



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'AEP DE LA COMMUNE D'AIN
SOLTANE (W.AIN DEFLA)**

Présenté par :

DAOUDI Rawiya

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mme MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
Mme SALHI Chahrazed	M.C.B	Examineur
Mme KADI Latifa	M.A.A	Examineur
Mr. SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session : Septembre 2024

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé la foi, le courage, la santé et la détermination nécessaires pour entreprendre et mener à bien ce mémoire. La réalisation de ce mémoire de fin d'étude, jusqu'à son aboutissement, a été un exercice long et parfois solitaire, marqué par des imprévus dans son déroulement et ses résultats. Grâce à la volonté divine, j'ai pu surmonter ces défis et atteindre ce jour.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, le Professeur Salah Boualem, ainsi qu'à tous les professeurs et employés du département d'hydraulique qui ont contribué, de près ou de loin, à ma formation. Je remercie les membres du jury, qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi exprimer ma reconnaissance envers M. Ben Kahla Kamal, directeur de CTH, l'ingénieur Rouabah Nadjim, et le topographe Hamdani Khaled pour leur précieuse aide lors de ma formation, ainsi que pour les nombreuses informations qu'ils m'ont fournies et qui ont été d'une grande utilité pour ce mémoire. Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin dans la préparation de ce mémoire

Dédicaces

Je dédie ce mémoire, tout d'abord, à mes parents. Leur amour inconditionnel, leur soutien constant, et leurs sacrifices quotidiens m'ont donné la force et le courage d'aller de l'avant. Ils m'ont toujours inculqué l'importance de l'éducation et m'ont soutenu dans chaque étape de ma vie. Ce travail est le fruit de leur confiance en moi et de leurs encouragements inlassables. Sans leur présence, je n'aurais jamais pu atteindre ce stade.

Je tiens également à dédier ce mémoire à mes frères et sœurs, qui ont été mes premiers modèles et mes plus fervents supporters. Leur affection, leur humour et leur disponibilité ont rendu ce parcours plus agréable et moins solitaire. Ils m'ont toujours soutenu, que ce soit dans les moments de doute ou de réussite, et je leur en suis profondément reconnaissant.

Je dédie aussi ce travail à mes amis proches, qui m'ont accompagné tout au long de ce chemin. Leur soutien moral, leurs conseils avisés, et leur capacité à me redonner le sourire même dans les moments les plus stressants ont été indispensables pour mener à bien cette tâche. Leur amitié est un trésor que je chéris profondément.

Enfin, je dédie ce mémoire à tous ceux qui ont cru en moi, qui m'ont soutenu, et qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à l'accomplissement de ce travail. Que ce document soit le reflet de vos encouragements et de vos espoirs placés en moi. Je vous remercie du fond du cœur.

ملخص

يعتمد التجمع السكاني في عين السلطان، وهو جزء من ولاية عين الدفلى، حاليًا على نظام إمداد بالمياه الصالحة للشرب وشبكة توزيع من النوع المختلط، بهدف تلبية احتياجات السكان من حيث الضغط والتدفق. إلا أن هذا النظام يعاني من تدهور كبير يتمثل في تسربات المياه، وامتزاجها بمياه الصرف الصحي، فضلاً عن حدوث انكسارات متكررة. هدفنا من هذه الدراسة هو إعادة تأهيل هذا النظام من خلال تصميم هيدروليكي محكم، يضمن تلبية احتياجات مختلف فئات المستهلكين في المستقبل من حيث كمية المياه والضغط اللازمين.

الكلمات المفتاحية: شبكة توزيع، الضغط، التدفق، تصميم هيدروليكي، نظام.

Résumé

La commune de Aïn Soltan, située dans la wilaya de Aïn Defla, dépend actuellement d'un système d'approvisionnement en eau potable avec un réseau de distribution de type mixte, visant à répondre aux besoins d'eau en termes de pression, vitesse et de débit. Cependant, ce système est dans un état de dégradation avancée, caractérisé par des fuites d'eau, un mélange avec les eaux usées, ainsi que des ruptures fréquentes. Notre objectif dans cette étude est de réhabiliter ce système en mettant en place un design hydraulique rigoureux, capable de satisfaire les besoins des différentes catégories de consommateurs prévus à l'horizon 2054, tant en terme de débit d'eau que de pression nécessaire.

Les mots clés : système d'approvisionnement, réseau de distribution, pression, vitesse, débit.

