nous gagnerons en autonomie de stockage. Lorsque les réservoirs seront complètement remplis, nous pourrons arrêter le fourrage afin que son niveau dynamique ne baisse pas.

IV-6- Etude du pompage :

Notre système d'adduction d'eau actuel comprend deux stations de pompage : la première, appelée F1, est un forage, tandis que la seconde, SP1, Station de pompage 01. Afin d'optimiser leur fonctionnement, nous proposons de réaliser une étude approfondie de ces deux stations à l'aide du logiciel CAPRARI. Le choix de ce logiciel est justifié par ses capacités à modéliser le fonctionnement hydraulique des stations de pompage et à identifier les éventuels problèmes de performance. Cette étude permettra ainsi de déterminer les améliorations nécessaires à apporter aux équipements, aux réseaux hydrauliques et électriques pour garantir un fonctionnement optimal des stations et une distribution d'eau de qualité.

- **Détermination du débit forcé :**

$$Q_f = Q_{eq} + \frac{W_0 + W_1 + W_2}{24} \quad \text{.....(IV-1)}$$

Avec :

- Q_f : Débit forcé.
- Q_{eq} : Débit d'équipement : $Q_{eq} = \alpha * Q_{max,j}$

Avec : α= (1,04÷1,08) et $Q_{max,j}$= 312,052 m^3/j= 3,61*10^{-3} m^3/s

$$Q_{eq}=3,9*10^{-3}\ m^3/s$$

- W_0 : Débit destiné pour certaines consommations le long de la conduite de refoulement (W_0=0).
- W_1 : Volume maximal de la journée, W_1= Q_{maxj}*Temps (temps=1 heures)

  W_1= 3,61*10^{-3}*3600= 13 m^3
- W_2 : Volume d'incendie (W_2=0), Il n'est pas nécessaire de tenir compte du débit d'incendie dans notre zone d'étude, car il n'y a aucun risque d'incendie.

Le débit forcé obtenu pour les deux stations de pompages est :

$$Q_f= 4,05*10^{-3}\ m^3/s = 4,05\ l/s$$

- **Hauteur d'élévation des pompes :**

1-Hauteur géométrique (Hg) : est la différence d'altitude entre le niveau de refoulement et le plan d'aspiration. Elle peut être elle-même subdivisé en deux parties : la hauteur géométrique d'aspiration différence de niveau entre l'axe de la pompe et le plan à l'aspiration, la hauteur géométrique de refoulement qui est la différence de niveau entre le niveau de refoulement et l'axe de la pompe.

Tableau IV-1 : Hauteurs géométriques

Zone de pompage	La loi de Hg	Résultat de calcul (m)
F1-SP1	$C_{P,SP1}$-C_{Cpe}	145,55
SP1-R2	C_{TR2}-C_{P1}	174

Avec :

-$C_{P,SP1}$: Cote de la bâche d'aspiration de la station de pompage SP1 (229m).

-C_{Cpe} : Niveau dynamique du forage (83,45m).

-C_{TR2} : Cote du trop-plein du réservoir R2 (400m).

-C_{P1} : Cote de l'axe de la pompe (226m).

2-Calcul d'un diamètre approximatif :

- La formule de BRESSE : $D_{app}=1,5 * \sqrt{Q_f}$ =95,46 mm
- La formule de Bonin : $D_{app}=\sqrt{Q_f}$ =63,64 mm

Avec :

-Q_f : débit forcé (4,05 l/s)

-D_{app} : Diamètre approximatif normalisé a 90 mm.

3-Calcul des pertes de charge :

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin} \text{.....(IV-2)}$$

Avec :

- ΔH_T : Perte de charge totale.

- ΔH_{sin} : Perte de charge singulière, sont dues aux modifications brusques de l'écoulement dans les pièces (Pertes de charge singulières ont été estimées à 10% des pertes de charges linéaires).

- ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire, Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des conduites et les turbulences provoquées par ces effets. Elles dépendent en toute rigueur donc :

→ Caractéristiques de l'eau :

- Débit d'écoulement à section pleine.
- Régime d'écoulement.
- La température de l'eau.
- La fluidité ou viscosité de l'eau.

→ Caractéristiques de la conduite

- Diamètre intérieur
- Rugosité des parois intérieures
- Longueur

Il existe plusieurs formules qui rendent compte de la perte de charge et qui se sont précisées avec la prise en compte progressive des paramètres ci-dessus énumérés. Pour notre part, nous utilisons l'équation de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_{lin} = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2.g} \text{.....(IV-3)}$$

Avec :

- λ: coefficient de frottement linéaire : $\lambda = (1{,}14 - 0{,}86 * \ln\frac{\varepsilon}{D})^{-2}$.....(IV-4)
- V : vitesse d'écoulement (m/s), $v = \frac{4*Q}{\pi * D^2}$.....(IV-5)
- D : diamètre de la conduite (m).
- L : longueur de la conduite (m).

Tableau IV-2 : Les pertes de charges totale

Zone de pompage	**V (m/s)**	**λ**	**L(m)**	**ΔH_{lin}(m)**	**ΔH_{sin}(m)**	**ΔH_T(m)**
F1-SP1	0,64	0,0204	1348,3	6,33	0,633	6,963
SP1-R2	0,64	0,0204	2029,4	9,53	0,953	10,483

4-Hauteur d'élévation de chaque pompe :

$$HMT=H_g+ \Delta H_T+P_{ex}\text{.....(IV-6)}$$

Avec :

- P_{ex} : Pression d'exhausse (1÷1,5) m.

Tableau IV-3 : Hauteur d'élévation de chaque pompe

Zone de pompage	H_g(m)	ΔH_T(m)	P_{ex}(m)	HMT(m)
F1-SP1	145,55	6,963	1	153,513
SP1-R2	174	10,483	1	185,483

- **Condition à vérifier :**

$$1,1\leq\frac{Q_f}{Q_{eq}}\leq 1,2$$

Et on $\frac{Q_f}{Q_{eq}}$=1,1 donc c'est vérifier.

IV-7-Choix des équipement principaux (hydromécanique et énergétique) :

- **Choix du nombre de pompes :**

Lorsqu'il s'agit de choisir le nombre de pompes pour un système donné, il est important de prendre en compte plusieurs critères afin d'assurer une efficacité maximale. Les critères à considérer incluent :

- Nombre minimal de pompes : Il est essentiel de déterminer le nombre de pompes nécessaires pour assurer une performance adéquate du système. Trop peu de pompes peuvent entraîner une surcharge et une usure prématurée, tandis que trop de pompes peuvent augmenter les coûts et entraîner une utilisation inefficace de l'énergie.

- Meilleur rendement : Le rendement de la pompe est un élément clé à prendre en compte lors de la sélection du nombre de pompes. Les pompes avec un rendement élevé offrent une meilleure efficacité énergétique, ce qui se traduit par des économies de coûts et une réduction des émissions de gaz à effet de serre.

- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale : Le NPSH est une mesure de la pression d'aspiration minimale requise pour éviter la cavitation, une condition qui peut endommager la pompe. Il est important de s'assurer que le système a une charge nette d'aspiration suffisante pour éviter cette condition.

- Puissance absorbée minimale : La puissance absorbée par la pompe doit être minimisée pour éviter les coûts d'exploitation élevés. En conséquence, il est important de sélectionner le nombre de pompes nécessaires pour atteindre la puissance minimale requise tout en maintenant une performance adéquate du système.

- Vitesse de rotation élevée : Les pompes à vitesse de rotation élevée peuvent offrir des performances supérieures, mais elles peuvent également entraîner une usure prématurée et

une réduction de la durée de vie de la pompe. Il est important de prendre en compte ce facteur lors de la sélection du nombre de pompes pour assurer une performance durable du système.

- **Les critères pour le choix du type de Pompes :**

Pour choisir le type de pompes approprié, il est important de considérer plusieurs critères. Tout d'abord, il faut déterminer le nombre minimal de pompes nécessaires pour répondre aux exigences de débit et de hauteur d'élévation (HMT) de l'application. Ensuite, il est essentiel de choisir une pompe offrant le meilleur rendement possible tout en garantissant une charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale et une puissance absorbée minimale.

Il est également important de prendre en compte la vitesse de rotation de la pompe, car une vitesse élevée peut offrir des avantages, tels qu'un encombrement réduit et une efficacité accrue. Cependant, il est important de s'assurer que la pompe choisie peut être fabriquée en série pour garantir une disponibilité et un coût raisonnables.

En résumé, pour choisir la pompe idéale, il est important de considérer plusieurs critères, tels que le débit, la hauteur d'élévation, le rendement, la charge nette d'aspiration requise, la puissance absorbée, la vitesse de rotation, l'encombrement et la disponibilité en série.

IV-7-1-Etude du pompage de F1:

La station de pompage F1 refoule un débit de 4,05 litres par seconde avec une hauteur de charge (HMT) de 153,513 m et une hauteur géométrique de 145,55 m sur une distance de 1348,3 mètres. Dans ce cas précis, étant donné qu'il s'agit d'un forage, il est nécessaire d'utiliser une seule pompe immergée, plus précisément une pompe à axe vertical.

La pompe immergée à axe vertical est un choix idéal pour les puits profonds, comme dans le cas de ce fourrage. Elle est conçue pour fonctionner sous l'eau et est placée directement dans le liquide à pomper. Grâce à son design spécifique, elle est capable de produire une pression suffisante pour remonter l'eau à la surface.

Tableau IV-4 : Caractéristique de la pompe F1

n	Q (l/s)	HMT (m)	Type de pompe	η(%)	P_{abs} (kw)	N (tr/min)	$NPSH_r$ (m)	N étages	D2 (mm)
01	4,12	159	E6X35-6/22+MC612	73,5	8,83	2900	3	22	65

Avec :

- n : nombre de pompe.
- Q : le débit de la pompe.
- HMT : hauteur manométrique totale de la pompe.
- η: rendement de la pompe.

- P_{abs} : la puissance absorbée par la pompe.
- (NPSH)r : charge net d'aspiration requise, c'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

○ Courbes caractéristiques de la pompe :

Les courbes caractéristiques des pompes, également appelées courbes de performance, sont des graphiques qui représentent la relation entre différents paramètres de la pompe. Les quatre courbes les plus couramment utilisées sont la courbe [H-Q], qui montre la relation entre la hauteur de refoulement et le débit de la pompe ; la courbe [P_{abs}-Q], qui représente la relation entre la puissance absorbée par la pompe et le débit ; la courbe [η-Q], qui indique le rendement de la pompe en fonction du débit ; et la courbe [$(NPSH)_r$-Q], qui représente le NPSH requis en fonction du débit.

Ces courbes sont généralement obtenues à partir de logiciels spécialisés tels que CAPRARI, qui utilisent des données expérimentales pour tracer les courbes caractéristiques de la pompe. Cela permet aux utilisateurs de visualiser les performances de la pompe pour différents débits et de sélectionner la pompe la plus appropriée pour leurs besoins en fonction de ces courbes de performance.

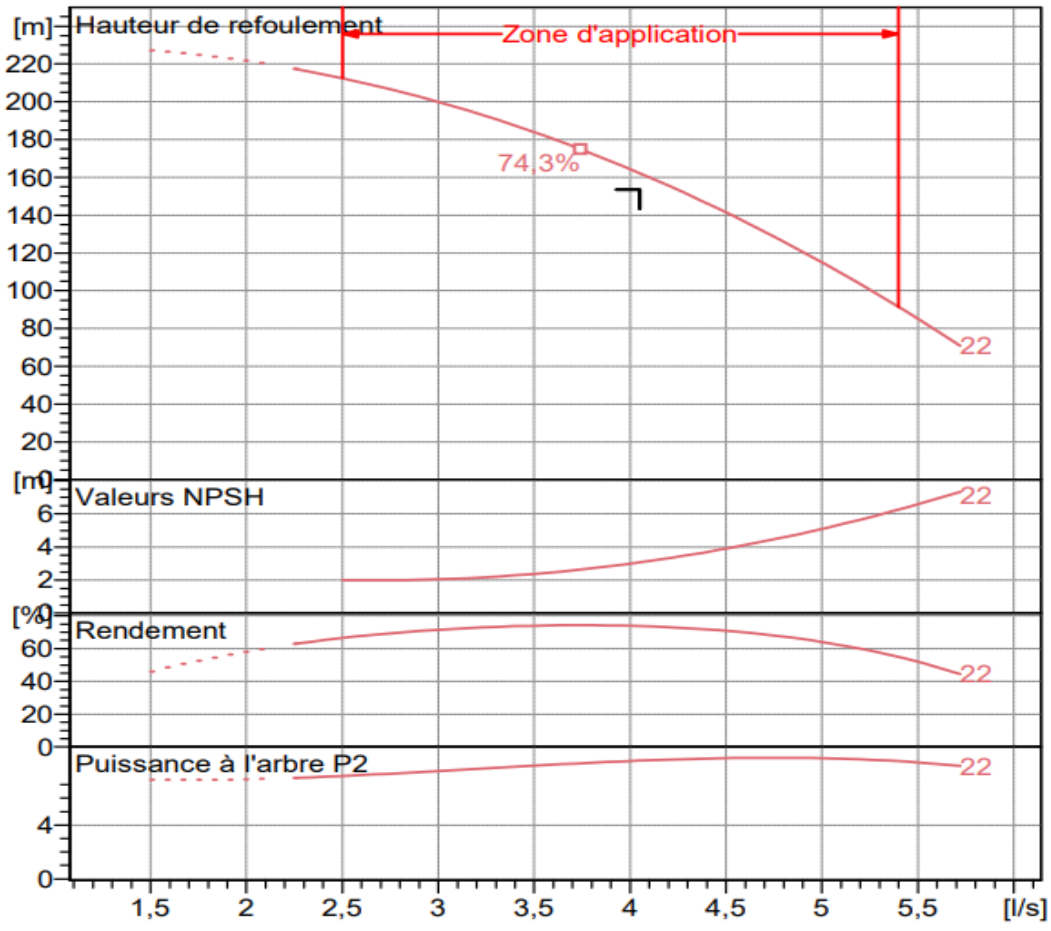


Figure IV-3 : Courbes caractéristiques de la pompe F1 type E6X35-6/22+MC612

o Description de la pompe :

La pompe immergée radiale Caprari E6X est conçue pour le pompage d'eau non agressive sur le plan chimique et mécanique. Elle est fabriquée en acier inoxydable, ce qui la rend résistante à la corrosion et assure une longue durée de vie, avec un poids de 77Kg. Cette pompe est idéale pour une utilisation dans des puits profonds, des réservoirs ou des cours d'eau où l'eau ne contient pas de produits chimiques agressifs ou de particules solides. Elle est également adaptée aux applications domestiques, agricoles ou industrielles nécessitant un pompage efficace et fiable de l'eau.

- Dimensions de la pompe :

Dimensions	mm
A = 1884	
B = 1162	
C = 722	
D = 140	
DN = G2½"	
E = 143	
F = 145	
G = 100	

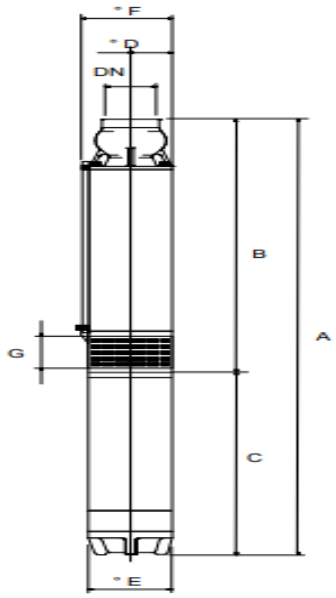


Figure III-4 : Dimensions de la pompe F1.

o Choix du moteur électrique :

A-Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de sélection d'un moteur électrique contiennent plusieurs éléments importants. Tout d'abord, la puissance consommée minimale doit être prise en compte afin de déterminer la capacité du moteur à fournir une puissance suffisante pour l'application autorisée. Ensuite, la position de l'arbre de transmission doit être déterminée, en retrait si elle doit être horizontale ou verticale en fonction des contraintes d'installation et d'utilisation.

La tension d'alimentation est également un élément crucial à prendre en compte. Elle doit être sélectionnée en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement disponible pour l'achat du moteur électrique. Enfin, le poids minimum doit être considéré afin de minimiser la charge supportée par l'ensemble de l'application, ce qui peut également avoir un impact sur les coûts de transport et d'installation.

En somme, il est important de prendre en compte tous ces critères lors de la sélection d'un moteur électrique pour garantir une performance optimale de l'application tout en minimisant les coûts et les contraintes d'installation.

B-Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min}$$

Avec :

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

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

C- Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\rho * g * Q * HMT * K}{\eta_m * \eta_p * \eta_{acc}} \text{.....(IV-7)}$$

Avec :

-P_m : Puissance du moteur (watt).

- ρ: La masse volumique de l'eau, ρ = 1000 g/L .

-g : l'intensité de la pesanteur, g=9,81 N/kg.

-Q : Débit refoulé par une seule pompe (m3/s).

-HMT : hauteur manométrique totale minimum (m).

-η_p : Rendement de la pompe.

-η_{acc} : Rendement de l'accouplement ; =100%

-η_m: Rendement du moteur ; = (92-95%), on prend : =92%

-K : Coefficient de correction de puissance, il est en fonction de la puissance de la pompe.

Tableau IV-5 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

C- Caractéristique du moteur électrique de F1 :

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue CAPRARI et elles sont comme suit :

- Fréquence : 50 Hz
- Tension nominale : 400 V
- Vitesse nominale : 2900 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 9,2 Kw
- Courant nominal : 21A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : Y
- Degré de protection : IP 68

IV-7-2-Etude du pompage de SP1 :

D'après les informations fournies, la station de pompage SP1 a une capacité de refoulement de 4,05 litres par seconde avec une hauteur manométrique totale (HMT) de 185,483 mètres et une hauteur géométrique de 174 mètres. De plus, la distance entre la station de pompage et le réservoir R2 est de 2029,4 mètres.

Tableau IV-6 : Variante du nombre de pompe de la station de pompage SP1.

n	Q (l/s)	HMT	η(%)	Pabs (kw)	N(tr/min)	(NPSH)r	N étage	D2 (mm)	Modèle
1	4,12	192	61,6	11	2950	1,9	7	40	HMU40-2/7D
2	2,17	106	54,6	4,24	2950	2,2	5	40	HMU40-1/5E
3	1,46	72,6	33,1	3,2	2900	1,97	/	40	HVU25/2A+10

La meilleure option, selon les critères de sélection du nombre de pompes, consiste à n'en choisir qu'une seule de type HMU40-2/7D.

- **Courbes caractéristiques de la pompe :**

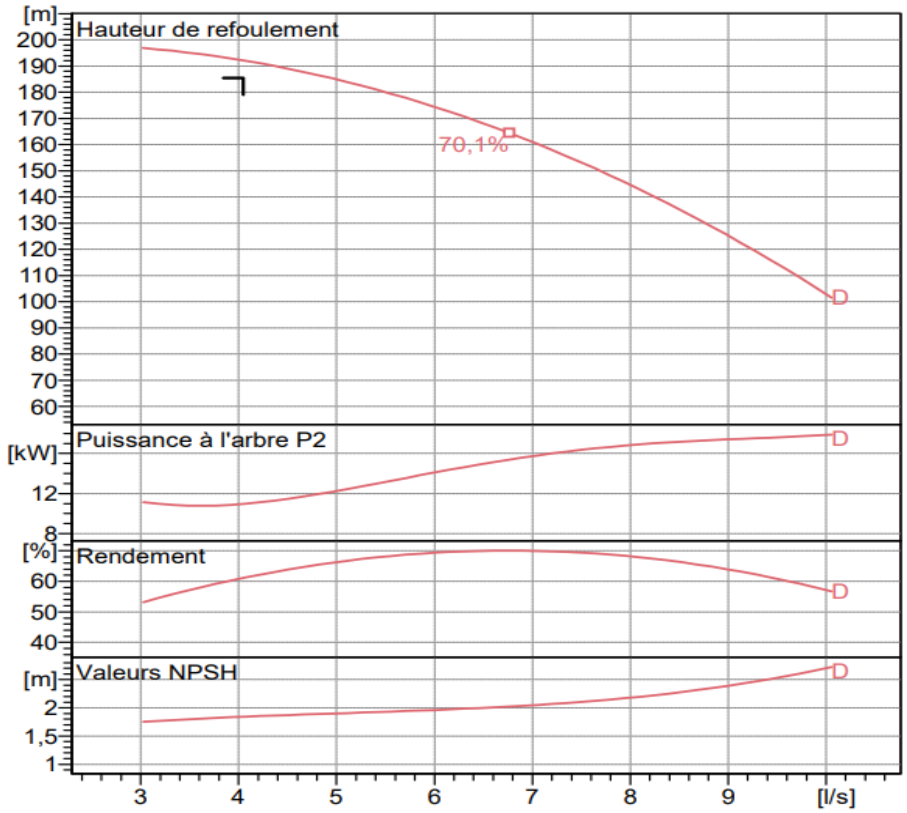


Figure IV-4 : Courbes caractéristiques de la pompe SP1 type HMU40-2/7D.

- **Description de la pompe :**

La pompe HMU40-2 est une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, fabriquée en fonte avec des roues en alliage de cuivre avec un poids de 336 Kg. Elle est conçue pour offrir des performances constantes et fiables sur une longue durée, tout en maximisant les économies d'énergie.



Figure IV-5 : La pompe HMU40-2.

- Dimensions de la pompe :

Dimensions mm

A = 1565
B = 453
C = 1389
D = 13
E = 250
F = 889
G = 263
H = 480
I = 430
L = 20
M = 42
N = 100
O = 280
P = 455
Q = 544

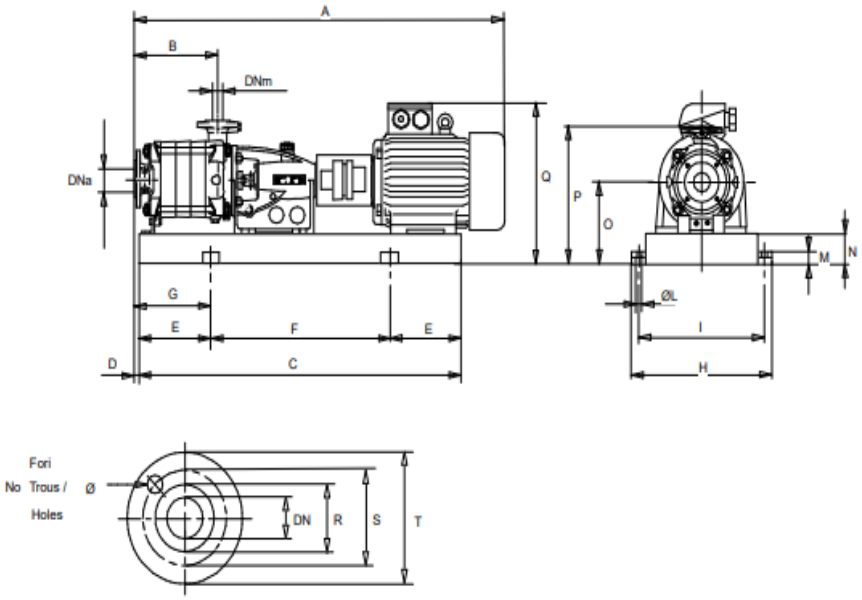


Figure IV-6 : Dimensions de la pompe SP1.

- Caractéristique du moteur électrique de SP1 :

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue CAPRARI et elles sont comme suit :

- Fréquence : 50 Hz
- Tension nominale : 400 V.
- Vitesse nominale : 2950 tr/min.
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominale P2 : 22 Kw.
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F.
- Degré de protection : IP 55.

En se basant sur le nombre de pompes à choisir, il est recommandé d'opter pour une seule pompe de secours pour assurer la fiabilité et la sécurité du système. Cette solution permettra de garantir un fonctionnement optimal de la pompe principale tout en offrant une solution de secours efficace en cas de panne.

IV-8-Choix des équipements en amont et en aval de la pompe :

IV-8-1-Choix des équipements pour la pompe F1 :

La pompe F1 est un système de fourrage qui utilise une pompe immergée, ce qui signifie qu'elle ne nécessite pas d'équipements supplémentaires en plus de la pompe pour fonctionner. En d'autres termes, la pompe est placée directement dans le puits de fourrage, ce qui évite le besoin d'un système d'aspiration ou d'autres équipements préalables pour amener l'eau jusqu'à la pompe.

- **Equipement en aval de la pompe :**

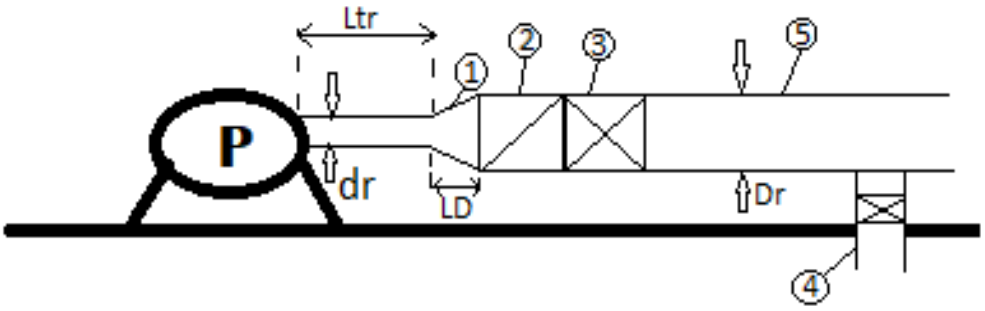


Figure IV-7 : Les équipements en aval de la pompe F1.

Avec :

1-Divergent

2-Clapet anti-retour DN=Dr

3-Vanne de refoulement DN=Dr

4-Vanne de vidange Dv=0,25*Dr.

5-Conduite de refoulement

dr: tubulure de refoulement de la pompe (donné par le fournisseur) = 65mm

Ltr : longueur de la tubulure de refoulement, avec Ltr> 2Dr

LD : Longueur du divergent. LD= (3,5 à 4)*(Dr-dr).

Dr : Diamètre de la conduite de refoulement est déterminé par une étude technico-économique.

IV-9-Etude de l'adduction F1-R1 :

L'adduction par refoulement est un système qui permet de faire circuler l'eau sous pression à l'aide de machines hydrauliques. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source d'eau se trouve à une altitude inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. En d'autres termes, l'eau doit être pompée à l'aide de machines pour être acheminée vers son point de destination. L'eau est donc refoulée à travers le système d'adduction sous pression, jusqu'à atteindre le point où elle est nécessaire. Ce type d'adduction est souvent utilisé dans les zones où la topographie ne permet pas une circulation naturelle de l'eau vers les points d'utilisation.

o Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge se produit dans les conduites d'eau sous pression, telles que les réseaux d'adduction et les canalisations de refoulement. Il est ainsi appelé car le fluide en mouvement exerce une charge sur la paroi de la conduite, qui peut varier en fonction de la pression, de la vitesse et de la viscosité du fluide. En d'autres termes, la charge hydraulique totale dans la conduite est constituée de la somme de la pression statique, de la pression dynamique et de la pression hydrostatique. Ce type d'écoulement est crucial dans le fonctionnement efficace et durable des systèmes de distribution d'eau, et doit être soigneusement pris en compte lors de la conception et de l'exploitation de ces réseaux.

o Choix du tracé :

Lorsqu'il s'agit de choisir le tracé d'une conduite de transfert, il est essentiel de mener une étude minutieuse des variantes et de réaliser des reconnaissances sur le terrain. En général, le tracé suit les routes et les chemins existants. Plusieurs critères sont pris en compte lors de la recherche du tracé optimal, tels que :

- La régularité du profil en long de la conduite est un critère clé ;
- Pour des raisons économiques, le tracé doit être aussi court que possible ;
- Il est important d'éviter les contres pentes car elles peuvent entraîner des poches d'air difficiles à évacuer aux points hauts ;
- Les traversées de rivières, de routes, de voies ferrées et de terrains accidentés ou rocheux doivent être interrompues autant que possible ;
- Le tracé en plan doit être adapté au profil en long idéal, avec des courbes largement ouvertes pour éviter les butées importantes ;
- Le choix d'un terrain stable le long du tracé est préférable ;
- Enfin, suivez les accotements des routes facilitent les travaux et l'acheminement des matériaux.

Tous ces critères doivent être pris en compte pour optimiser le tracé de la conduite de transfert, afin de garantir une construction efficace, sûre et durable.

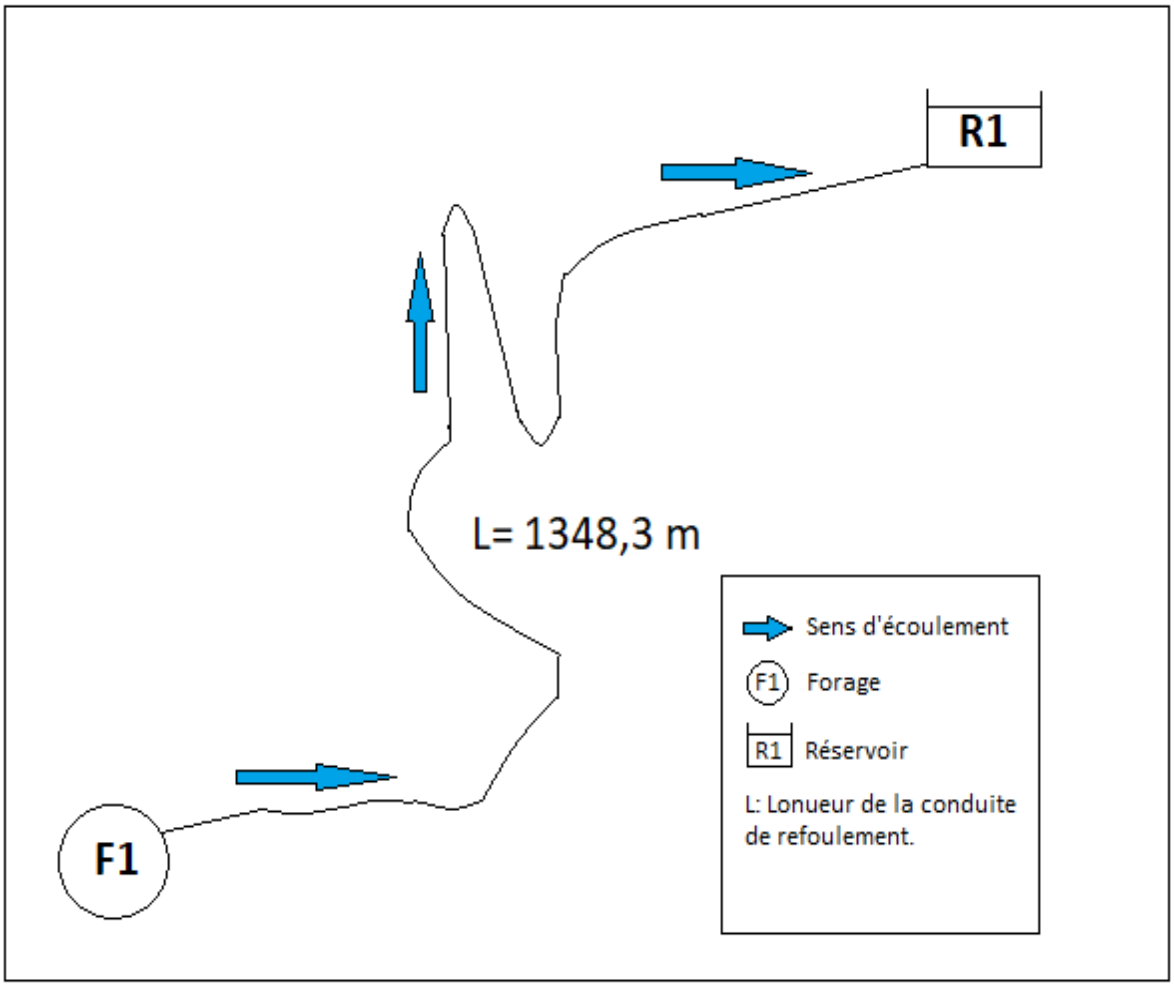


Figure III-8 : Tracé de la conduite de refoulement F1-R1

- **Choix du matériau de la conduite :**

Lorsqu'il s'agit d'établir des conduites, le choix du matériau est approprié et dépend de plusieurs facteurs techniques et économiques. La sélection des différents types de conduites est basée sur des considérations telles que le diamètre requis, la pression maximale que la conduite doit supporter, les conditions d'installation, les revêtements, la disponibilité des matériaux, le coût unitaire et le type de sol où la conduite sera posée.

Le diamètre de la conduite est choisi en fonction de la quantité de liquide qui doit être transporté ainsi que des débits et des pressions de conception requis pour assurer une distribution optimale. La pression maximale que la conduite doit supporter est également un facteur déterminant dans le choix du matériau, car certains matériaux sont mieux adaptés pour résister à des pressions plus élevées que d'autres.

Les conditions d'installation sont également prises en compte, car certaines conduites sont plus faciles à installer que d'autres, en fonction de la topographie du terrain et de la présence d'obstacles tels que des bâtiments ou des routes. Les revêtements sont choisis pour protéger la conduite de la corrosion et de l'abrasion, ainsi que pour réduire les fuites et les pertes d'énergie.

La disponibilité des matériaux est un facteur important, car certains matériaux peuvent être plus difficiles à trouver que d'autres, en fonction de la région géographique. Le coût unitaire du matériau est également un facteur important dans le choix de la conduite, car il peut varier d'un matériau à l'autre.

Enfin, le type de sol où la conduite sera posée doit être pris en compte car certains sols peuvent être plus corrosifs que d'autres et peuvent affecter la durabilité de la conduite. En résumé, le choix du matériau pour les conduites dépend d'une analyse approfondie des facteurs techniques et économiques pour garantir une distribution optimale et durable.

Dans les projets nécessitant des diamètres de conduite importants et des pressions supérieures à 10 bars, différents types de matériaux sont utilisés, tels que l'acier, le béton, la fonte, le PEHD (polyéthylène à haute densité) et le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié).

La fonte : est un matériau noble qui peut supporter de grandes pressions et n'est pas sensible à la corrosion. Sa pose est facile, mais elle nécessite souvent des pièces spéciales, ce qui peut augmenter son coût.

L'acier : est capable de supporter de grandes pressions, mais il est très sensible à la corrosion, surtout en présence de sols agressifs. Une protection cathodique est donc nécessaire. Pour les conduites majeures qui alimentent les villes, l'acier n'est généralement pas recommandé pour éviter les perturbations de l'alimentation en cas de fuite.

Le PEHD : est un matériau capable de supporter de grandes pressions et sa pose se fait par chauffage, ce qui assure une bonne étanchéité. Cependant, il nécessite également des pièces spéciales, ce qui peut augmenter son coût.

Le PVC : résiste bien à la corrosion et à une forte inertie électrique, ce qui en fait un matériau couramment utilisé pour les conduites de distribution.

Les conduites en PRV : (polyester renforcé en fibre de verre) sont également une option, car elles ont un faible coefficient de rugosité et de dilatation, ainsi qu'une bonne résistance au gel et aux températures élevées.

Nous avons opté pour le PEHD comme matériau pour la conduite de transfert de notre projet. Le PEHD est capable de supporter des pressions allant jusqu'à 25 bars, ce qui est suffisant pour notre projet. De plus, le PEHD est flexible et non corrodable, ce qui le rend idéal pour les applications de canalisation, et peuvent être assemblées par soudage en utilisant la technique de l'électrofusion ou la technique de soudage bout à bout. Ces techniques de raccordement rendent le réseau autobuté, ce qui élimine la nécessité de butées en béton ou de joints de verrouillage spéciaux aux changements de direction.

Pour notre projet, nous avons une hauteur d'élévation de 153,513 m, ce qui signifie que le PEHD PN16 serait suffisant. Cependant, pour plus de sécurité et de résistance, nous avons choisi le PEHD PN20. Cela garantit que la conduite est capable de supporter une pression plus élevée que celle requise pour notre projet, ce qui la rend plus robuste et résistante aux fuites ou à toute autre défaillance éventuelle.

IV-9-1 : Calcul hydraulique :

Notre projet représente une adduction par refoulement, ce qui signifie que nous avons opté pour un diamètre économique afin de trouver un compromis entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation. Pour cela, une étude technico-économique sera nécessaire pour déterminer le diamètre optimal de la conduite.

L'objectif est de trouver le diamètre le plus rentable qui permettra d'assurer un fonctionnement optimal de la conduite tout en minimisant les coûts d'installation et d'exploitation. Cette étude impliquera une analyse approfondie des coûts et des performances des différents diamètres disponibles pour la conduite.

Au début de la planification de la conduite de refoulement, nous avons révélé les diamètres approximatifs nécessaires en utilisant deux formules approchées :

- La formule de BRESSE : $D_{app}=1{,}5 * \sqrt{Q_f}$ =95,46 mm
- La formule de Bonin : $D_{app}=\sqrt{Q_f}$ =63,64 mm

D_{app} : diamètre approximative de la conduite (m).

IV-9-2-Détermination du diamètre économique :

Cette méthode implique de prendre en compte les diamètres, généralement une gamme de diamètres standardisés proches du diamètre approximatif et économique calculé sur plusieurs. On calcule ensuite les dépenses liées à l'amortissement de la conduite, ainsi que les frais d'exploitation. Ensuite, une courbe d'optimisation peut être tracée pour déterminer le diamètre idéal en fonction des coûts totaux. Cette approche permet de trouver le compromis optimal entre les coûts d'investissement initial et les coûts d'exploitation à long terme de la conduite.

- <u>Frais d'investissement :</u>

La formule suivante permet de calculer les frais d'amortissement :

$$F_{am}=P_{rc}*A \text{.....(IV-8)}$$

Avec :

- P_{rc} : prix de la conduite en (DA)
- A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A=\frac{i}{(i+1)^n}+i \text{.....(IV-9)}$$

Avec :

- Taux d'annuité, i = 8%
- n : Nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans.

AN : $A=\frac{0{,}08}{(0{,}08+1)^{30}}+0{,}08 \Longrightarrow A=0{,}088$

Tableau IV-7 : Calcul des frais d'investissement pour le tronçon F1-R1.

Dr	Epaisseur	Lr	A	Pu	Frais d'amortissement	Prc (DA)	Fin(DA)
32	3,6	1348,3	0,088	200,32	23768,05	270091,5	293859,5
40	4,5	1348,3	0,088	307,63	36500,42	414777,5	451278
50	5,6	1348,3	0,088	476,95	56590,31	643071,7	699662
63	7,1	1348,3	0,088	758,36	89979,72	1022497	1112477
75	8,4	1348,3	0,088	1055,26	125207	1422807	1548014
90	10,1	1348,3	0,088	1542,95	183071,6	2080359	2263431
110	12,3	1348,3	0,088	2253,6	267390,5	3038529	3305919
125	14	1348,3	0,088	2824,76	335158,9	3808624	4143783
140	15,7	1348,3	0,088	3518,73	417498,7	4744304	5161802
160	17,9	1348,3	0,088	4620,48	548221,8	6229793	6778015

Avec :

-Dr : Diamètre de refoulement.

-Lr : Longueur de la conduite de refoulement

-Pu : Prix unitaire pour 1 m linaire. (Source: www.algerie.prix-construction.info)

-F_{in} : Frais d'investissement, $F_{in}= P_{rc}+F_{am}$

- Calcul des frais d'exploitation :

- Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée par la formule suivante :

$$HMT=H_g+ \sum\Delta H \text{.....(IV-10)}$$

Avec :

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

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

Les pertes de charge singulières étant estimées à 10% des pertes de charge linéaires,

d'où :

$$\sum\Delta H=1,1* \Delta H_{lin} \text{.....(IV-11)}$$

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Formule de DARCY-WEISBAKH : $\Delta H_{lin} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5}$.....(IV-12)

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- Q : Débit à refouler (m^3/s)
- L : Longueur géométrique de la conduite (m)
- λ: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda=(1{,}14-0{,}86*\ln\frac{\varepsilon_s}{D})^{-2} \text{.....(IV-13)}$$

- ε_s : Rugosité absolue de la conduite.

La rugosité absolue est une mesure de la surface intérieure d'un tuyau, qui affecte la résistance au frottement du fluide qui y circule. En général, plus la rugosité est élevée, plus la résistance au frottement est grande, ce qui peut entraîner une perte de charge et une baisse de la pression.

Le Polyéthylène Haute Densité (PEHD) est un matériau couramment utilisé pour la fabrication de tuyaux. La rugosité absolue des tuyaux en PEHD neufs peut varier en fonction de divers facteurs, notamment la méthode de fabrication, la qualité du matériau et les spécifications du tuyau.

En général, la rugosité absolue des tuyaux neufs en PEHD est relativement faible, généralement comprise entre 0,01 et 0,03 mm, ce qui est beaucoup moins rugueux que les tuyaux en acier ou en fonte. Cependant, il est important de noter que la rugosité absolue peut augmenter avec le temps en raison de l'accumulation de dépôts ou d'autres matériaux sur la surface intérieure du tuyau.