Abstract

The community of Aïn Sultan, located in the wilaya of Aïn Dafla, currently relies on a water supply system with a mixed-type distribution network, aimed at meeting household needs in terms of pressure, velocity and flow. However, this system is in a state of advanced deterioration, characterized by water leaks, mixing with wastewater, and frequent ruptures. The objective of this study is to rehabilitate this system by implementing a rigorous hydraulic design, capable of meeting the needs of the various categories of consumers expected in the future, both in terms of water quantity and the required pressure.

Keywords: distribution network; pressure; flow; velocity.

+

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de la commune d'Ain Soltane	2
Introduction :.....	2
I.1- Situation géographique :.....	2
I.2- Situation topographique :	3
I.3- situation climatique :.....	3
I.3.2 Température.....	3
I.3.3 Humidité relative	4
I.3.4 vent.....	4
I.4 Population :	4
I.5-Nature du sol :.....	4
I.6-Situation hydraulique :	4
I.6.1 Adduction :.....	4
1.6.2. Forages.....	5
I.6.3 Réservoir de stockage	5
I.6.4 Réseau de distribution.....	6
Conclusion :	6
Chapitre II : Estimation des débits de la consommation et de dimensionnement	3
Introduction :.....	7
II.1Evolution de la population :.....	7
II.2Estimation des besoins en eau de différentes catégories de consommateurs :.....	7
II.2.1 Les besoins domestiques :.....	7
II.2.2- Besoins publiques :.....	8
II.2.3 Besoins d'incendie :.....	9
II.2.4 Les fuites :.....	9
II.3-Variations de la consommation :	9
II.4-Etude de la variation de la consommation journalière :.....	9
II.4.1 Variations de la consommation maximale journalière :	9
II.4.2 Variations de la Consommation minimale journalière :.....	10
II. 5 Étude de la variation de la consommation horaire :.....	10

II.5.1 Débit moyenne horaire :.....	10
II.5.3 La variation de la consommation horaire :.....	11
II.6 Comparaison entre les ressources et les besoins :.....	13
II.6.1 Les caractéristiques des nouveaux forages :	14
Conclusion :	15
Chapitre III : Calcul Hydraulique du Réseau de Distribution.....	16
Introduction :.....	16
III.2Type du réseau de distribution :	16
III.3 Principe du tracé du réseau :.....	16
III.4 Conception du réseau de l'agglomération avec les réservoirs projetés :	17
III.5Choix du matériau des conduites :.....	17
III.5.1 Tuyaux en fonte:.....	18
III.5.2 Tuyaux en PEHD (polyéthylène haute densité).....	18
III.5.3 Tuyaux en acier :.....	18
III.6Calcul hydraulique du réseau de distribution :	19
III.6.1 Déterminations des débits :.....	19
III.7 Simulation du réseau par le logiciel EPANET :.....	21
III.7.2 Résultats de simulation pour cas de pointe :.....	22
III.7.3 Résultats de simulation pour cas de pointe + incendie :.....	24
III.7.3Interprétation des résultats :.....	25
III.8 Les accessoires et pièces spéciales en AEP :	26
III.8.1 Les accessoires :.....	26
III.8.2 Pièces spéciales	27
Conclusion :	27
Chapitre IV : Réservoirs de stockage.....	28
Introduction :.....	28
IV.2-Classification des réservoirs :	29
IV.2.1 Selon le matériau :.....	29
IV.2.2 Selon la situation des lieux:	29
IV.3-Emplacement des réservoirs :	29
IV.4-Équipement hydraulique du réservoir :	30
IV.4.1 Conduite d'arrivée :.....	30
IV.4.2Conduite de départ :	30
IV.4.3 Conduite de trop plein :	30
IV.4.4 Conduite de vidange :.....	30

IV.4.5	Conduit by-pass :	30
IV.5	Matérialisation de la réserve d'incendie :	31
IV.5.1	Système à siphon :	31
IV.5.1	La méthode graphique :	31
IV.6.2	La méthode analytique :	32
IV.7	Calcul du réservoir projeté :	33
IV.7.1	Forme du réservoir :	33
IV.7.2	Hauteur du réservoir :	34
IV.7.3	Diamètre de la cuve :	34
IV.7.4	Elévation de la hauteur d'eau :	34
IV.7.5	Section de la cuve :	34
IV.7.6	La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :	35
	Conclusion :	36
Chapitre V	: Etude D'adduction	31
	Introduction :	37
V.1	Classification des adductions :	37
V.1.1	Adduction gravitaire :	37
V.1.2	Adduction par refoulement :	37
V.1.3	Adduction mixte :	37
V.2	Schéma du réseau d'adductions :	37
V.3	Tracé de l'adduction :	38
V.4	Choix des matériaux de canalisation :	39
V.4.1	Conditions techniques :	39
V.4.2	Conditions économiques :	39
V.5	Dimensionnement de l'adduction :	39
V.5.1	Calcul des pertes de charge:	39
V.5.2	Calcul de la hauteur manométrique totale :	40
V.5.3	Dimensionnement de les conduites de refoulement du réseau ramifié :	40
	Conclusion	45
Chapitre VI	: Etude du Pompage et protection anti-bélier	37
	Introduction.....	46
VI.1	Choix du type de pompe	46
VI.2	Choix du nombre de pompes.....	46
VI.3	Choix du type d'installation :	47
VI.4	Groupements puits :	47

VI.5 Choix des pompes :	47
VI.5.1 Les différentes variantes de pompes possibles du forage F1,F2,F3,F4,F5 et F6 :	47
VI.6 Protection des conduites contre le coup de bélier	49
VI.8 Les risques associés au coup de bélier:.....	50
VI.8.1 Surpressions élevées :	50
VI.8.2 Pressions négatives :	50
VI.8.3 Fatigue des conduites :	50
VI.9 Moyens de protection contre le coup de bélier :	51
VI.9.1 Les réservoirs d'air :	51
VI.9.2 Les ventouses :	51
VI.9.3 Volant d'inertie :	51
VI.10 Présentation du système d'adduction projeté :	52
VII.10.1 Comportement du phénomène transitoire au niveau du nœud N2	53
VI.11 Calcul de la célérité d'onde :	54
VI.12 Calcul du volume du réservoir anti bélier :	56
VI.12.1 Méthode PUECH et MEUNIER :	56
Conclusion	58
Chapitre VII : Organisation de chantier.....	46
Introduction.....	59
VII.1 Implantation des Tracés des Tranchées sur le Terrain :	59
VII.1.1 Matérialisation :	59
VII.1.2 Nivellement :	59
VII.2 Excavation des Tranchées.....	59
VII.2.1 Excavation Mécanique :	59
VII.2.1 Section de la tranchée	60
VII.2.2 Enlèvement de la Terre Végétale.....	60
VII.3 Déblai d'excavation :	62
VII.4 Volume de Remblai :	63
VII.4.1 Volume du lit de sable :	63
VII.4.1 Volume de l'enrobage :	63
VII.4.3 Volume de la conduite :	64
VII.5 Calcul des volumes des travaux des réservoirs projetés :	65
VII.5.1 Volume du décapage :	66
VII.5.2 Volume total des déblais	66
VII.5.3 Volume de tout venant :	67

VII.5.4 Volume de béton de propreté	67
VII.5.5 Volume du béton armé	68
VII.5.6 Volume de béton armé de la coupole :.....	69
VII.5.7 Volume du remblai compacté :.....	70
VII.6 Devis estimatif d'établissent du projet :	70
VII.7 Planification des travaux :	71
VII.7.1 Le réseaux de distribution et d'adduction	72
VII.7.2 Réservoir de stockage :	72
VII.7.3 Détermination du chemin critique :	74
Conclusion :	75
Conclusion générale :	76
Références bibliographiques.....	77
Annexe	78

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la commune de Ain Soltane

Tableau 1 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle.....	3
Tableau 2: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales 2023	3
Tableau 3 : Humidité mensuelles moyennes (%).....	4
Tableau 4: Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	4
Tableau 5 caractéristique du forage alimentant l'agglomération.....	5
Tableau 6 : Réservoir de stockage d'Ain Soltane	5
Tableau 7: Caractéristiques des forages.....	15

Chapitre II : Estimation des débits de la consommation et de dimensionnement

Tableau II 1: Population pour l'horizon 2054.....	7
Tableau II 2: Les besoins domestiques.....	8
Tableau II 3: Les besoins publics	8
Tableau II 4: Récapitulation des besoins en eau totaux	10
Tableau II 5 : variation de la consommation horaire de notre agglomération (2054).....	11