- <u>Calcul de la puissance absorbée par la pompe :</u>

C'est la puissance fournie par la pompe, définit comme suit :

$$P=\frac{\rho*g*Q*HMT}{\eta_{acc}*\eta_p*\eta_m*\eta_{res}} \text{.....(IV-14)}$$

Avec:

- P : Puissance absorbée par la pompe (W)
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)
- ρ: Masse volumique de l'eau (Kg/m3)
- HMT: Hauteur manométrique totale (m)
- Q: Débit à refouler (m^3/s)
- η_p : Rendement de la pompe.
- η_{acc} : Rendement de l'accouplement ($\eta_{acc} = 1$)

- η_m : Rendement du moteur électrique ($\eta_m = 0{,}74$)
- η_{res} : Rendement du réseau électrique (η_{res} =0,98)

- Calcul de l'énergie consommée par le pompage :

La consommation annuelle d'énergie de la station de pompage est calculée en multipliant la puissance de pompage par le nombre d'heures de pompage sur cette période.

$$E = P \times t \times 365 \text{.....(IV-15)}$$

Avec :

- E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;
- P : puissance de pompage (Kw) ;
- t : temps de pompage par jour (h). Dans notre cas t=15 h.

- Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitations sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex}=E*e \text{.....(IV-16)}$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe par année (Kwh)
- e : prix unitaire d'un Kwh.

Tableau IV-8 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Période	Horaires	Nombre d'heures (h)	Prix du Kwh d'énergie (DA)
Heures plaines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	4,1789
Heures de pointes	17 à 21h	4	5,4796
Heures creuse	22h30 à 6h	7,5	1,7787

(Source : SONELGAZ)

Étant donné la fluctuation quotidienne des tarifs du KWh d'énergie, il est conseillé d'adopter un horaire de fonctionnement pour les stations de 15 heures sur 24 et de les arrêter pendant les heures de pointe où le coût de l'énergie électrique est plus élevé.

Le prix moyen du Kwh pendant 24 heures est tel que :

$$e=\frac{4{,}1789*12{,}5+5{,}4796*4+1{,}7787*7{,}5}{24}=3{,}64 \text{ Kwh}$$

Tableau IV-9 : Calcul de la HMT pour le tronçon F1-R1.

Dr	Epaisseur	Din	Lr(m)	Hg	ε_s	λ	∑ΔH	HMT
32	3,6	24,8	1348,3	145,55	0,01	0,016179	3466,66	3612,21
40	4,5	31	1348,3	145,55	0,01	0,015417	1082,465	1228,015
50	5,6	38,8	1348,3	145,55	0,01	0,014704	336,1188	481,6688
63	7,1	48,8	1348,3	145,55	0,01	0,014025	101,8652	247,4152
75	8,4	58,2	1348,3	145,55	0,01	0,013535	40,74409	186,2941
90	10,1	69,8	1348,3	145,55	0,01	0,013056	15,83979	161,3898
110	12,3	85,4	1348,3	145,55	0,01	0,012554	5,55506	151,1051
125	14	97	1348,3	145,55	0,01	0,012251	2,86764	148,4176
140	15,7	108,6	1348,3	145,55	0,01	0,011992	1,595675	147,1457
160	17,9	124,2	1348,3	145,55	0,01	0,011694	0,795381	146,3454

Tableau IV-10 : Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon F1-R1.

Dr	Q(l/s)	HMT	P(kw)	e (DA)	E(kwh)	Fex
32	4,05	3612,21	269,2476	3,64	1474131	5365835,6
40	4,05	1228,015	91,53401	3,64	501148,7	1824181,4
50	4,05	481,6688	35,90272	3,64	196567,4	715505,36
63	4,05	247,4152	18,44188	3,64	100969,3	367528,28
75	4,05	186,2941	13,88603	3,64	76025,99	276734,61
90	4,05	161,3898	12,0297	3,64	65862,63	239739,97
110	4,05	151,1051	11,2631	3,64	61665,47	224462,3
125	4,05	148,4176	11,06278	3,64	60568,74	220470,21
140	4,05	147,1457	10,96797	3,64	60049,66	218580,75
160	4,05	146,3454	10,90832	3,64	59723,06	217391,93

- Bilan des coûts :

Une évaluation complète des coûts, tant pour l'exploitation que pour l'investissement, sera effectuée. En additionnant ces coûts, nous pourrons obtenir le bilan total des coûts. Ce bilan permettra de tracer une courbe d'optimisation qui nous permettra de déterminer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau IV-11 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon F1-R1.

Dr	Fex	Fin(DA)	Totale
32	5365835,611	293859,5	5659695,115
40	1824181,357	451278	2275459,309
50	715505,3639	699662	1415167,357
63	367528,2809	1112477	1480004,786
75	276734,6128	1548014	1824748,692
90	239739,9749	2263431	2503171,095
110	224462,3008	3305919	3530381,722
125	220470,214	4143783	4364253,026
140	218580,7464	5161802	5380383,127
160	217391,9318	6778015	6995406,916

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure suivante :

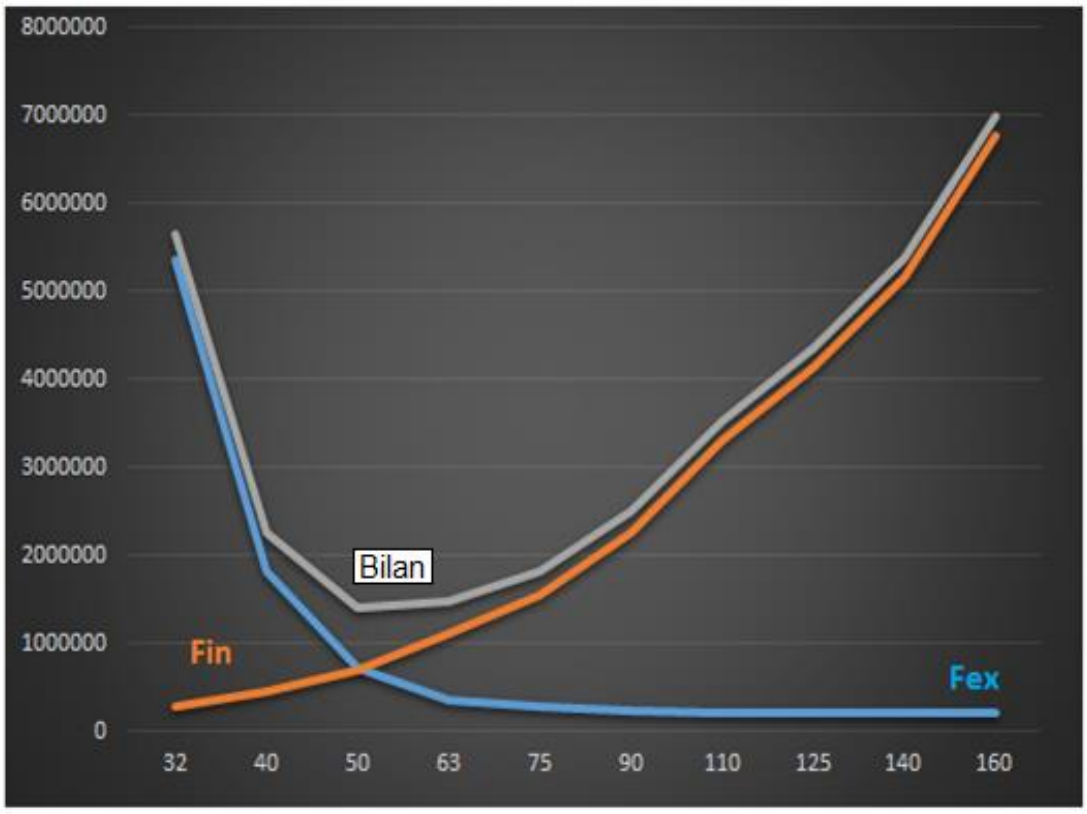


Figure IV-9 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon F1-R1.

La courbe d'optimisation indique que le diamètre économique optimal pour le tronçon F1-R1 est de 50mm. Cependant, ce diamètre entraînerait une perte de charge élevée de 336,1188 mètres, ce qui est inacceptable. Par conséquent, nous avons décidé de choisir un diamètre de 90 mm, qui présente une perte de charge de seulement 15,83979 mètres, tout en offrant une efficacité économique satisfaisante.

Nous allons vérifier si la vitesse du fluide est acceptable. Il est important de noter que pour une conduite en PEHD, la vitesse du fluide doit se situer entre 1 et 3 m/s :

$$V=\frac{4.Q}{\pi.D_{ec}^2} \text{.....(IV-17)}$$

A.N : $V=\frac{4*4,05*10^{-3}}{\pi*(0,0698)^2}$ = 1,06 m/s.

Tableau IV-12 : dimension des équipements en aval de la pompe F1.

Dr= 90mm	**dr=65 mm**
Divergeant	LD=100 mm
Clapet anti-retour	DN=90 mm
Vanne de refoulement	DN=90 mm
Vanne de vidange	Dv=22,5 mm
Longueur de la tubulure de refoulement	Ltr= 185 mm

IV-9-3-Choix des équipements pour la pompe SP1 :

La station de pompage SP1 est équipée d'une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal. Pour que cette pompe fonctionne correctement, les équipements d'aspiration et de refoulement appropriés sont nécessaires en amont et en aval de la pompe. En d'autres termes, la pompe a besoin de dispositifs d'aspiration pour aspirer l'eau de la source et de dispositifs de refoulement pour pomper l'eau vers sa destination finale. Ces équipements sont essentiels pour assurer le bon fonctionnement de la pompe centrifugeuse multicellulaire et garantir une distribution d'eau efficace.

- **Les équipements en amont et en aval de la pompe :**

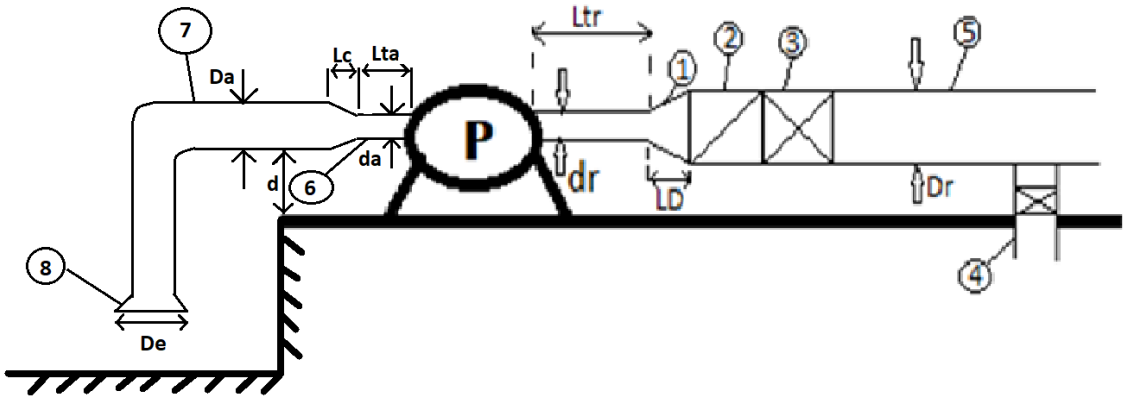


Figure IV-10 : Les équipements en aval et en amont de la pompe SP1.

Avec :

1-Divergent

2-Clapet anti-retour DN=Dr

3-Vanne de refoulement DN=Dr

4-Vanne de vidange Dv=0,25*Dr.

5-Conduite de refoulement

6-tubulure d'aspiration de la pompe da (donné par le fournisseur) =40 mm

7-Conduite d'aspiration.

8-La tulipe d'aspiration.

Da : diamètre de la conduite d'aspiration, déterminé en vérifiant la vitesse admissible.

Da>da.

De : diamètre de la tulipe d'aspiration. De=(1,2 à 1,5)Da

Lta : longueur de la tubulure d'aspiration. Lta>2*Da

Lc : longueur du convergent. Lc=(3,5 à 4)*(Da-da)

d : espacement entre le sol et la conduite d'aspiration

Si Da <500mm ⟹ d=30cm

Si Da >500mm ⟹ d=1m

dr: tubulure de refoulement de la pompe (donné par le fournisseur) = 40mm

Ltr : longueur de la tubulure de refoulement, avec Ltr> 2Dr

LD : Longueur du divergent. LD= (3,5 à 4)*(Dr-dr).

Dr : Diamètre de la conduite de refoulement est déterminé par une étude technico-économique.

- **Calcul du diamètre d'aspiration Da :**

La détermination du diamètre d'aspiration est une étape importante dans la conception d'un système de tuyauterie d'aspiration. Il est crucial que le diamètre d'aspiration (Da) soit supérieur à celui de la tubulure d'aspiration (da) pour éviter tout colmatage et perte de charge excessive. En effet, si le diamètre d'aspiration est trop petit, il ne pourra pas aspirer suffisamment d'air ou de fluide, ce qui entraînera une réduction de la vitesse d'aspiration et une augmentation de la perte de charge.

D'un autre côté, il est important de respecter une vitesse d'aspiration admissible pour éviter la formation de turbulences ou d'écoulements chaotiques qui pourraient entraîner une usure prématurée des composants du système ou une dégradation de la qualité du fluide aspiré. Cette

vitesse d'aspiration admissible dépend de plusieurs facteurs tels que la viscosité du fluide, la pression d'aspiration, la longueur de la tuyauterie, etc.

Étant donné que le diamètre de la tubulure d'aspiration est de 40 mm (da=40mm), nous avons révélé un diamètre d'aspiration de 63 mm (Da=63mm). Cependant, il est essentiel de vérifier si la vitesse d'aspiration est admissible pour cette valeur de Da.

$$V=\frac{4.Q}{\pi.D_a^2}$$

A.N : $V=\frac{4*4,05*10^{-3}}{\pi*(0,063)^2}$ = 1,3 m/s. C'est admissible.

- **Etude de l'adduction par refoulement SP1-R2 :**

On commence par le choix du tracé de la conduite de refoulement :

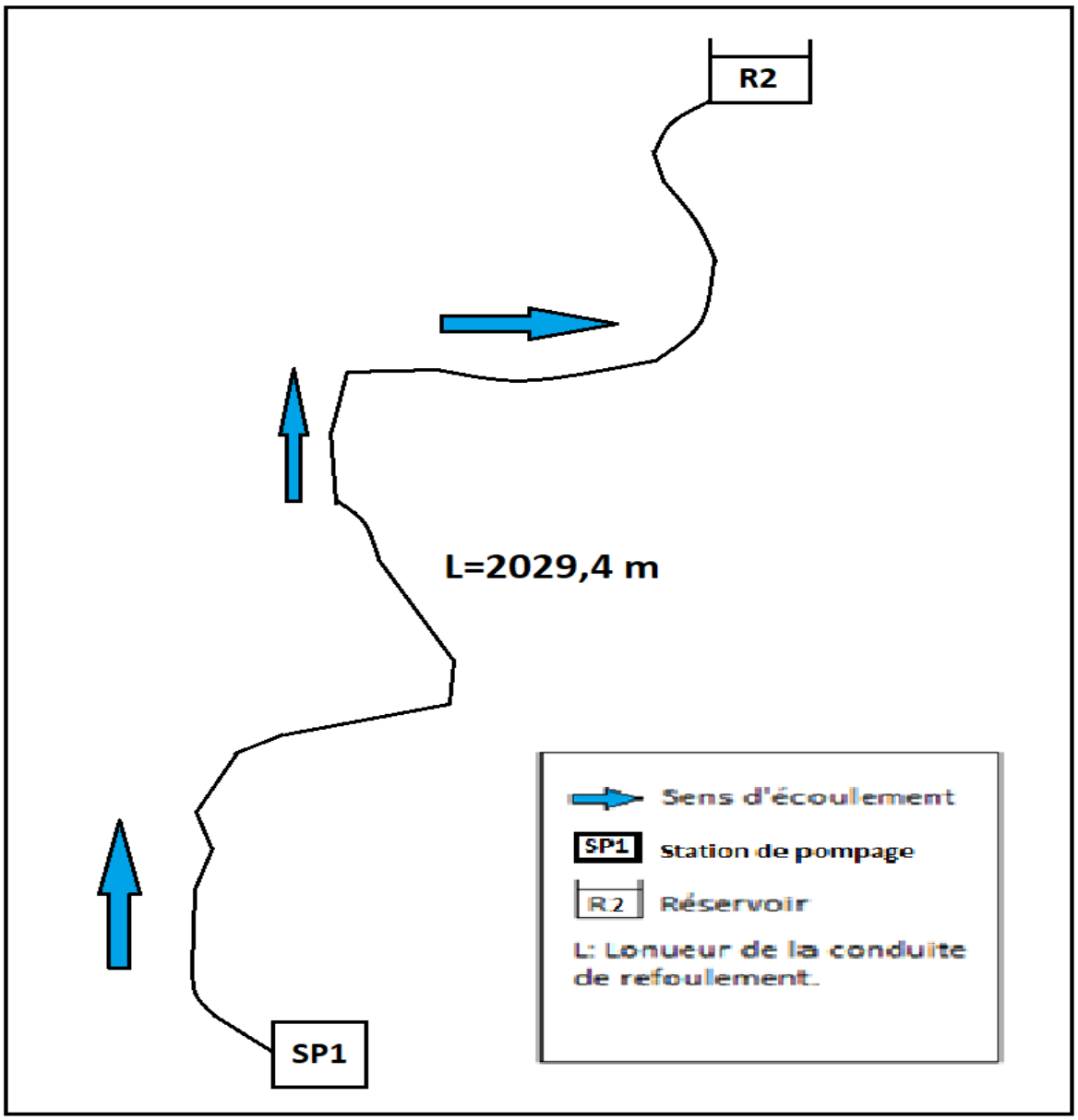


Figure IV-11 : Tracé de la conduite de refoulement SP1-R2.

IV-9-4-Détermination du diamètre économique (SP1-R2) :

- Calcul des frais d'investissement :

Tableau IV-13 : Calcul des frais d'investissement pour le tronçon SP1-R2.

Dr	Epaisseur	Lr	A	Pu	Fam(DA)	Prix total	Fin(DA)
32	3,6	2029,4	0,088	200,32	35774,59	406529,4	442303,996
40	4,5	2029,4	0,088	307,63	54938,78	624304,3	679243,102
50	5,6	2029,4	0,088	476,95	85177,17	967922,3	1053099,5
63	7,1	2029,4	0,088	758,36	135433,4	1539016	1674449,17
75	8,4	2029,4	0,088	1055,26	188455,9	2141545	2330000,57
90	10,1	2029,4	0,088	1542,95	275551,1	3131263	3406813,85
110	12,3	2029,4	0,088	2253,6	402464,1	4573456	4975919,95
125	14	2029,4	0,088	2824,76	504466	5732568	6237033,92
140	15,7	2029,4	0,088	3518,73	628400,1	7140911	7769310,8
160	17,9	2029,4	0,088	4620,48	825158,6	9376802	10201960,7

- Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV-14 : Calcul de la HMT pour le tronçon F1-R1.

Dr	Epaisseur	Din	Lr(m)	Hg	Es	λ	∑ΔH	HMT
32	3,6	24,8	2029,4	174	0,01	0,01109599	3578,485	3752,485
40	4,5	31	2029,4	174	0,01	0,010660632	1126,591	1300,591
50	5,6	38,8	2029,4	174	0,01	0,010248101	352,5952	526,5952
63	7,1	48,8	2029,4	174	0,01	0,009850854	107,6878	281,6878
75	8,4	58,2	2029,4	174	0,01	0,00956117	43,31993	217,3199
90	10,1	69,8	2029,4	174	0,01	0,009275479	16,93756	190,9376
110	12,3	85,4	2029,4	174	0,01	0,008973145	5,976501	179,9765
125	14	97	2029,4	174	0,01	0,008789797	3,09679	177,0968
140	15,7	108,6	2029,4	174	0,01	0,008631846	1,728806	175,7288
160	17,9	124,2	2029,4	174	0,01	0,00844964	0,865011	174,865

Tableau IV-15 : Calcul des frais d'exploitation pour le tronçon SP1-R2.

Dr	Q(l/s)	HMT	P(kw)	E(kwh)	Fex
32	4,05	3752,485	279,7035	1531377	5574211
40	4,05	1300,591	96,94368	530766,6	1931991
50	4,05	526,5952	39,25146	214901,7	782242,3
63	4,05	281,6878	20,9965	114955,8	418439,2
75	4,05	217,3199	16,19864	88687,53	322822,6
90	4,05	190,9376	14,23214	77920,98	283632,4
110	4,05	179,9765	13,41512	73447,81	267350
125	4,05	177,0968	13,20048	72272,61	263072,3
140	4,05	175,7288	13,09851	71714,34	261040,2
160	4,05	174,865	13,03412	71361,82	259757

- Bilan des coûts :

Tableau IV-16 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-R2.

Dr	Fex(DA)	Fin(DA)	Totale (DA)
32	5574211,215	442303,996	6016515,211
40	1931990,519	679243,102	2611233,622
50	782242,31	1053099,5	1835341,805
63	418439,2364	1674449,17	2092888,409
75	322822,6219	2330000,57	2652823,195
90	283632,3546	3406813,85	3690446,205
110	267350,011	4975919,95	5243269,965
125	263072,2828	6237033,92	6500106,206
140	261040,1804	7769310,8	8030350,981
160	259757,0383	10201960,7	10461717,74

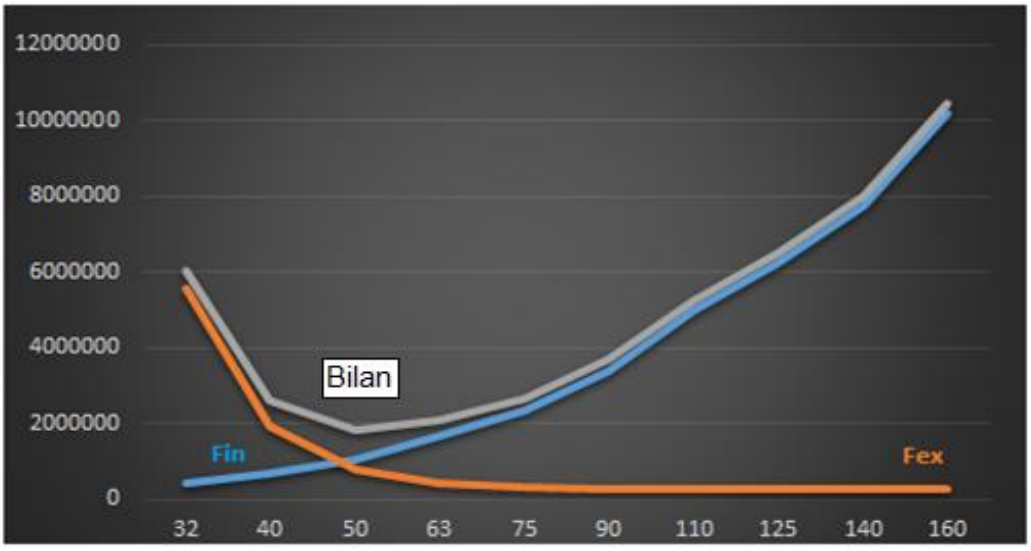


Figure IV-12 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP1-R2.

La courbe d'optimisation indique que le diamètre économique optimal pour le tronçon F1-R1 est de 50mm. Cependant, ce diamètre entraînerait une perte de charge élevée de 352,5952 mètres, ce qui est inacceptable. Par conséquent, nous avons décidé de choisir un diamètre de 90 mm, qui présente une perte de charge de seulement 16,93756 mètres, tout en offrant une efficacité économique satisfaisante.

Nous allons vérifier si la vitesse du fluide est acceptable. Il est important de noter que pour une conduite en PEHD, la vitesse du fluide doit se situer entre 1 et 3 m/s :

$$V=\frac{4.Q}{\pi.D_{ec}^2}$$

A.N : $V=\frac{4*4,05*10^{-3}}{\pi*(0,0698)^2}$ = 1,06 m/s.

Tableau IV-17 : Dimension des équipements en aval et en amont de la pompe SP1.

Dr= 90mm	dr=40 mm
Divergeant	LD=175 mm
Clapet anti-retour	DN=90 mm
Vanne de refoulement	DN=90 mm
Vanne de vidange	Dv=22,5 mm
Longueur de la tubulure de refoulement	Ltr= 185 mm
Da= 63 mm	Da=40 mm
Tulipe d'aspiration	De= 75,6 mm
Longueur de la tubulure d'aspiration	Lta= 130 mm
Convergeant	Lc= 80,5 mm
L'espacement entre le sol est la conduite	d= 30 cm

IV-10- Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'endroit où la courbe de la pompe en fonctionnement [H-Q] et la courbe de la conduite de refoulement [Hc-Q] se croisent. La courbe caractéristique de la pompe est déterminée par le fabricant de la pompe à partir des essais de pompage, tandis que la courbe caractéristique de la conduite de refoulement est déterminée par l'installateur de la pompe. Pour assurer le bon fonctionnement de la pompe, il est essentiel que le point de fonctionnement soit situé dans la zone non cavitante et que le débit correspondant se trouve dans la plage de fonctionnement optimal pour assurer un rendement

optimal. En d'autres termes, le bon fonctionnement de la pompe dépend de la sélection correcte du point de fonctionnement.

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

- La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$Hc=Hg+ \Delta H_T \text{.....(IV-18)}$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique (m).

- ΔH_T : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m).

$$\Delta H_T=1,1*\Delta H_{lin} \text{.....(IV-19)}$$

Avec :

ΔH_{lin}: perte de charge linéaire (m)

Formule de DARCY-WEISBAKH : $\Delta H_{lin}= \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5}$.....(IV-20)

III-10-1-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Selon le débit demandé ou appelé par le réseau, soit plus petit ou plus grand que celui de fonctionnement de la pompe, on distingue les modes de réglage suivant :

A) Débit de fonctionnement > Débit appelé :

Si le débit d'eau pompé Q_{pf} par une pompe est plus élevé que la demande d'eau Q_{app} , il est nécessaire de corriger cet excès de débit. Pour cela, il existe deux modes de réglage possibles :

- **Le réglage qualitatif :** il consiste à réduire la vitesse de rotation de la pompe si celle-ci est équipée d'un moteur à vitesse variable. Cette méthode permet de réduire le débit d'eau sans altérer la qualité de l'eau.

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{vannage}^{Aprés}=\eta_{vannage}^{Avant}*\frac{H_{app}}{H_{app}+h_v} \text{.....(IV-21)}$$

Avec :

- $\eta_{vannage}^{Aprés}$: Rendement de l'installation après le vannage (%)
- $\eta_{vannage}^{Avant}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%)

- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m)
- h_v : la différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée :

$$h_v = H'_c + H_{app} \text{.....(IV-22)}$$

Avec :

- H'_c : : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe [H – Q] (m).

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :** Lors de l'acheminement de l'eau à travers les conduites de refoulement, il est possible que les pertes de charge augmentent en raison de l'augmentation des singularités telles que les réducteurs de pression ou les coudes. Ces éléments entraînent une augmentation de la résistance hydraulique, ce qui peut affecter la pression de l'eau et nécessiter une augmentation de la puissance de la pompe.

- **Diminution de temps de pompage :** si le pompage est effectué à partir d'un réservoir, le temps de pompage peut être réduit. En effet, dans ce cas, l'eau est déjà stockée à une certaine hauteur, ce qui réduit la distance à parcourir et donc la pression nécessaire pour atteindre la destination finale. Cela permet à la pompe de travailler plus rapidement, ce qui peut réduire le temps de pompage et améliorer l'efficacité globale du système de pompage.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \text{ .....(IV-23)}$$

Avec :

- t :Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).
- t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).
- Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m3 /h).

B) Débit de fonctionnement < Débit appelé :

Si le débit de fonctionnement est inférieur au débit appelé, plusieurs options de réglage sont disponibles :

- Une première approche consiste à effectuer un réglage qualitatif en augmentant la vitesse de rotation de la pompe existante. Cela pourrait permettre d'augmenter le débit de sortie.

- Une autre possibilité serait de remplacer la pompe actuelle par un modèle différent, mieux adapté aux besoins spécifiques, afin d'atteindre le débit requis.

Cependant, il est important de noter que si le débit fourni par la pompe est déjà proche du débit appelé, il peut ne pas être nécessaire d'effectuer un réglage. Dans ce cas, les différences entre le débit fourni et le débit requis sont minimes, et il n'y a donc pas besoin d'intervenir.

III-10-2-Courbe caractéristique de la conduite F1-R1 :

Tableau IV-18 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement F1-SP1.

Q	Hg	λ	Lref	Déc	∑ΔH	Hc
2,25	145,55	0,013	1348,3	69,8	4,888824	150,4388
2,5	145,55	0,013	1348,3	69,8	6,035585	151,5856
3	145,55	0,013	1348,3	69,8	8,691242	154,2412
3,5	145,55	0,013	1348,3	69,8	11,82975	157,3797
4	145,55	0,013	1348,3	69,8	15,4511	161,0011
4,5	145,55	0,013	1348,3	69,8	19,55529	165,1053
5	145,55	0,013	1348,3	69,8	24,14234	169,6923
5,5	145,55	0,013	1348,3	69,8	29,21223	174,7622

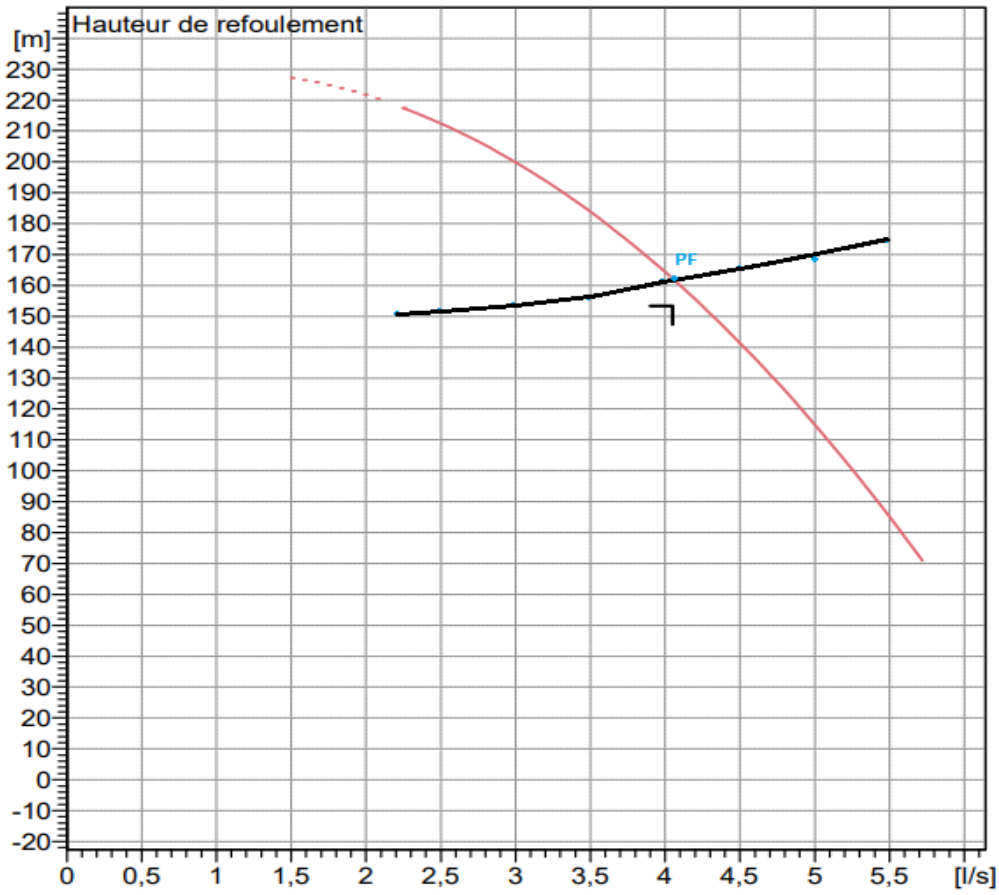


Figure IV-13 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe F1.

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

- Q_{pf}=4,1 l/s ≈ Q_{app}=4,05 l/s.
- H_{pf}=162 m > H_{app}=153,513 m

Dans notre situation, le débit fourni Qpf est probablement égal au débit requis Qapp, ce qui indique que le réglage du débit n'est pas nécessaire.

- **Vérification du rognage :**

Une étape supplémentaire consiste à vérifier le rognage, qui est défini par le taux de réduction R en pourcentage, où R(%) = (1 - m)%. Si le rognage est inférieur à 15 %, cela indique que le rognage est efficace.

De plus, il existe une relation entre la hauteur de refoulement de la pompe (Hpf) et la hauteur de l'application (Happ) définie par $\frac{H_{pf}}{H_{app}} = \frac{1}{m^2}$. Cette équation démontre comment la hauteur de refoulement de la pompe est liée à la hauteur de l'application, en tenant compte du coefficient de rognage (m).

A.N : $\frac{H_{pf}}{H_{app}} = \frac{162}{153,513} = 1,05 \Longrightarrow$ m= 0,97

R(%)=(1-0,97)%= 2,65% <15%.

IV10-2-Courbe caractéristique de la conduite SP1-R2 :

Tableau IV-19 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-R2.

Q	Hg	λ	Lref	Déc	∑ΔH	Hc
3	174	0,0092	2029,4	69,8	9,293	183,293
4	174	0,0092	2029,4	69,8	16,521	190,521
5	174	0,0092	2029,4	69,8	25,815	199,815
6	174	0,0092	2029,4	69,8	37,174	211,174
7	174	0,0092	2029,4	69,8	50,598	224,598
8	174	0,0092	2029,4	69,8	66,087	240,087
9	174	0,0092	2029,4	69,8	83,642	257,642

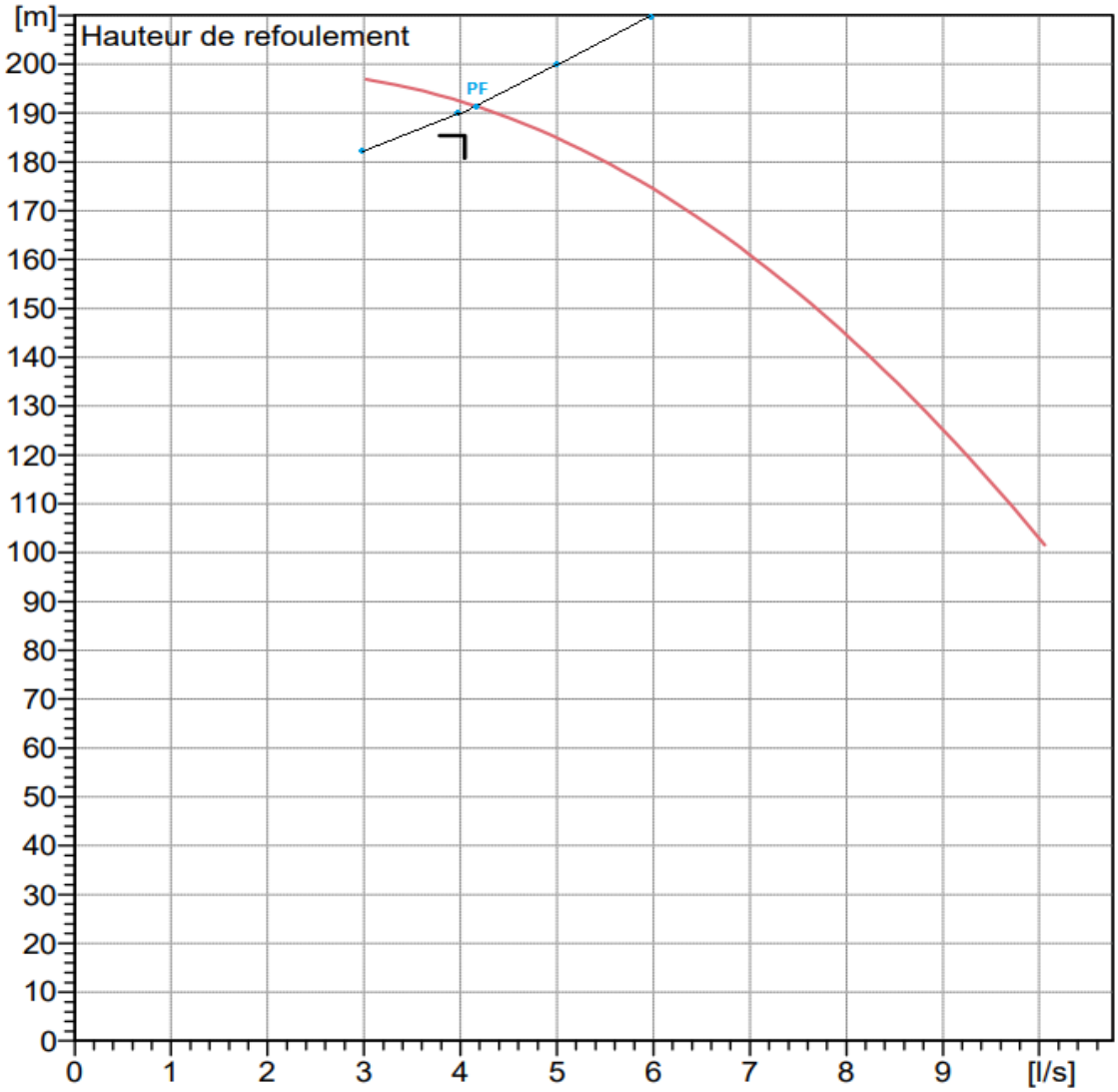


Figure IV-14 : La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe SP1.

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

- Q_{pf}=4,2 l/s ≈ Q_{app}=4,05 l/s.
- H_{pf}=192 m > H_{app}=185,483 m

Dans notre situation, le débit fourni Qpf est probablement égal au débit requis Qapp, ce qui indique que le réglage du débit n'est pas nécessaire.

- **Vérification du rognage :**

A.N : $\frac{H_{pf}}{H_{app}}=\frac{192}{185,483}$= 1,04 ⟹ m= 0,98

R(%)=(1-0,98)%= 1,71% <15%.

IV-11-Etude de la cavitation :

L'étude de la cavitation concerne la perturbation du flux liquide qui se produit à l'entrée d'une pompe en fonctionnement. Ce phénomène se produit lorsque la pression absolue, maintenue à une température constante, devient inférieure ou égale à la tension de vapeur de l'eau.

Pour prévenir la cavitation, il est essentiel de s'assurer que la condition suivante est remplie :

(NPSH)r<(NPSH)d

Avec :

- (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.

Et on a : (NPSH)d = (NPSH)r + r

Avec :

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

Pour une pompe spécifique adaptée à une vitesse déterminée, il existe une limite de hauteur d'aspiration au-delà de laquelle il est toujours recommandé de ne pas dépasser. Dans notre situation, où nous avons une installation en charge au niveau de la station de pompage SP1, la hauteur d'aspiration admissible est déterminée par la relation suivante :

$$H_{asp}= (NPSH)r+r-P_{atm}+T_v+\frac{V_a^2}{2*g}+ \Delta H_{asp} \text{.....(IV-24)}$$

De plus, nous avons également une installation en aspiration au niveau du fourrage F1, où la hauteur d'aspiration admissible est déterminée par la relation suivante :

$$H_{asp}= -(NPSH)r-r+P_{atm}-T_v-\frac{V_a^2}{2*g}- \Delta H_{asp} \text{.....(IV-25)}$$

Avec:

- Va : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{atm} : Pression atmosphérique ; Patm= 10,33 mCe
- T_v : Tension de vapeur d'eau (mCe).

Tableau IV-20 : 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(mCe)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

• ΔH_{asp} : perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta H_{asp} = 1{,}15 * \Delta H_{asp}^{lin} \text{.....(IV-26)}$$

ΔH_{asp}^{lin}: perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration Avec la formule de DARCY-WEISBAKH : :

$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D_a^5}$

- **Application numérique pour la station de pompage SP1 :**

- La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)r = 1,9 m

- La tension de vapeur d'eau à une température T° = 20°C : T_v = 0,24 mce.

- La vitesse d'aspiration : $Va=\frac{4,12*10^{-3}}{\frac{\pi*(0,063)^2}{4}}$ = 1,32 m/s. (cette vitesse est admissible)

-Coefficient de frottement : $\lambda=(1,14-0,86*\ln\frac{0,01}{63})^{-2}$= 0,0133

- La perte de charge linéaire à l'aspiration : $\Delta H_{asp}^{lin}= \frac{8*0,0133*2*0,00412^2}{\pi^2*9,81*(0,063)^5}$=0,04 m

-La perte de charge totale : ΔH_{asp} =1,15*0,04= 0,046m

- la hauteur d'aspiration admissible :

H_{asp}= 1,9+0,3-10,33+0,24+0,09+0,046= -7,75m

Ainsi, nous modifions le type d'installation (en passant à une installation en aspiration) :

H_{asp}= -1,9-0,3+10,33-0,24-0,09-0,046= 7,75m

Il semble y avoir eu un changement dans le système de pompage en raison d'un problème de cavitation. Avant ce changement, la station de pompage SP1 était reliée directement au réservoir R1. Cependant, en raison de la cavitation, une nouvelle installation en charge a été mise en place. Cette nouvelle configuration comprend une bâche d'aspiration d'une profondeur de 8 mètres.

Dans cette nouvelle configuration, la conduite principale sera dirigée vers le réservoir R1 comme avant, tandis qu'une ramification sera ajoutée pour connecter la bâche d'aspiration de la station de pompage SP1.