Chapitre III : Calcul Hydraulique du Réseau de Distribution

Tableau III 1: Détermination des débits aux nœuds.....	20
Tableau III 2: Paramètres hydrauliques du réseau	23
Tableau III 3: Etat des nœuds du réseau pour le cas de pointe	23
Tableau III 4: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe + incendie Erreur ! Signet non défini.	
Tableau III 5: Etat des nœuds du réseau pour le cas de pointe + incendie	25

Chapitre : Réservoirs de stockage

Tableau IV 1 : Détermination de la capacité du réservoir	32
Tableau IV 2: Caractéristiques du réservoir projeté.....	35

Chapitre V : Etude D'adduction

Tableau V 1: Récapitulatif des diamètres normalisés des conduites provenant des forages	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V 2: Frais d'amortissement.....	42
Tableau V 3: Les frais d'exploitation.....	43
Tableau V 4: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation	43
Tableau V 5: Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau	45

Chapitre VI : Etude du Pompage et protection anti-bélier

Tableau VI 1: Différentes variantes de pompes du F1, F2, F3, F4, F5 et F6	48
Tableau VI 2: Célérités d'onde dans les conduites du réseau de refoulement.....	55
Tableau VI 3: Détermination du B pour le conduit du reforment.....	58

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII 1: Volume de décapage.....	61
Tableau VII 2: Volume de déblai	62
Tableau VII 3 : Calcul du volume de remblai.....	64
Tableau VII 4: Volume de décapage de réservoir projeté.....	66
Tableau VII 5: Volume de déblai de réservoir projeté.....	67
Tableau VII 6: Volume de tout venant de réservoir projeté.....	67
Tableau VII 7: Volume de béton de propreté de réservoir projeté	68
Tableau VII 8: Calcul du volume du béton armé du réservoir	69
Tableau VII 9: Calcul du volume armé de la coupole.....	69
Tableau VII 10: Volume de remblai compacté	70
Tableau VII 11: Devis quantitatif et estimatif.....	70
Tableau VII 12: Temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction	72
Tableau VII 13: Les opération des travaux (précède, succède) du réseau de distribution et d'adduction	72
Tableau VII 14: Temps de réalisation du réservoir de stockage	73
Tableau VII 15: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier de réalisation du réservoir	73

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la commune de Ain Soltane

Figure 1 : Situation administrative de la commune de AIN SOLTANE dans la W. AINDEFLA (Google Maps) 2

Chapitre II : Estimation des débits de la consommation et de dimensionnement

Figure II. 1 Régime de la consommation horaire de l'agglomération de AIN SOLTANE en 2054 12

Figure II. 2 : Courbe cumulée de la consommation horaire de l'agglomération de Ain Soltane en 2054 13

Chapitre III : Calcul Hydraulique du Réseau de Distribution

Figure III 1 :Schéma du réseau projet avec les réservoirs projetés..... 17

Figure III 2 :Etat des nœuds (pression) et tronçons (vitesse) du réseau en cas de point..... 22

Chapitre IV : Réservoirs de stockage

Figure IV 1: Système à siphon..... 31

Chapitre V : Etude du d'adduction

Figure V 1: Schéma explicative du réseau d'adduction projeté.....38

Figure V 1: Bilan des frais totaux 44

Chapitre VI : Etude du Pompage et protection anti-bélier

Figure V 1: Courbe caractéristique de la pompe du F2..... 49

Figure V 1: Courbe caractéristique des pompes du F3,F4,F5 et F6..... 49

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII 1: Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution..... 74

Figure VII 2: Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir semi enterré 75

Liste des planches :

Planche 01 : Plan de masse de l'agglomération

Planche 02 : Plan du système d'AEP projeté

Planche 03 : Plan du système d'adduction projeté de la commune d'Ain Soltane

Planche 04 : Profile en long du conduite (POMPE -N2) d'adduction d'Ain Soltane

Planche 05 : Détail du nœuds

Introduction générale

L'accès à l'eau potable est une question essentielle pour la subsistance, le développement et le bien-être des populations. "قال الله تعالى "وجعلنا من الماء كل شيء حي" Le rôle principal du réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des utilisateurs en fournissant une eau de qualité conforme aux normes de consommation, en quantité suffisante et avec une pression adéquate.

Dans la commune d'Ain Soltan, l'eau potable est distribuée via un réseau mis en place en 1980. Cependant, en raison de l'ancienneté de ce réseau, les canalisations se détériorent, ce qui entraîne une diminution de l'efficacité du système hydraulique et une dégradation de la qualité de l'eau..