On spécifie un point de piquage P qui a une cote du terrain de 220,28 m est on calcul sa cote piézométrique avec la formule suivant :

$C_{Pp}=HMT_{F1}+C_{Cpe}-\Delta H_{F1-P}$

Avec :

- C_{Pp} : Cote piézométrique du point P
- ΔH_{F1-P} : La charge disponible entre le forage et le point P, déterminer par la formule suivant : $\Delta H_{F1-P}= \frac{8*\lambda*L*Q^2}{\pi^2*g*D^5}$= 14,38 m

A.N : C_{Pp}=162+83,45-14,38 = 231,07 m

Maintenant on spécifie une pression de 5 m à la station de pompage SP1 donc on aura une cote piézométrique : $C_{P,SP1}= C_{T,SP1}+P_s$

Avec :

- $C_{P,SP1}$: Cote piézométrique de la station de pompage SP1.
- $C_{T,SP1}$: Cote du terrain de la station de pompage SP1.
- P_s= Pression de service.

A.N : $C_{P,SP1}$=225,5+5=230,5 m

Après avoir obtenu la cote piézométrique de SP1 on trouver la perte de charge dans le tronçon (P-SP1) avec la formule suivant :

$$\Delta H_{P\text{-}SP1}= C_{Pp}- C_{P,SP1}$$

A.N : $\Delta H_{P\text{-}SP1}$= 231,07-230,5= 0,57 m

Enfin on peut calculer le diamètre avec la formule suivant :

$$D_{cal}=\sqrt[m]{\frac{K.L.Q_i^B}{\Delta H_{P-SP1}}} \text{.....(IV-27)}$$

Avec:

-D_{cal} : diamètre de la conduite (mm).

-m : Exposant tenant compte du type du matériau.

-K : Coefficient de perte de charge.

-B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

-Q_i : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

A.N : $D_{cal}=\sqrt[4,772]{\frac{0,001052*28*(1*10^{-3})^2}{0,57}}$ = 29,94 mm.

Le diamètre est normalisé a DN=40 mm avec une épaisseur de 4,5 mm et un diamètre

Intérieure Din=31 mm.

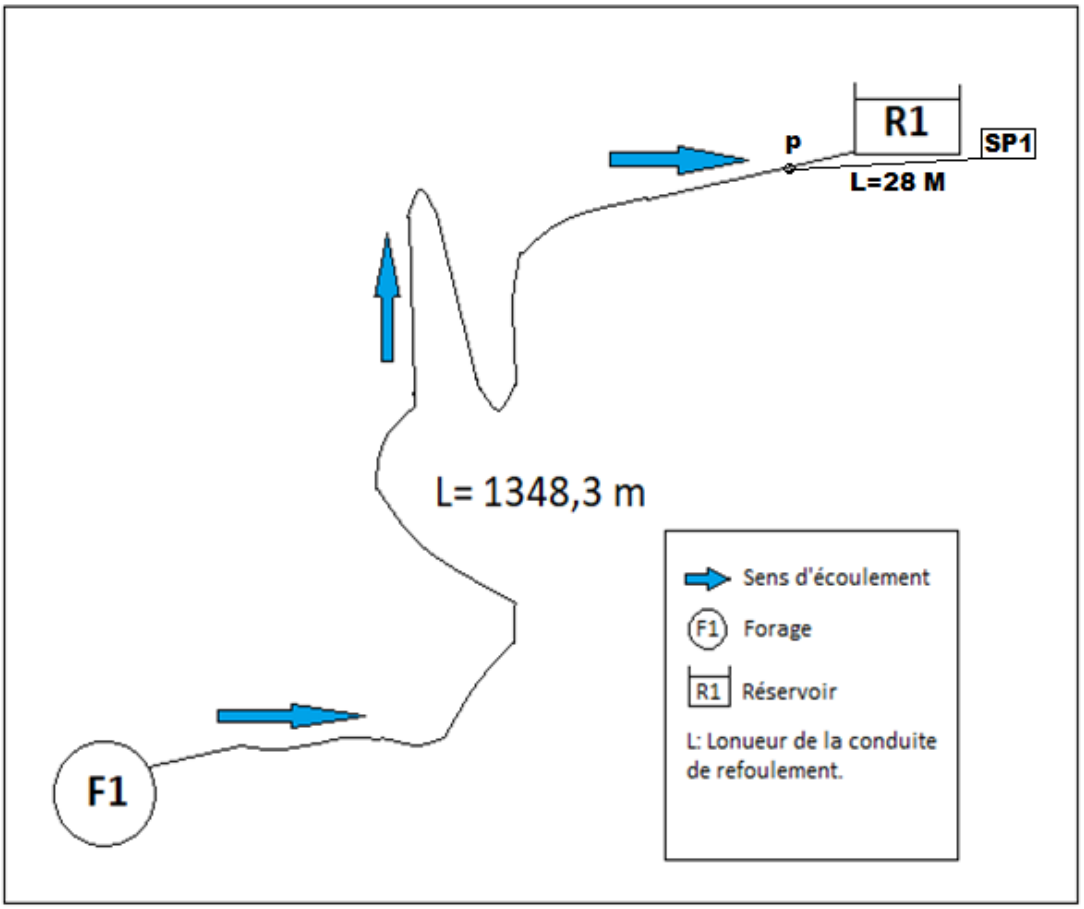


Figure IV-15 : Tracé de la nouvelle conduite de refoulement (P-SP1)

- **Application numérique pour le forage F1 :**

- La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)r = 3 m

- La tension de vapeur d'eau à une température T° = 20°C : T_v = 0,24 mce.

- La vitesse d'aspiration : $Va=\frac{4,12*10^{-3}}{\frac{\pi*(0,065)^2}{4}}$ = 1,24 m/s. (cette vitesse est admissible)

-Coefficient de frottement : $\lambda=(1,14-0,86*\ln\frac{0,05}{65})^{-2}$= 0,0187

- La perte de charge linéaire à l'aspiration : $\Delta H_{asp}^{lin}=\frac{8*0,0187*2*0,00412^2}{\pi^2*9,81*(0,065)^5}$=0,045 m

-La perte de charge totale : ΔH_{asp} =1,15*0,04= 0,052m

- la hauteur d'aspiration admissible :

H_{asp}= -3-0,3+10,33-0,24-0,08-0,052= 6,658 m

IV-11- PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire qui se produit lorsque des actions telles que la mise en marche ou l'arrêt d'une pompe, la fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne, ou le prélèvement instantané d'un débit important ont lieu dans un système de conduites. Ce phénomène entraîne une propagation d'ondes et une oscillation de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il engendre des variations significatives de la pression, pouvant dépasser la pression nominale de la conduite ou descendre en dessous de la pression atmosphérique.

Le coup de bélier est un désordre qui ne peut pas être complètement éliminé, mais il est essentiel de le contrôler afin de le maintenir dans les limites acceptables pour les installations. Pour cela, plusieurs mesures peuvent être prises, telles que :

- **Réservoirs d'air :**

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé qui est divisé en deux parties. La partie supérieure contient de l'air sous pression, tandis que la partie inférieure contient un certain volume d'eau. Lorsque les pompes s'arrêtent, par exemple, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, utilisant ainsi la chute de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air dans le réservoir se comprime, ce qui permet de stocker un volume d'eau.

Le réservoir d'air à anti bélier a été identifié comme l'un des meilleurs dispositifs pour contrer les effets du coup de bélier, en raison de plusieurs avantages qu'il offre :

- Il agit comme une protection efficace contre la dépression et la surpression dans le système.
- Son installation est simple et il est facile à contrôler.
- Il est particulièrement adapté pour les installations avec des hauteurs de refoulement moyennes à élevées.

En utilisant un réservoir d'air à anti bélier, on peut réduire efficacement les variations de pression induites par le coup de bélier, ce qui contribue à assurer un fonctionnement plus sûr et plus stable du système.

IV-11-1- Calcul du volume des réservoirs d'air :

1-Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité d'une onde élastique, c, dépend du fluide qui s'écoule (dans ce cas, de l'eau) ainsi que des caractéristiques de la conduite (diamètre, épaisseur) et du sol. Dans le cas d'une conduite non déformable est équivalente à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Cependant, lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

La formule, améliorée par B. Salah, prend en considération l'influence du sol sur la conduite :

$$C=\frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{K.2.a.(1-\upsilon_m^2).(1-\upsilon_S)}{(1-\upsilon_m^2).a.E_S+E_m.e_m.(1-\upsilon_S)}}} \quad \text{.....(IV-28)}$$

Avec :

- C : Célérité en [m/s]
- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; k = 2.10^9 à 20° c.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m^3
- e_m : Epaisseur de la conduite (m)
- a : Rayon intérieur de la conduite (m) /
- υ_m : Cœfficient de poisson du matériau de la conduite ; υ_m=0.46 (PEHD)
- υ_s : Cœfficient de poisson du sol entourant la conduite ; υ_s=0.33
- E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; E = $2,1.10^9$ Pas
- E_s : Module de Yong du sol considéré (E=200Mpa)

Tableau IV-21 : Calcul de la célérité d'ondes.

Adduction	D (mm)	e (mm)	a	C (m/s)
F1-R1	90	10,1	69,8	419,26
SP1-R2	90	10,1	69,8	419,26

2-Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

- Cas de surpression : $H_{max}=H_g+\frac{C*V_0}{g}$ .....(IV-29)
- Cas de dépression : $H_{min}=H_g-\frac{C*V_0}{g}$ .....(IV-30)

Avec :

- C : Célérité en [m/s].
- V_0: vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-22 : Valeur numérique du coup de bélier.

Adduction	Q(l/s)	D(mm)	e(mm)	C(m/s)	V_0(m/s)	H_g(m)	b(m)	H_{max}(m)	H_{min}(m)
F1-R1	4,1	90	10,1	419,26	1,07	145,55	45,73	191,28	99,82
SP1-R2	4,2	90	10,1	419,26	1,1	174	47,01	221,01	126,99

Avec : -b: La valeur numérique du coup de bélier(m).

3- Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Le calcul repose sur l'utilisation de l'abaque de Vibert pour déterminer le volume U_0 d'air contenu dans la cloche lors d'un fonctionnement à la vitesse V_0.

Lors du fonctionnement normal, les propriétés de l'air dans le réservoir sont déterminées par les valeurs Z_0, Z_{min} et Z_{max}.

Z_0 : représente la pression absolue (comprenant la hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{min} : correspond à la pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : représente la pression absolue relative à la surpression.

L'expression permettant de calculer U_0 est la suivante :

$$U_0=\frac{V_0^2*L*S}{2*g*Z_0*f(\frac{Z}{Z_0})} \text{.....(IV-31)}$$

Avec : -U_0 : volume de l'air en m^3.

-V_0 : Vitesse d'écoulement m/s.

-L : longueur de la conduite en m.

-S : section de la conduite en m.

La charge maximale absolue : $Z_{max}=H_g+\frac{C*V_0}{g}+10$.....(IV-32)

A partir de l'abaque de vibert :

$\frac{Z_{max}}{Z_0}$ $\quad$ $\frac{U_0}{L.S}$

$\frac{h_0}{Z_0}$

Avec : $h_0=\frac{V_0^2}{2.g}$.....(IV-33)

ET on trouve aussi : $\frac{Z_{min}}{Z_0}$ de l'abaque de vibert.

Enfin, pour calculer le volume maximum Umax, on utilise la formule suivante :

$$U_{max}=U_0*\frac{Z_0}{Z_{min}}\text{.....(IV-34)}$$

Les résultats de calcul des deux stations de pompage sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-23 : Calcul de volume du réservoir d'air.

Adduction	Z_0(m)	Z_{max}(m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L.S}$	U_0(l)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_{max}(l)	U_f(l)
F1-R1	155,55	201,28	1,29	$3,73*10^{-4}$	$0,8*10^{-2}$	41,27	0,795	51,91	151,91
SP1-R2	184	231,01	1,26	$3,35*10^{-4}$	$0,8*10^{-2}$	62,18	0,805	77,24	177,24

En tenant compte de la sécurité : $U_f=U_{max}$+100 litre.

IV-12- Génie civil de la station de pompage :

IV-12-1- Bâtiment de la station de pompage SP1 :

Les différents types de bâtiments pour une station de pompage sont les suivants :

- Type bloc.
- Type bloc approfondi.
- Type bâche sèche.
- Type bâche sèche approfondie.
- Type bâche mouillée avec pompe noyée.
- Type bâche mouillée avec pompe de surface.
- Type de surface.

Le choix de type de bâtiment en fonction des paramètres mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-24 : Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type du bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Surface
Débit (m^3/s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiales verticales	Pompes centrifuges	Axiales verticales	Pompes centrifuges
Installation	<0 (en charge)	<0 (en charge) >0 (en aspiration)	<0 (en charge)	>0 (en aspiration)
Variation du plan d'eau d'aspiration	1 à 2m	1 à 3	N'importe	Importante

D'après le tableau III-24, On choisit de projeter un bâtiment de type surface car :

- Le débit de la station de pompage est de 4 l/s.

- Les pompes choisies sont de type centrifuge multicellulaire à axe horizontal.

-L'installation de la pompe est en aspiration.

Il est courant que les bâtiments soient construits sous forme rectangulaire et qu'ils abritent différents espaces fonctionnels tel que des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

-La hauteur de station de pompage normalisée (Hb = 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m…).

-La longueur du bâtiment normalisée (Lb = 3 m ; 6 m ; 18m ; 21 m ; 24 m…).

-La distance entre les poteaux (3 m ; 6 m ; 9 m ; 12 m…).

IV-12-2- Dimensionnement du bâtiment :

Les différentes dimensions de la station de pompage sont :

- **Epaisseur des murs du bâtiment :**

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elle d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

- **La hauteur du bâtiment :**

Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9

Avec :

- h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{réserve}$

- h_p : Hauteur de la pompe est égale à 544 mm
- h_{socle} : Hauteur de socle est égale à 0.3 m ;
- $h_{réserve}$: Hauteur de réserve = 0,5 m ;

Donc : $h_5 = 544 + 300 + 500 = 1344$ mm ;

- h_6 : Hauteur réservée à l'homme $h_6 = 2,2$ m.
- h_7 : Hauteur du plan roulant $h_7 = 0,3$ m.
- h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8$ m ;
- h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,5$ m ;

A.N: $H_b = 1,344+ 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,144$ m

Alors H_b est normalisé a 5,4 m.

- **La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2S$$

Avec:

- n_p: nombre de pompes = 02 pompes (tenant compte de la pompe de secours).
- L : Longueur de la pompe + moteur, L = 1565 mm.
- L_{int}: Distance entre deux pompes voisines, Lint = (0,8-1,2) m, On prend : L_{int} =0,8 m.
- L_{pf} : Longueur de la plate-forme, $L_{pf} = 3$ m.
- L_r : Longueur de l'armoire électrique, L_r = (2-3) m, on prend $L_r = 2$ m.
- S : épaisseur du mur, S = 0,3 m.

A.N : L_b= 2*1,565+0,8+3+2+0,3 = 9,23 m.

- **La largeur de la salle des machines :**

La largeur de la salle des machines est calculée par la formule suivante :

$$l_m = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_p + 2S$$

Avec :

- l_1 : Distance entre le mur et le premier organe l_1= (0,2÷0.3) m, On prend 0,2m.
- l_2 : Distance entre les tubulures l_2= 0,9m.
- l_3 : Longueur des accessoires à l'aspiration.
- l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

- L_p : Longueur de la pompe.

A.N : l_m= 0,2+0,9+0,2105+0,360+1,565+2*0,3 = 3,84 m

Alors on prend l_m= 4m.

- **La largeur du bâtiment :**

$$l_b = l_m + l_{bureau} + 1.2m$$

A.N : l_b= 4+3+1.2= 8,2 m

- **Dimensions des portes :**

- Porte principale : 4,2 × 3,2 m^2.

- Porte secondaire : 2,2 × 1,2 m^2.

- **Dimensionnement des fenêtres :**

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 10 %.

S(fenêtres) = 0,1 × 18 × 6 ⇒ S(fenêtres) = 10,8 m^2.

Le nombre de fenêtres :

N(fenêtres) = $\frac{\Sigma\, S(fenêtre)}{2,2*1,4}$= 3,51 ⇒ 04 fenêtres.

IV-13-Conclusion :

Dans ce chapitre, l'étude du pompage du forage et de la station de pompage SP1 a été réalisée. Les résultats obtenus ont montré qu'il est plus économique d'utiliser une seule pompe pour la station SP1. La pompe choisie est une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, tandis que pour le forage F1, une pompe immergée radiale est recommandée. Cette configuration permet d'assurer à la fois le débit et la hauteur manométrique totale nécessaires, tout en respectant les conditions de bon fonctionnement.

De plus, dans ce chapitre, les adductions par refoulement ont été dimensionnées. Cela signifie que les conduites qui transportent l'eau du forage ou de la station de pompage vers les réservoirs ont été calculées et dimensionnées en fonction des exigences du projet.

Chapitre V

Etude des réservoirs

Chapitre V : Etude des réservoirs

V-1-Introduction :

Dans le cadre du transfert des quantités d'eau potable nécessaires pour notre zone d'étude, il est essentiel de réaliser une étude de stockage afin de déterminer la capacité et les dimensions des réservoirs. Ces réservoirs jouent un rôle crucial en assurant plusieurs fonctions et en agissant comme un lien intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution.

V-2-Définition d'un réservoir :

Un réservoir, dans le contexte hydrotechnique, est une structure conçue pour stocker et conserver l'eau. Son rôle principal est d'accumuler les excédents d'eau pendant les périodes de faible consommation afin de pouvoir les utiliser lors des périodes de pointe ou de besoin accumulé. Cependant, au fil du temps, le rôle des réservoirs a évolué et ils ont acquis de nombreuses autres fonctions.

V-3-Utilité des réservoirs :

-En stockant l'eau dans un réservoir, on crée une réserve qui peut être utilisée pour alimenter le réseau de distribution de manière plus régulière. Au lieu de pomper l'eau directement dans le réseau à mesure que la demande se présente, on peut pomper de manière plus constante vers le réservoir. Cela simplifie l'exploitation du système, car le pompage peut être effectué de manière plus régulière et programmée en fonction des besoins.

-Solliciter régulièrement les points d'eau pour assurer une disponibilité constante et préserver les ressources en eau souterraine.

- emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures ou la consommation devient importante.

- L'un des avantages majeurs des réservoirs est d'assurer la continuité de la distribution d'eau même lorsque la pompe est arrêtée.

- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.

- disponibilité de la réserve d'incendie.

-Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.

V-4- Classification des réservoirs :

La classification des réservoirs est basée sur différents critères :

- Nature des matériaux de construction :
  - Réservoirs métalliques.
  - Réservoirs en maçonnerie.
  - Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- Situation et topographie des lieux :
  - Enterrés.
  - Semi enterrés.

- Surélevés ou sur tour (château d'eau).
- Leurs formes géométriques :
  - Rectangulaire ou carrée.
  - Circulaire.
- D'après l'usage des réservoirs on peut les classer en :
  - Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage.
  - Réservoirs d'équilibre (réservoirs tampons).
  - Réservoirs de traitement.

V-5-Choix du nombre de réservoir :

La décision de construire un ou plusieurs stockages est commandée par le souci de limiter les fluctuations importantes de pression dans le réseau, d'assurer une alimentation équitable des usagers et d'offrir une souplesse suffisante à l'exploitant afin de minimiser les risques de rupture de fournitures d'eau. Il est souvent intéressant de créer plusieurs zones de distribution dominées chacune par un ouvrage dont les avantages seraient l'abaissement de la hauteur des ouvrages dans certains cas, l'économie de la mise en place de réducteurs de pressions dans d'autres cas. Outre ces préoccupations techniques, chaque zone de distribution est une unité commerciale dans laquelle se feront la planification du développement, la surveillance des performances et de l'entretien du réseau. Ces dispositions peuvent se traduire par une distribution étagée.

V-6-Emplacement et altitude des réservoirs :

La localisation des réservoirs dépend de la topographie et doit prendre en compte plusieurs considérations techniques et économiques :

- Il est souhaitable que l'emplacement permette une distribution gravitaire, ce qui signifie que la hauteur du réservoir doit être supérieure au niveau d'eau maximum du réseau.

-Idéalement, le réservoir devrait être situé à l'extrémité de la ville ou à proximité d'un centre de consommation important.

-Le choix de l'emplacement du réservoir doit garantir une pression adéquate pour les abonnés.

-Dans un souci d'efficacité économique, il est préférable que le réservoir se remplisse par gravité, c'est-à-dire qu'il soit placé à un niveau plus bas par rapport à la source d'eau.

V-7-Equipements des réservoirs d'alimentation :

Pour assurer le bon fonctionnement d'un réservoir, plusieurs équipements sont nécessaires :

V-7-1- Conduite d'arrivée :

La conduite d'arrivée peut être soit de type refoulement, soit gravitaire. Le raccordement de cette conduite au mur du réservoir a une grande influence sur le processus de brassage des eaux qui entrent et sortent du réservoir après un certain temps. L'arrivée des eaux par la conduite peut se faire soit par le haut, soit par une conduite immergée à partir d'un plan d'eau. On préfère toujours l'arrivée par le bas ou en siphon immergé afin de favoriser le

renouvellement de l'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement en forme de rouleau.

V-7-2-Conduite de départ :

La conduite en question est positionnée de manière opposée à la conduite d'arrivée, à une distance de quelques centimètres au-dessus du radier (environ 15 à 20 cm), dans le but d'éviter l'entrée de matières en suspension. Son extrémité est équipée d'une crépine courbée pour prévenir le phénomène de vortex (l'entrée d'air dans la conduite). De plus, cette conduite est équipée d'une vanne de sécurité pour réguler la vitesse du flux.

V-7-3- Conduite du trop-plein :

La conduite de trop-plein se compose d'une extrémité en forme d'entonnoir, et sa fonction principale est d'évacuer le débit d'adduction qui arrive dans le réservoir lorsque le niveau d'eau atteint sa limite maximale.

V-7-4- Conduite de vidange :

La conduite de vidange est positionnée au point le plus bas du radier pour permettre l'évacuation des dépôts. Elle est équipée d'un robinet-vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de sable qui pourrait rendre son fonctionnement difficile. La conduite de vidange est utilisée lorsqu'une réparation ou un nettoyage du réservoir est prévu. Elle est généralement connectée à la canalisation du trop-plein.

V-7-5- Conduite by-pass :

Il s'agit d'un segment de conduite qui garantit la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction à celle de la distribution.

V-8-Matérialisation de la réserve d’incendie :

Pour assurer la disponibilité permanente de la réserve d'incendie afin de répondre aux besoins urgents en cas d'incendie, différents systèmes peuvent être utilisés :

- Système à siphon : Ce système permet au siphon de se désamorcer lorsque le niveau de la réserve est atteint, grâce à un évent. Cela garantit que la réserve d'incendie n'est pas utilisée, assurant ainsi son renouvellement constant tout en restant disponible en tout temps.
- Système à deux prises : Ce système est rarement utilisé en raison de la présence d'une tranche d'eau morte, ce qui signifie que la réserve de sécurité n'est pas correctement renouvelée. Par conséquent, ce système présente des limitations quant à la disponibilité de la réserve d'incendie.

V-9-Quelques recommandations sur les réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable doivent respecter des normes d'hygiène et de sécurité pour prévenir toute contamination de l'eau provenant de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

-Être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

-Être éclairés en laissant quelques ouvertures munies de plaques de verre épaisses.

-Avoir des robinets de puisage pour faciliter les prélèvements nécessaires aux contrôles de la qualité de l'eau destinée à la consommation.

-Avoir une zone de protection pour éviter tout contact avec des animaux ou des individus non autorisés (à l'exception du personnel chargé de l'exploitation).

-Être ventilés par des orifices munis de grilles pour assurer une bonne aération.

-au moins une fois par un, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.

V-10-Détermination de la capacité d'un réservoir d'alimentation :

L'estimation de la capacité du réservoir doit prendre en compte les variations des débits à l'entrée et à la sortie. Cela implique de considérer à la fois le mode d'exploitation des ouvrages en amont et les fluctuations de la demande en eau. Généralement, la capacité est calculée pour répondre aux variations quotidiennes du débit de consommation, en prenant en compte le jour de plus forte consommation ainsi que la réserve d'eau nécessaire pour les besoins en cas d'incendie. Pour notre cas on prend pas en compte le volume d'incendie.

V-10-1-Détermination graphique de la capacité d'un réservoir :

La méthode graphique prend en compte à la fois la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité du réservoir est déterminée en observant les points extrêmes des cumuls de la consommation par rapport aux apports d'eau. Cela permet de déduire la capacité nécessaire pour assurer un approvisionnement adéquat en eau.

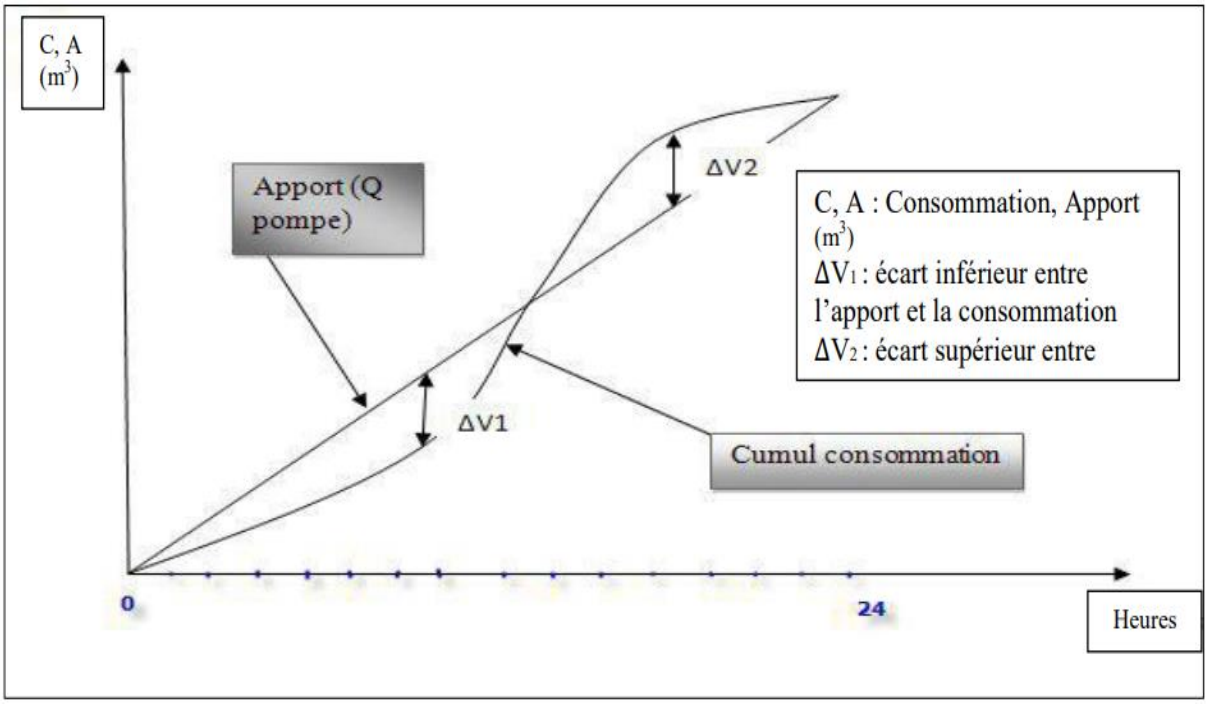


Figure V-1 : Graphe de la consommation en fonction de l'apport

Avec :

- V_u : Volume utile : $V=\Delta V_1 + \Delta V_2$……(V-1)

V-10-2-Détermination analytique de la capacité d'un réservoir :

En ayant connaissance du profil de consommation de l'agglomération et du fonctionnement de la station de pompage, on peut déterminer de manière analytique la capacité requise pour le réservoir.

Le volume utile ce calcule avec la formule suivant :

$$V_u=\frac{a*Q_{max,j}}{100} \quad (m^3)$$

Avec :

- V_u : volume utile (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{max,j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j).

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

$$V_T=V_u+V_{inc} \ (m^3)$$

Avec :

- V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de 60 m^3/h ; Donc : V_{inc} = 120 m^3.

V-11- Dimensionnement des réservoirs :

V-11-1-Dimensionnement de la bâche d'aspiration de la station de pompage (SP1) :

Le volume utile de la bâche d'aspiration de la station de pompage SP1 est calculée par la formule suivant :

$$V=\frac{Q*\frac{1}{n}}{4*(N-1)} \text{.....(V-2)}$$

Avec :

- n : nombre maximum de démarrages par heure.
- N : nombre de pompe identiques N=2 (voir chapitre III).

Tableau V-1 : Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.

Nombre de démarrage	4	6	8	10
Puissance de la pompe	>30 Kw	>15 Kw	<8 Kw	<4Kw

D'après le tableau V-1 et pour une puissance de 11 KW (voir chapitre III) on peut retenir 6 démarrages/h.

A.N : $V=\frac{15,12*\frac{1}{6}}{4*(2-1)}$ = 0,63 m^3

On choisit un volume normalisé de 5 m^3.

V-11-2-Dimensionnement des réservoirs de distribution :

La méthode analytique est utilisée pour calculer les besoins de stockage dans notre zone d'étude :

Tableau V-2 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
[0;1[	0,75	7	6,25	-	12,25
[1;2[	0,75	7	6,25	-	18,5
[2;3[	1	7	6	-	24,5
[3;4[	1	7	6	-	30,5
[4;5[	3	7	4	-	34,5
[5;6[	5,5	7	1,5	-	36
[6;7[	5,5	6,4	0,9	-	36,9
[7;8[	5,5	6,4	0,9	-	37,8
[8;9[	3,5	6,4	2,9	-	40,7
[9;10[	3,5	6,4	2,9	-	43,6
[10;11[	6	6,4	0,4	-	44
[11;12[	8,5	6,4	-	2,1	41,9
[12;13[	8,5	6,4	-	2,1	39,8
[13;14[	6	6,2	0,2	-	40
[14;15[	5	0	-	5	35
[15;16[	5	0	-	5	30
[16;17[	3,5	0	-	3,5	26,5
[17;18[	3,5	0	-	3,5	23
[18;19[	6	0	-	6	17
[19;20[	6	0	-	6	11
[20;21[	6	0	-	6	5
[21;22[	3	0	-	3	2
[22;23[	2	0	-	2	0
[23;24[	1	7	6	-	6

Le volume utile du réservoir sera :

$$V_u=\frac{43,6}{100} *Q_{max,j}.....(V-3)$$

A.N : $V_u= \frac{43,6}{100}*312,052 = 136,05\ m^3$

Le volume total de 136,05 m^3 sera réparti entre les deux réservoirs, R_1 et R_2. Étant donné que le réservoir R_2 alimente 70 % de l'agglomération, il aura une capacité de 95,235 m^3, tandis que le réservoir R_1, qui alimente les 30 % restants de l'agglomération, aura une capacité de 40,815 m3.

Alors le volume normalisé du réservoir R_2 sera de 150 m^3 et du réservoir R_1 sera de 100 m^3.

V-11-3-Formes et dimensions des réservoirs :

Pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m^3, il est courant d'adopter une section circulaire. Par conséquent, nous avons choisi cette forme pour tous les réservoirs de notre projet. La hauteur d'eau utile est généralement limitée entre 3 et 6 mètres. Pour les agglomérations de taille modeste à moyenne, l'optimum se situe souvent autour de 4 à 5 mètres. Les dimensions des réservoirs se définissent selon les critères suivants :

- Le diamètre D de la cuve :

$$S=\frac{V_n}{h}=\frac{\pi*D^2}{4}.....(V-4)$$

Alors : $D=\sqrt{\frac{4*V_n}{\pi*h}}$.....(V-5)

Avec :

- V_n:Capacité normalisée du réservoir (m^3).
- S : Section du réservoir (m^2)
- D : Diamètre de la cuve (m)
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

- Réévaluation de la hauteur d'eau (h) :

$$h=\frac{4*V_n}{\pi*D^2}.....(V-6)$$

- La section de la cuve :

$$S=\frac{V_n}{h}.....(V-7)$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R.....(V-8)$$

Avec :

- H : Hauteur totale du réservoir (m).
- h : Hauteur d'eau (m).
- R : Revanche (m), qui varie de 0,25 à 1 m.

Tableau V-3 : Calcul des dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume(m^3)	D (m)	S (m^2)	h(m)	R(m)	H(m)
R_1	100	5	20	5,09	0,25	5,34
R_2	150	6	30	5,31	0,25	5,56

V-12-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons mis en évidence l'importance des réservoirs, calculé les volumes des réservoirs R1 et R2, et réalisé leur dimensionnement. Ces réservoirs sont conçus pour la distribution d'eau potable. Ils permettent de stocker l'eau pendant les périodes de faible consommation et de la redistribuer lors des périodes de forte demande, tout en régulant la pression dans le réseau de distribution.

Chapitre VI

Organisation de chantier et management

De projet

Chapitre VI : Organisation de chantier et management De projet.

VI-1-Introduction :

Ce chapitre sera consacré à l'évaluation des différentes actions à entreprendre sur le chantier afin de prévoir les ressources matérielles et humaines nécessaires à la réalisation du projet, ainsi que pour estimer son coût total. Ensuite, une planification complète des travaux sera établie afin de garantir un déroulement optimal et une organisation efficace des différentes opérations.

VI-2- Travaux à entreprendre :

VI-2-1-Travaux concernant la stations de pompage :

Les étapes nécessaires à la construction de la station de pompage sont les suivantes :

1. Décapage :

Les travaux de décapage consistent à enlever la couche végétale de l'emplacement de la station de pompage, y compris l'abattage des arbres. L'épaisseur de la couche à enlever est de 10 cm.

2. Excavation :

L'excavation est une opération de terrassement visant à creuser les fondations du bâtiment. Les dimensions des fouilles à réaliser sont les suivantes : L*l*h

Avec :

- L : Longueur de la fouille (m).
- l : Largeur de la fouille (m).
- h : Profondeur de la fouille (m).

Soit : 1,5*1,5*1,5 m^3.

3. Coulage du béton de propreté :

Cette étape vise à assurer que les semelles des fondations reposent sur une base propre et stable. Elle implique le coulage d'une couche de béton de 10 cm au fond des fouilles.

4. Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à remplir les vides avec un matériau de remblai composé de terre compactée provenant des excavations.

5. Coulage du béton :

Cette étape implique le coulage du béton dans les différentes structures. Le béton utilisé a un dosage de 350 kg/m^3. Pour les poteaux, les demi-poteaux et les semelles, une bétonnière à tambour est utilisée, tandis que les longrines et les dalles (où le volume de béton est

important) nécessitent l'utilisation d'une pompe à béton. Le béton est préparé par une petite centrale à béton.

6. Maçonnerie :

Cette étape concerne la construction des cloisons pour les différents locaux du bâtiment.

- **Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :**

- Le bâtiment est de longueur L=9,23m et de largeur l=8,2m.
- La profondeur des fouilles h =1,5 m.
- Les semelles sont de forme carré 1,5*1,5 m^2 et de hauteur h_S=0,40 m.
- Les demi- poteaux sont de forme carré 0,35*0,35 m^2 et de hauteur h_{dP} = 1,7 m.
- Les poteaux sont de forme carré 0,35*0,35 m^3 et de hauteur totale h_p = 5,4 m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 Cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de h = 0,60 m et une épaisseur de 0,35 m.

Le bâtiment ayant une longueur de 9,23 m et une largeur de 8,2 m, sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de 4,09 m, entre les deux poteaux sur largeur est de 3,575 m. le nombre de poteaux total est de 9.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 9 semelles et 9 fouilles.

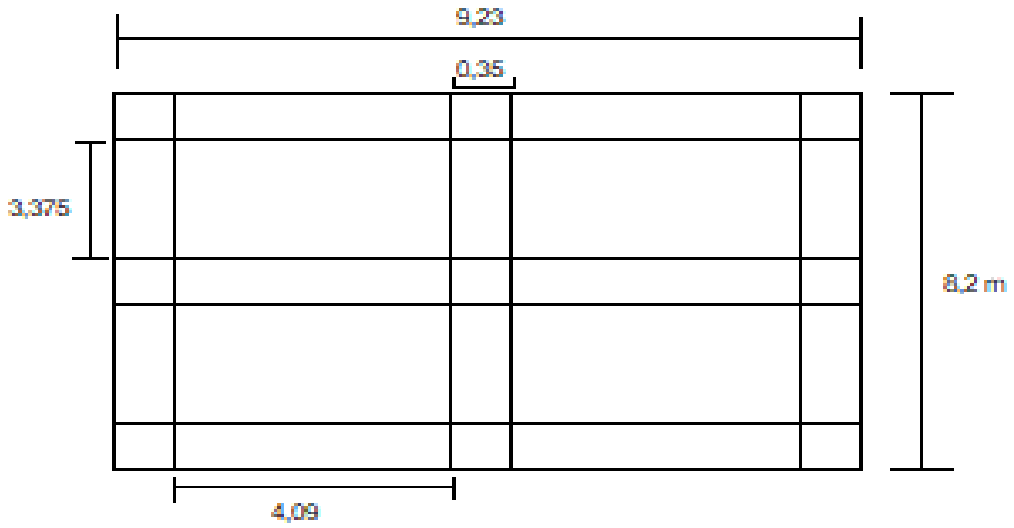


Figure VI-2 : Vue en plan de la station de pompage.

- **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 Cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extérieures des fouilles 9,23*8,2*0,10 = 7,57 m^3 Donc le volume de décapage est estimé à 8m^3.

- **Calcul du volume des déblais :**

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles. La fouille ayant le volume de :

$$1,5*1,5*1,5= 3,375\ m^3$$

Le nombre de fouilles étant de 9, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de : $9*3,375 = 30,375\ m^3$.

Donc le volume total de déblais et de : $30,275+8= 38,275\ m^3$.

- **Calcul du volume du béton de propreté :**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,1$ soit $0,225\ m^3$ Le nombre de fouilles étant de 9, le volume total du béton de propreté est de $2.025\ m^3$.

- **Calcul du volume de béton armé :**

Les composants de la station de pompage, pour lesquels le béton armé est utilisé comme matériau de construction, sont les suivants :

- Semelles.
- Demi-poteaux.
- Poteaux.
- Longrines.
- Chape inférieure.
- Dalle supérieure.

Tableau VI-1 : Calcul du volume du béton armé Pour la station de pompage.

Eléments	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	N	V=L*l*h*N (m^3)
Semelles	1,5	1,5	0,4	9	8,1
Demi-poteaux.	0,35	0,35	1,7	9	1,87425
Poteaux	0,35	0,35	5,4	9	5,9535
Longrines Long	9,23	0,35	0,6	12	23,2596
Longrines Large	8,2	0,35	0,6	12	20,664
Chape inférieure	9,23	8,2	0,07	1	5,29802
Dalle supérieure	9,23	8,2	0,07	1	5,29802
				Totale	70,44739

VI-2-1-5-Calcul du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5 × 1,5 × 1 (1,5 m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m), le volume est de 2,25 m^3. Le nombre de fouilles étant de 9, donc le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 2,25*9=20,25 m^3.

VI-2-1-6-Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (Cm^2). La surface de la maçonnerie totale est :

$$S_m = S_{murs} - S_f - S_P \text{.....(VI-1)}$$

Avec :

- S_m : Surface de la maçonnerie.
- S_{murs} : Surface des murs.
- S_f : La surface des fenêtres.
- S_p : La surface des portes.

A.N :

- S_{murs}=(4,09*4*5,4)+(3,375*4*5,4) = 161,244 m^2.
- S_f= 4*2,2*1,4 = 12,32 m^2.
- S_p= (4,2*3,2)+(2,2*1,2)= 16,08 m^2.

$$S_m = 132{,}844 \ m^2$$

D'où le nombre de brique nécessaire est de : $N=\frac{132,844}{0,3*0,2}$ = 2215 Briques.

Le nombre de briques à prévoir pour une station de pompage en tenant compte de la casse est de 2250 briques.

Les résultats relatifs au volume des travaux sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2 : Volumes des travaux de la station de pompage SP1.

Désignation	Quantité	Unité
Décapage	8	m^3
Béton de propreté	2,025	m^3
Béton armé	70,45	m^3
Remblai compacté	20,25	m^3
Maçonnerie	2250	Brique

VI-2-2-Travaux concernant les canalisations :

1. Matérialisation :

La matérialisation de l'axe de la tranchée est réalisée en plaçant des jalons de manière alignée et espacée de 50 à 60 mètres sur le terrain. Ce travail est effectué en mesurant les

distances correspondantes sur le plan à l'aide de repères ou de bornes fixes. Cela permet de déterminer avec précision la direction des axes et leurs extrémités.

2. Nivellement :

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain présente des obstacles, on réalise le nivellement en suivant un cheminement précis. Grâce à des calculs simples, on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée à chaque point.

3. Excavation des tranchées :

L'excavation des tranchées comprend deux étapes distinctes :

- Enlèvement de la couche végétale :

Pour cette opération, on utilise généralement un bulldozer ou un angledozer afin de retirer la couche végétale présente sur le terrain.

- Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à creuser doit atteindre 1 mètre pour deux raisons principales :

-Maintenir la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de fortes chaleurs.

-Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être suffisamment spacieuse pour permettre à un travailleur de travailler sans difficulté, et elle augmente en fonction du diamètre des conduites qui seront installées. L'excavation des tranchées se fait par sections successives, en commençant par les points les plus élevés, afin de permettre l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres, tels que :

-La profondeur de la tranchée (H_{tr})

-La largeur de la tranchée (b)

- **La profondeur de la tranchée :**

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

$$H_{tr}=D+h+h_0 \text{.....(VI-2)}$$

Avec :

-H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

-D : diamètre de la conduite (m).

-h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend h=0,8 m.

-h1 : épaisseur du lit de pose h1 = 0,15 m.

- **Largeur de la tranchée :**

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

$$b = D + 0{,}6\ m \quad \text{.....(VI-3)}$$

Avec :

-b : largeur de la tranchée (m).

- D : diamètre de la conduite (m).

- **Section de la tranchée :**

$$W = b.H_{tr}$$

Avec :

-W : Section de la tranchée (m^2).

Tableau VI-3 : Récapitulatif des différents paramètres de la tranchée.

Diamètre (mm)	H (m)	B (m)	W (m^2)
32	0,982	0,632	0,62
40	0,99	0,640	0,63
50	1	0,650	0,65
63	1,013	0,663	0,67
75	1,025	0,675	0,69
90	1,074	0,690	0,74
110	1,06	0,710	0,75

VI-2-3- Pose de la conduite :

L'étude et la pose d'une conduite sont adéquates des éléments essentiels pour assurer une distribution et minimiser les pertes lors de l'écoulement, afin d'obtenir un débit pratiquement constant.

Les canalisations peuvent être installées de diverses manières en fonction de l'emplacement et des obstacles éventuels, comme illustré dans la figure ci-dessous :

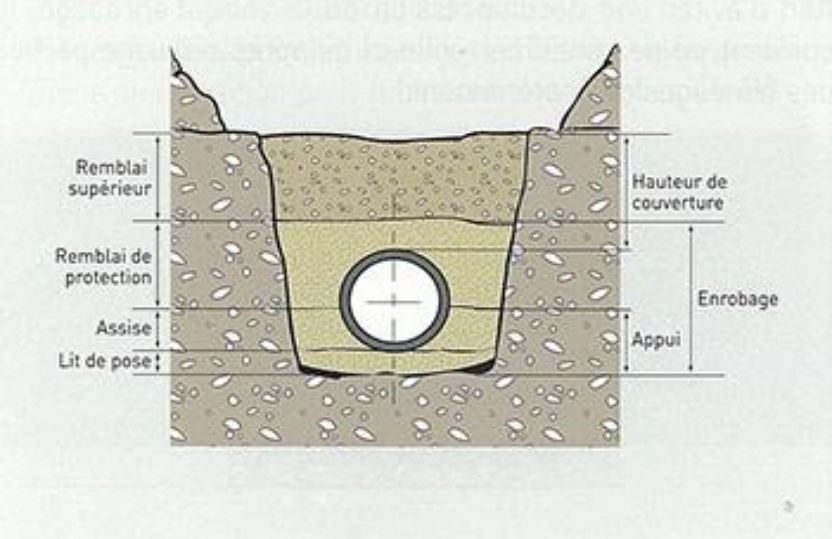


Figure VI-1 : Remblai de protection. (Guide STRPEPP)

- **Pose en terre :**

La pose en terre des conduites implique de creuser une tranchée de largeur adéquate. Des élargissements de la tranchée sont réalisés au niveau des articulations pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée est soigneusement préparé en éliminant les pierres et en l'aplanissant correctement. Ensuite, il est recouvert d'un lit de pose d'une épaisseur de 0,1 à 0,2 mètres, solidement compacté et nivelé. Ce lit de pose peut être constitué de :

- Du gravier dans les terrains ordinaires.
- De pierres concassées (gravier 3/8) qui jouent le rôle de drain.
- Du béton maigre dans les parties rocheuses très pentues.

La profondeur de la tranchée doit être maintenue à un niveau constant et suffisante pour assurer la protection des conduites. Cela permet de préserver des variations de température ainsi que des charges et surcharges qui pourraient les endommager.

- **Essai sur la canalisation en place :**

Après avoir posé la conduite et avant de combler la tranchée, il est nécessaire d'effectuer des essais de pression par sections.

Pour ce faire, la conduite est remplie d'eau afin de la soumettre à une pression d'épreuve. La pression d'essai sera égale à la pression réelle à laquelle la conduite sera soumise, augmentée de 50 %.

La durée de l'essai doit être d'au moins 30 minutes. Pendant cette période, on surveille la variation de pression, qui doit être supérieure à 0,2 bars.

- **Remblai de la tranchée :**

Une fois les tests de pression réussis, il est nécessaire de procéder à un remblayage soigneusement compacté, en utilisant manuellement la terre provenant des déblais (en excluant tout élément indésirable).

- **Calcul des volumes de terrassement :**

1. Décapage de la couche de terre végétale :

Avant de commencer l'excavation des tranchées, il est nécessaire de procéder au décapage de la couche de terre végétale sur une faible profondeur. Le volume de la couche à enlever est le suivant :

$$V_{dc}=L.b.e\text{……..(VI-4)}$$

Avec :

- V_{dc} : Volume de la terre décapée en (m^3).
- L : Longueur total des tranchées en (m).
- b : Largeur de la couche végétale en (m).
- e : épaisseur de la couche en (m), e =5 cm.

2. Volume des déblais :
   $V_d=L.b.H$

   Avec :

   - V_d : Volume de déblais de la tranchée en (m^3).
   - L : Longueur de la tranchée en (m).
   - b : Largeur de la tranchée (m).

3. Aménagement du lit de sable :

Le fond de la tranchée doit être nivelé avec une couche de sable d'une épaisseur de 15 cm. Le lit de pose doit être composé de sable contenant au moins 12% de particules de diamètre inférieur à 0,1 mm, c'est-à-dire un sable bien gradué.

Le volume de sable peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_S= L.b.e\text{……..(VI-5)}$$

Avec :

- V_s = volume du sable en (m^3).
- e : épaisseur du sable, e = 15 cm.

4. Volume des remblais :

$$V_r= V_d – V_c – V_s\text{……..(VI-6)}$$

Avec :

- V_r : Volume de remblai en (m^3)

- V_c : volume total de sable pour le lit de pose de la conduite (m^3)

Le volume total de sable pour le lit de pose de la conduite est calculé par la formule suivant :

$$V_c = S.L = \frac{\pi * D^2}{4} * L \text{.....(VI-7)}$$

5. Volume excédentaire :

$$V_{ex} = V_d - V_r \text{.....(VI-8)}$$

Avec :

- V_{ex} : Volume exédentaire en (m^3).

Tableau VI-4 : Récapitulatif des différents volumes.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	V_{dc} (m^3)	V_d (m^3)	V_c (m^3)	V_s (m^3)	V_r (m^3)	V_{ex} (m^3)
32	3386,73	107,0207	2101,886	2,722389	321,062	1778,102	323,7844
40	1216,85	38,9392	770,9962	1,528364	116,8176	652,6502	118,346
50	476,15	15,47488	309,4975	0,934444	46,42463	262,1384	47,35907
63	871,78	28,89951	585,504	2,716174	86,69852	496,0893	89,4147
75	580,23	19,58276	401,4466	2,562078	58,74829	340,1363	61,31037
90	3413,08	117,7513	2529,297	21,70207	353,2538	2154,341	374,9558
110	809,79	28,74755	609,448	7,69179	86,24264	515,5135	93,93443

VI-2-3-Travaux concernant les réservoirs :

Notre système d'adduction comprend trois réservoirs, dont un réservoir de capacité 150 m^3, un réservoir de stockage de capacité 100 m^3.

○ Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais correspond à la somme des déblais provenant des réservoirs et des chambres de manœuvres :

$$V_d = [(\frac{\pi * D_{ex}^2}{4}) + (L*l)] * h_{ex} \text{.....(VI-9)}$$

Avec:

- V_d : Volume total des Déblais (m^3).
- D_{ex} : Diamètre d'excavation (m), $D_{ex} = D_{ext} + 2$
- D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = D_{int} + (2*0.3)$.
- D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m).
- L : longueur de la chambre de manœuvre (m).
- l : largeur de la chambre de manœuvre (m).

- h_{ex} : profondeur d'excavation (m), h_{exc} = 1m

Tableau VI-5 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres

Réservoir	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{ex} (m)	L (m)	L (m)	V_d (m^3)
R1	5	5,6	7,6	5	4	20,00004534
R2	6	6,6	8,6	5	4	20,00005806

Le volume total de déblai est : V_d= 40 m^3.

- **Calcul du volume du tout-venant :**

$$V_{tv}= \frac{\pi * D_{ex}^2}{4} * e_{tv} \text{.....(VI-10)}$$

Avec:

- V_{tv} : Volume du tout-venant (m^3).
- e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout- venant (m), =0,3m.

A.N :

- Pour le réservoir R1 : $V_{tv}= \frac{\pi * 7,6^2}{4} * 0,3$ = 13,6 m^3.
- Pour le réservoir R2 : $V_{tv}= \frac{\pi * 8,6^2}{4} * 0,3$ = 17,43 m^3.

Donc le volume total du tout-venant : V_{tv}= 31,03 m^3.

- **Calcul du volume de béton de propreté :**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieurs du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp}= \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \text{.....(VI-11)}$$

Avec:

- V_{bp} : Volume du béton de propreté (m^3).
- D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext}$ +1,2
- e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), e_{bp}=0,15m.

A.N :

- Pour le réservoir R1 : $V_{bp}= \frac{\pi * 6,8^2}{4} * 0,15$ = 5,45 m^3.
- Pour le réservoir R2 : $V_{tv}= \frac{\pi * 7,8^2}{4} * 0,15$ = 7,18 m^3.

Alors le volume total du béton de propreté : V_{bp}= 12,63 m^3.

- **Calcul du volume du béton armé :**

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs
- Voiles des réservoirs
- Voiles de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieurs des réservoirs
- Coupoles des réservoirs
- Poteaux de la chambre de manœuvre
- Ceintures de la chambre de manœuvre
- Chape de la chambre de manœuvre
- Dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre

1. Les éléments du réservoir, qui présentent une forme circulaire, sont fournis en utilisant la formule suivante :

$$V_{ba}= \frac{\pi*(D_{ext}^2-D_{int}^2)}{4} * H \text{.....(VI-12)}$$

Tableau VI-6 : Calcul du volume du béton armé

Réservoirs	Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m^3)
R1	Radiers	6,8	-	0,45	13,64
	Voiles	6,8	5	4	66,73
	Ceintures supérieur	6,8	5	0,5	8,34
R2	Radiers	7,8	-	0,45	21,5
	Voiles	7,8	6	4	78,04
	Ceintures supérieur	7,8	6	0,5	9,75

Alors le volume total du béton armé des formes circulaire est : V_{ba}= 198 m^3.

2. Coupoles : La coupole est de forme sphérique de rayon :

$$R=\frac{f^2+(\frac{D}{2})^2}{2*f}\text{.....(VI-13)}$$

Avec :

- R : Rayon de la coupole (m)
- D : Diamètre du réservoir (m)
- f : flèche de la coupole (m),f = 1,5 m.

Et son volume est :

$$V_c=2*\pi*R*f*e_c\text{.....(VI-14)}$$

Avec :

- V_c : Volume du béton armé de la coupole (m^3).
- e_c : Epaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

Tableau VI-7 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoirs	**D (m)**	**R (m)**	**V_c**
R1	5	2,83	2,67
R2	6	3,75	3,53

Alors le volume du béton armé des coupoles est : V_c= 6,2 m^3.

Le volume total du béton armé des réservoirs est : V_{ba}= 198+6,2 = 204,2 m^3.

Les résultats du calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-7 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V = L×l×h×N (m^3)
Voiles	5	0.2	0.5	3	1.5
Poteaux	0.3	0.3	3	4	1.08
Ceintures inf.long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures inf.larg	4	0.3	0.45	3	1.62
Ceintures sup.long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures sup.larg	4	0.3	0.45	3	1.62
Dalle supérieure	5	4	0.07	1	1.4
Chape inférieure	5	4	0.07	1	1.4
					Total : 11.32

Etant donné que nous avons deux chambres de manœuvre, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de : 2 × 11.32=22,64 m^3 .

le volume total du béton armé des réservoirs et des chambres de manœuvre sera

de : V_{ba} = 204,2+22,64= 226,84 m^3.

- **Calcul du volume du remblai compacté :**

Le volume du remblai compacté correspond à l'espace restant, après avoir coulé le béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites de l'excavation :

$$V_{co}= \frac{\pi*(D_{ex}^2-D_{ext}^2)}{4} * h \text{.....(VI-15)}$$

Avec :

- h : Profondeur d'excavation (m), h = 1 m.
- V_{co} : Volume du remblai compacté (m^3).

A.N :

- Pour le réservoir R1 : $V_{co}= \frac{\pi*(7,6^2-5,6^2)}{4} * 1 = 20,73\ m^3$
- Pour le réservoir R2 : : $V_{co}= \frac{\pi*(8,6^2-6,6^2)}{4} * 1 = 23,88\ m^3$

Donc le volume total du remblai compacté est de : V_{co}=20,73+23,88= 44,61 m^3.

- **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Les réservoirs seront intégrés en utilisant des briques de dimensions 30 × 20 cm² uniquement pour les murs sur sol de la chambre de manœuvre. La surface de maçonnerie de la chambre de manœuvre est de [(5 × 2) + 4] × 3, soit 42 m².

La surface unitaire d'une brique étant de 0,06 m², la quantité de briques requise pour la maçonnerie est de 700 briques. En tenant compte des pertes, le nombre de briques à prévoir est de 720. Étant donné qu'il y a deux chambres de manœuvre, le nombre total de briques nécessaires pour ces chambres de manœuvre est de 2 × 720, soit 1440 briques.

VI-3-Calcul des coûts des travaux :

Les tableaux suivants présentent les coûts des travaux liés à l'adduction, à la station de pompage et aux divers réservoirs.

Tableau VI-8 : Coûts des travaux de la station de pompage SP1

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	38,275	300	11482,5
2	béton de propreté	m^3	2,025	8500	17212,5
3	béton armé	m^3	70,45	25000	1761250
4	Remblai compacté	m^3	20,25	450	9112,5
5	Maçonnerie	Brique	2250	35	78750
				Totale	1877808

Alors les Coûts de travaux de la station de pompage SP1 et de :1877808 DA.

Tableau VI-9 : Coûts des travaux des conduites

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Conduite DN32	m	3386,73	136,94	463778,81
Conduite DN40	m	1216,85	213,43	259712,3
Conduite DN50	m	476,15	330,29	157267,58
Conduite DN63	m	871,78	513,91	448016,46
Conduite DN75	m	580,23	724,97	420649,34
Conduite DN90	m	3413,08	1058,83	3613871,5
Conduite DN110	m	809,79	1582,29	1281322,6
Déblai	m^3	7308,075	300	2192422,6
Lit de sable	m^3	1069,247	820	876782,91
remblai compacté	m^3	6198,97	450	2789536,7
			Totale	12503361

Le Coûts des travaux des conduites est de : 12503361 DA.

Tableau VI-10 : Coûts des travaux des réservoirs

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
1	Déblais	m3	40	300	12000
2	béton de propreté	m3	12,63	8500	107355
3	béton armé	m3	226,84	25000	5671000
4	Remblai compacté	m3	44,61	450	20074,5
5	Maconnerie	Brique	1440	35	50400
6	Tout venant	m3	31,03	600	18618
				Totale	5879448

Le Coût des travaux des réservoirs est estimé à : 5879448 DA.

- Le coût global du projet est estimé à : **20260617 DA.**
- En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 19%, le résultat est de : **24110134,23 DA.**

VI-4-Management des projets :

La planification des travaux est un moyen permettant de rechercher en permanence la meilleure façon d'utiliser efficacement la main-d'œuvre et les autres ressources pour assurer

l'efficacité de l'action entreprise, tout en optimisant les coûts. Son objectif est de garantir que les travaux sont réalisés dans l'ordre correct et dans les délais les plus économiques possibles.

Les travaux seront organisés selon la méthode du réseau, également connus sous le nom de Méthode du Chemin Critique (CPM). Cette méthode utilise des nœuds et des flèches pour désigner les tâches, qui sont parcourues par un flux représentant le temps. Chaque nœud ou flèche représente une étape ou un événement spécifique. Cette méthode a été développée par les Américains en 1958 et est également appelée Méthode PERT (Program Evaluation Review Technique).

VI-4-1-Définition des tâches et leurs durées :

-La construction des réservoirs de notre zone d'étude.

-La construction de la station de pompage.

- La réalisation de l'adduction.

1. La station de pompage :

Les différentes activités de construction de la station de pompage, ainsi que leurs durées respectives, sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-10 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	2
B	Excavation	4
C	Coulage du béton de propreté	2
D	Coulage du béton pour les semelles	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
F	Remblayage et compactage des fouilles	3
G	Construction des murs	5
H	Coulage béton longrines inférieurs	12
I	Remblayage et compactage des casiers	15
J	Coulage de la chape inférieure	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieurs et de la dalle	30
M	Maçonnerie et finition générale	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	5
O	Excavation pour la bâche d'aspiration	5
P	Pose du tout venant	3
Q	Coulage du béton de propreté	2
R	Coulage du béton armé du radier	4
S	Coulage du béton armé du voile de la bâche	9
T	Coulage du béton armé de la dalle	5

2. Adduction :

Les différentes activités de mise en place de l'adduction, ainsi que leurs durées respectives, sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-11 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
U	Excavation de la tranchée	500
V	Lit de sable	80
W	Pose de conduite	80
X	Remblais	180
Y	Compactage	180

3. Réservoir :

Les différentes activités concernant la réalisation d'un réservoir, ainsi que leurs durées respectives, sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-12: Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jours)
AA	Excavation	8
AB	Pose du tout-venant	3
AC	Coulage du béton de propreté	2
AD	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	45
AE	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	45
AF	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	30
AG	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	50
AH	Remblayage et compactage	3
AI	Maçonnerie et finition générale	20
AJ	Evaluation des débris et nettoyage	2

VI-4-2- Planification par la méthode du réseau :

1. Station de pompage :

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations précédentes et suivantes pour chaque étape de construction de la station de pompage :

Tableau VI.13: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la SP

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	**K**	J	L
B	A	C	**L**	K	M
C	B	D	**M**	L , T	N
D	C	E	**N**	M	-
E	D	F	**O**	-	P
F	E	G	**P**	O	Q
G	F	H	**Q**	P	R
H	G	I	**R**	Q	S
I	H	J	**S**	R	T
J	I	K	**T**	S	M

2. Adduction :

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations précédentes et suivantes pour chaque étape pour la réalisation de l'adduction :

Tableau VI.14: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	Précède	Succède
U	-	V
V	U	W
W	V	X
X	W	Y
Y	X	-

3. Réservoir :

Le tableau suivant illustre la relation entre les opérations précédentes et suivantes pour chaque étape pour la réalisation du réservoir :

Tableau VI.14: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
AA	-	AB	**AF**	AE	AG , AH
AB	AA	AC	**AG**	AF	AI
AC	AB	AD	**AH**	AF	AI
AD	AC	AE	**AI**	AG, AH	AJ
AE	AD	AF	**AJ**	AI	-

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de 1419 jours, soit presque 4 ans.

Le réseau a nœuds de la station de pompage et de l'adduction et du réservoir sont représenté dans les figures suivants :

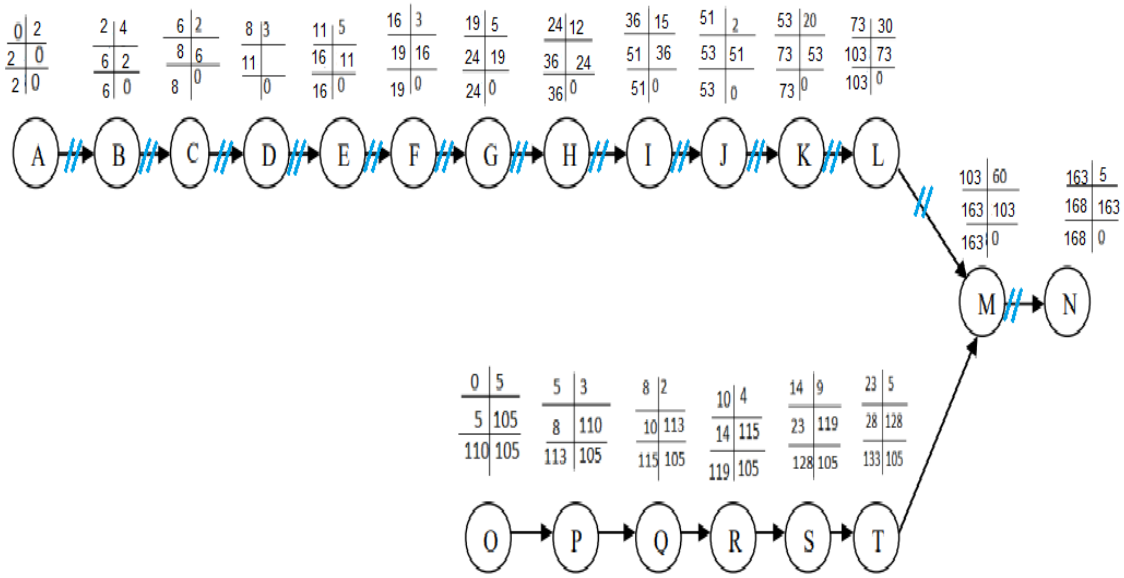


Figure VI-2 : Réseau à nœuds de la station de pompage

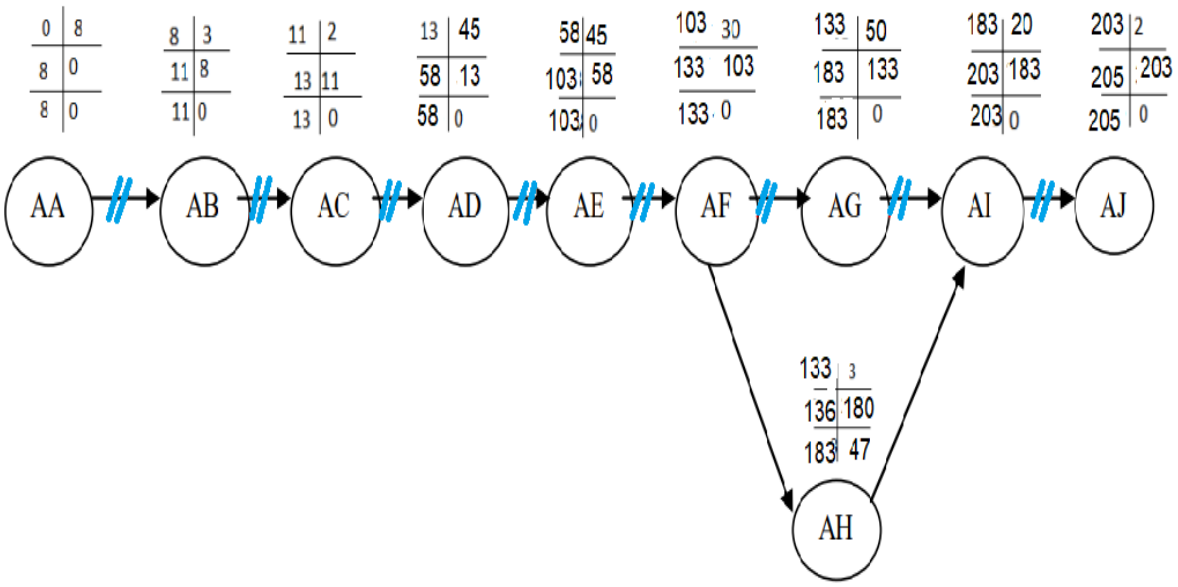


Figure VI-3 : Réseau à nœuds du réservoir.

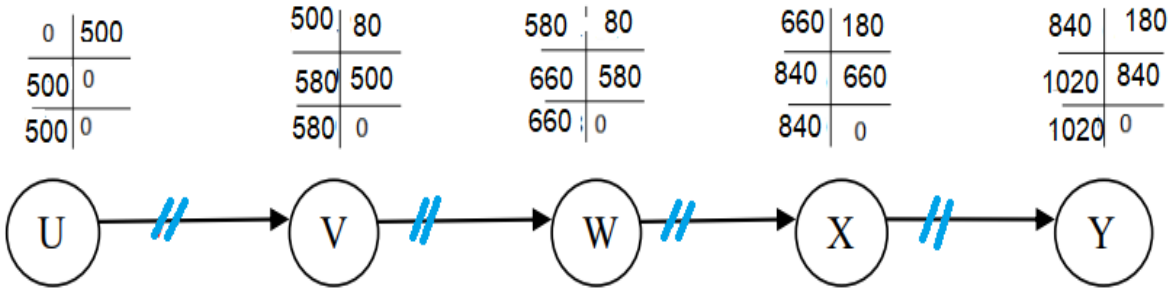


Figure VI-4 : Réseau à nœuds de l'adduction.

VI-5-Les engins :

Nous utilisons le matériel standard des chantiers de travaux publics pour notre projet d'adduction. L'utilisation des gros engins mécaniques a réduit les coûts et les délais des terrassements, ce qui a une incidence significative sur la construction des chantiers en les nécessaires.

Les engins que nous prévoyons d'utiliser sont les suivants :

- Une pelle hydraulique ou un rétro-chargeur
- Un chargeur
- Un bulldozar
- Un vibrateur de sol pour compacter les fouilles et les tranchées.

VI-5-1-Une pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à tous les types de terrains. Leur fonction principale est d'effectuer des fouilles et de charger les matériaux excavés. Ces engins fonctionnent par cycles de travail comprenant les étapes suivantes :

- Temps de fouille
- Temps de transport
- Temps de déchargement
- Temps de remise en position pour la prochaine excavation

En raison de leur rendement élevé et de la qualité de leur travail, ces moteurs sont largement utilisés et utilisés à grande échelle. Les pelles équipées d'un rétro ou d'une pelle hydraulique sont munies d'un bras articulé simple qui supporte le godet et est actionné par des vérins hydrauliques.

VI-5-2-Un chargeur :

Le chargeur est un engin de chantier polyvalent qui se compose d'un corps automoteur articulé et d'une grande benne à l'avant, également appelé godet. Le godet peut effectuer un mouvement vertical et pivoter autour de son axe porteur. Nous utiliserons le chargeur pour effectuer le remblayage des fouilles, des tranchées et des casiers une fois que la conduite aura été posée.

VI-5-3-Bulldozar :

Le bulldozer est un engin pratique pour le nivellement des terrains et l'enlèvement de la terre végétale ou de la couche supérieure du sol contenant des débris végétaux. Ce moteur est équipé d'une lame de terrassement profilée soutenue par deux bras articulés qui peuvent être abaissés ou levés grâce à un mécanisme hydraulique.

VI-5-4-vibrateur de sol :

Cet engin compact est constitué de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Il est utilisé pour le compactage des remblais dans des espaces restreints tels que les fouilles des semelles, les casiers entre les ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VI-6-Conclusion :

Ce chapitre a souligné l'importance de l'organisation du chantier et de la planification pour assurer le bon déroulement de notre projet. Cela nous a permis de récapituler et de quantifier tous les travaux nécessaires, les moteurs à utiliser, ainsi que d'estimer le coût total du projet à 24 110 134,23 DA et sa durée de réalisation de 4 ans

Conclusion générale

Notre projet visant à fournir l'eau potable aux douars Larbaa et Igadyenne de la commune de Sidi Semaine est finalisé. Dans un premier temps, nous avons présenté la zone d'étude et identifié ses caractéristiques, puis nous avons révélé les besoins des consommateurs à l'horizon 2053.

Ensuite, nous avons effectué une étude technico-économique pour dimensionner les conduites de refoulement, ce qui nous a conduits à choisir deux diamètres en Pehd DN90 PN20. Deux réservoirs de distribution ont été prévus, l'un d'une capacité de 150 m^3 et l'autre de 100 m^3.

Nous avons réalisé une étude sur le pompage et réaliser une station de pompage équipée d'une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, ainsi qu'une pompe de secours et nous avons équipe un forage d'une pompe immergée. Nous avons dimensionné le réseau de distribution, qui comprend des diamètres allant de 32 mm à 110 mm PN10. Pour protéger la station de pompage contre le phénomène du coup de bélier, nous avons prévu d'installer un dispositif d'air anti-bélier. Quant à la protection de la partie distribution contre les hautes pressions, un brise-charge a été conçu pour les atténuer.

Afin d'éliminer les bulles d'air pouvant se former à l'intérieur de la conduite, des ventouses ont été placées aux points les plus élevés et des vidanges aux points les plus bas.

Pour assurer le bon déroulement de tous ces travaux dans les meilleures conditions, nous avons organisé le chantier et révélé le devis quantitatif total du projet.

Enfin, ce travail synthétise l'ensemble de nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation. Nous indiquerons que ce travail modeste pourra être utile aux promotions futures.

Références bibliographique

1. **B. SALAH** « polycopie d'alimentation en eau potable », ENSH 1994.
2. Cours d'approvisionnement en eau potable : L'équipement rural (www.pseau.org).
3. MOKRANE.N. ETUDE DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE BISKRA A PARTIR DU BARRAGE KOUDIAT MEDOUAR (W.BATNA).Mémoire de fin d'étude.ENSH.2021.
4. ZERDANI.A. DIAGNOSTIC ET RENOVATION DU RESEAU D'A E P DE LA PARTIE HAUTE DE LA VILLE D'ARRIS (DACHRAT D'ARRIS) (W.BATNA). Mémoire de fin d'étude,ENSH,2012.
5. Site web : www.algerie.prix-construction.info
6. Livre L'eau dans son environnement rural, l'auteur (Jacques Bordet), Parution Le 30/10/2007.
7. Livre Les eaux souterraines sont-elles éternelles ?,l'auteur (Jean Marget, Theirry Ruf), Parution le (26/06/2014 – 20/10/2014).
8. Livre Gestion des eaux, l'auteur (François Valiron), Parution le 01/05/1990.

ANNEXES

Annexe 1

Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agglomération de type 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	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20- 21	4.5	4	4.5	4.3	6
21 -22	3	3	4.8	4.2	3
22- 23	2	2	4.6	3.75	2
23- 24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Polycopié d'AEP SALAH.B)

ANNEXE 2

Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité K
1	Cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	Tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	Acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	Fonte neuve	0,25 à 0,8
10	Fonte usagée	0,8 à 1,5
11	Fonte incrustée	1,5 à 2,5
12	Tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	Ciment bien lissé	0.3
14	Béton ordinaire	1
15	Béton grossier	1
16	Bois bien raboté	5
17	Bois ordinaire	1

ANNEXE 3

TUBE PEHD GROUPE 2 EAU POTABLE

GAMME, DIMENSIONS, POIDS

	PN 10 SDR17 PE100		PN 12.5 SDR13,6 PE100		PN 16 SDR11 PE100		PN 20 SDR9 PE100		PN 25 SDR7,4 PE100	
DN (mm)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)
20	-		-		3,0	0,170	3,0	0,170	3,0	0,170
25	-		-		3,0	0,210	3,0	0,210	3,5	0,250
32	3,0	0,279	3,0	0,279	3,0	0,279	3,6	0,326	4,4	0,390
40	3,0	0,362	3,0	0,362	3,7	0,431	4,5	0,510	5,5	0,610
50	3,0	0,462	3,7	0,555	4,6	0,670	5,6	0,790	6,9	0,950
63	3,8	0,734	4,7	0,884	5,8	1,06	7,1	1,26	8,6	1,49
75	4,5	1,04	5,6	1,25	6,8	1,48	8,4	1,77	10,3	2,12
90	5,4	1,47	6,7	1,77	8,2	2,15	10,1	2,57	12,3	3,04
110	6,6	2,19	8,1	2,65	10	3,19	12,3	3,82	15,1	4,55
125	7,4	2,79	9,2	3,41	11,4	4,13	14,0	4,94	17,1	5,83
140	8,3	3,50	10,3	4,27	12,7	5,15	15,7	6,20	19,2	7,35
160	9,5	4,57	11,8	5,60	14,6	6,75	17,9	8,07	21,9	9,58
180	10,7	5,80	13,3	7,10	16,4	8,55	20,1	10,2	24,6	12,1
200	11,9	7,15	14,7	8,70	18,2	10,6	22,4	12,65	27,4	15,0
225	13,4	9,05	16,6	11,0	20,5	13,3	25,2	16,0	30,8	18,95
250	14,8	11,1	18,4	13,6	22,7	16,4	27,9	19,65	34,2	23,4
280	16,6	14,0	20,6	17,0	25,4	20,6	31,3	24,7	38,3	29,3
315	18,7	17,7	23,2	21,6	28,6	26,0	35,2	31,2	43,1	37,1
355	21,1	22,5	26,1	27,3	32,2	33,0	39,7	39,7	48,5	47,0
400	23,7	28,4	29,4	34,6	36,3	42,0	44,7	50,3	54,7	59,7
450	26,7	35,9	33,1	43,9	40,9	53,1	50,3	63,7	61,5	75,6
500	29,7	44,5	36,8	54,5	45,4	65,5	55,8	78,5	-	
560	33,2	55,5	41,2	68,0	50,8	82,5	-		-	
630	37,4	70,5	46,3	86,0	57,2	104,0	-		-	
710	42,1	89,0	52,2	109,0	-		-		-	
800	47,4	113,0	58,8	139,0	-		-		-	

VOUS RACCORDER À L'ESSENTIEL

ANNEXE 4

Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

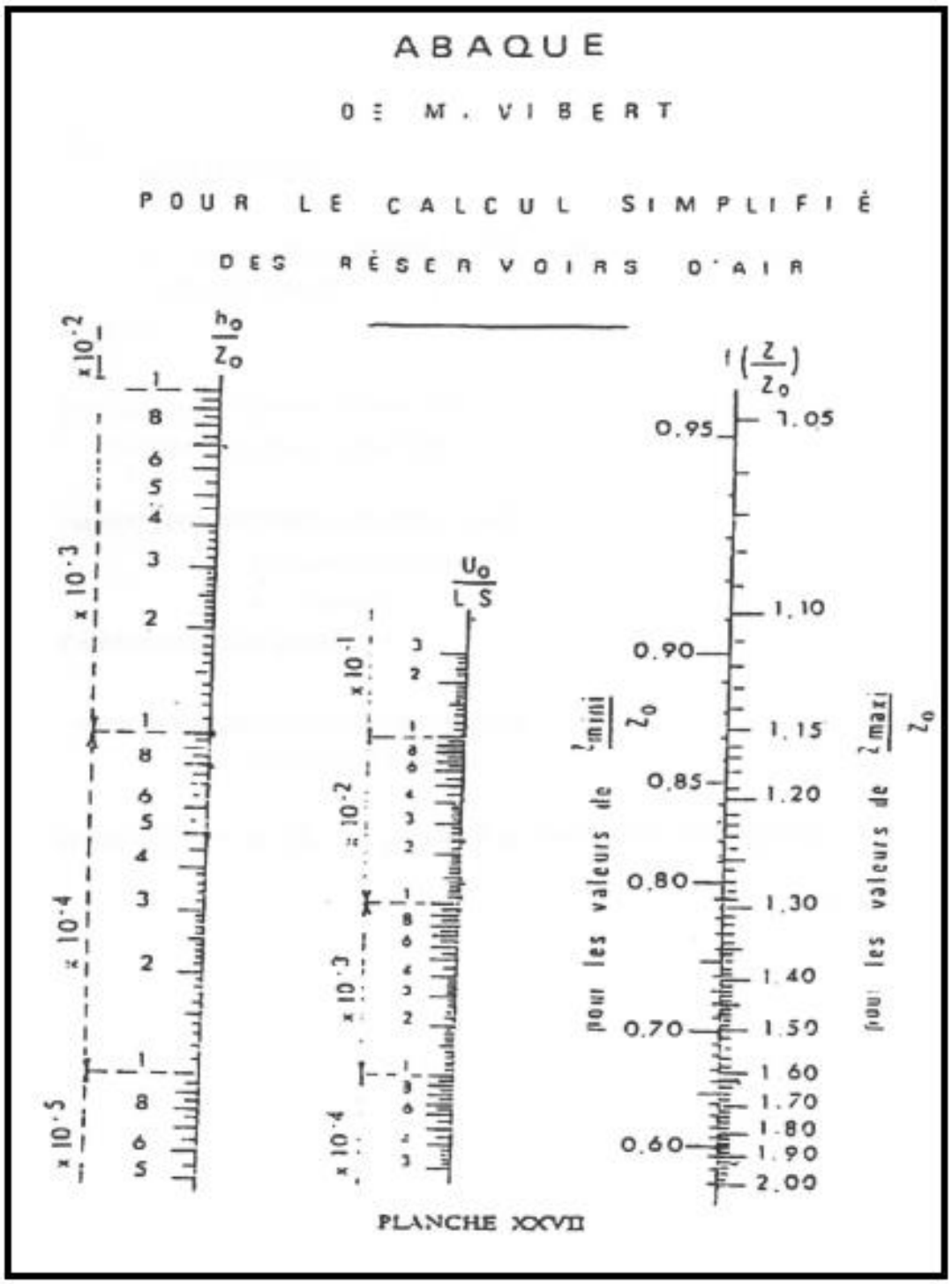
ANNEXE 5

Coefficient de poisson pour différents types de sol

MATERIAU DE REMBLAIS	COEFFICIENT DE POISSON Y
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

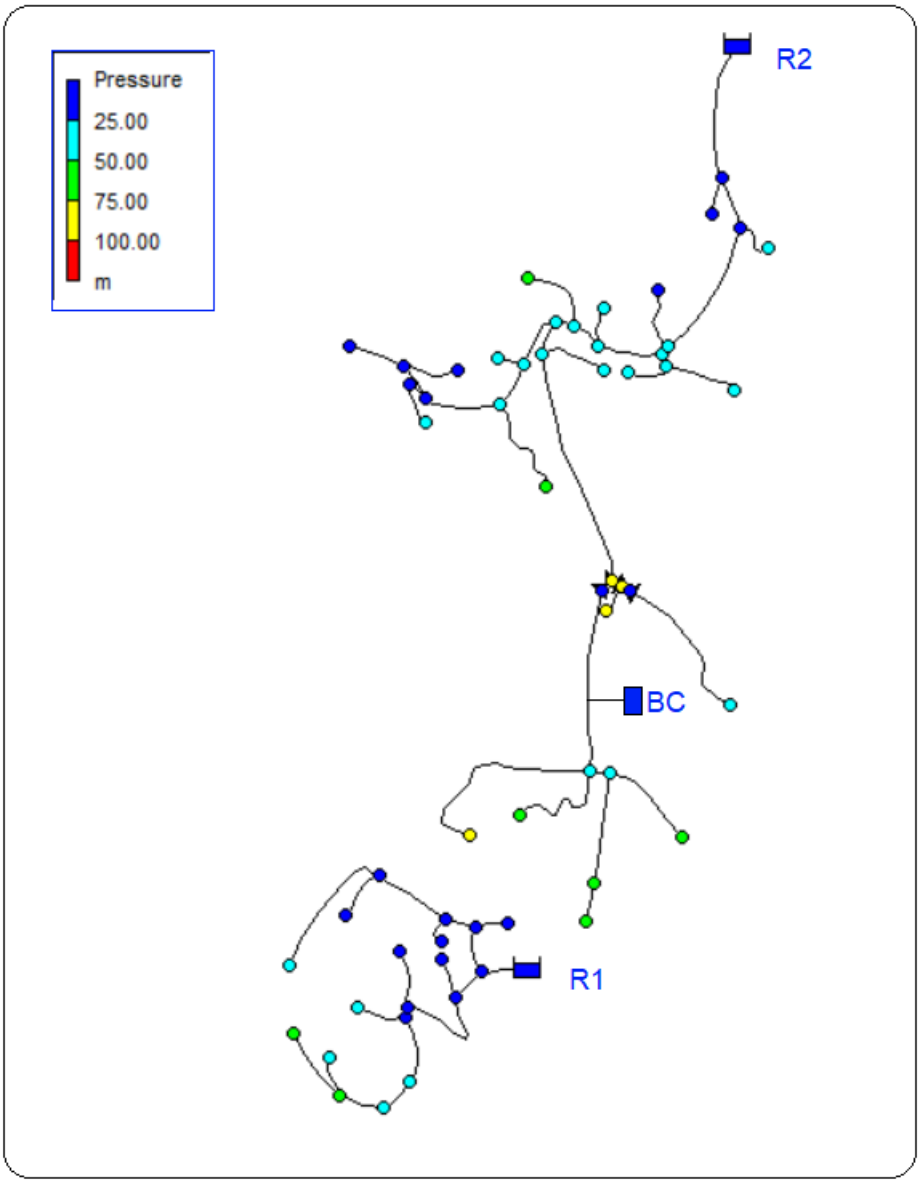
ANNEXE 6

Abaque de VIBERT



ANNEXE 7

Simulation Epanet du réseau de distribution cas de point (Pression)



ANNEXE 8

Simulation Epanet du réseau de distribution cas de point (Vitesse)