Notre étude se concentre sur le système d'alimentation en eau potable (AEP) de la commune d'Ain Soltan, situé dans la wilaya d'Ain Defla, qui rencontre actuellement un problème critique d'approvisionnement en eau potable.

Cette situation, il est impératif de concevoir des systèmes efficaces d'approvisionnement, de stockage et de distribution de l'eau pour répondre à la demande croissante, tout en explorant de nouvelles sources d'approvisionnement. Dans ce contexte, notre thèse intitulée « Étude du système d'AEP de la commune d'Ain Soltane (W. Ain Defla) » a pour objectif de concevoir un système capable d'assurer l'approvisionnement en eau potable de cette région avec un horizon d'étude allant jusqu'en 2054.

Pour atteindre cet objectif, notre travail se compose de sept chapitres principaux :

Présentation de la commune de Ain Soltane

Estimation des débits de la consommation et de dimensionnement

Calcul Hydraulique du Réseau de Distribution

Réservoirs de stockage

Etude d'adduction

Etude du Pompage et protection anti-bélier

Chapitre I : Présentation de la commune d'Ain Soltane

Introduction :

Ce chapitre a pour but la présentation de l'agglomération en termes de caractéristiques démographique , topographique , et notamment hydraulique afin de pouvoir déterminer les données de base qui nous sont nécessaires pour mener à bien le dimensionnement hydraulique de tous les ouvrages formant le système à projeter.

I.1- Situation géographique :

La commune d'Ain Soltane se situe dans la Wilaya de Ain Defla Daïra de Ain Lacheiakh dans le découpage administratif de 1984. Elle se trouve dans la wilaya d'Aïn Defla et ses coordonnées géographiques sont de 36° 14' nord, 2° 20' est . Cette commune est limitée par :

- La commune de Ain Turki et Hoceini au Nord.
- La commune d' Oued Djemaa et Borj Emir Khaled au Sud.
- La commune de Djendel et Ain Lachiakh à l'Est.
- La commune de Khemis Miliana et Bir O. Khellifa à l'Ouest.



Figure 1 : Situation administrative de la commune d' AIN SOLTANE dans la W. AINDEFLEA (Google Maps)

I.2- Situation topographique :

Le relief d'Ain Soltane favorise surtout l'écoulement pluvial par simple gravité où la collecte de ces débits nécessitant des petits ouvrages de drainage.

L'agglomération d'Ain Soltane présente des reliefs uniformes, avec une pente variant de 0,3 à 5.5% dont les altitudes varient de 70 à 180 m.

I.3- situation climatique :

Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station (0117) voisine qui sont celles de Khemis Miliana localisées à une altitude de 350 m.

Les observations de cette station sont fournies par le service climatologique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

I.3.1-Pluviométrie

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station Khemis-Miliana est la suivante :

Tableau 1 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Mois	S	O	N	D	Jan	F	Mar	A	Mai	J	J	A
Moyenne (mm)	30,7	28,0	44,4	57,1	57,8	47	51,8	44,2	33	12	4,6	9,7

(Source : ANRH BLIDA (1990-2021))

I.3.2 Température

Tableau 2: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales

Mois	J	F	M	A	MAI	J	J	A	S	O	N	D
T max	17.1	18	21.3	23.1	28.2	33.3	38.7	39.8	37.1	29.4	24.9	22.3
T min	1.4	2.3	2.4	3.1	5.1	8.1	9.1	11.7	10.5	7.8	4.1	2.7
Moyenne	9.25	10.1	11.8	13.1	16.6	20.7	23.9	25.7	23.8	18.6	14.5	12.3

(Source : ANRH BLID (1991-2021))

I.3.3 Humidité relative

Tableau 3 : Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	sep	Oct	Nov	Dec	Jan	f	Mar	Avr	M	Juin	Ju	O
Humidité Relative de l'air, %	20,3	36	55,5	56	62	58	48	37	27	10	3	6

(Source : ANRH BLIDA (1990-2021))

I.3.4 vent

Tableau 4: Vitesses moyennes mensuelles du vent

Mois	J	F	M	A	MA	J	J	A	S	O	N	D
Vmoy (km/h)	12.9	11.8	13.6	14.4	13.3	14.7	13.3	12.2	12.2	11.5	10.4	11.5

(Source : ANRH BLIDA 2014)

I.4 Population :

D'après le recensement effectué par les services de l'APC d'Ain Soltane, la population de la commune en 2024 est de 14743 habitants avec un taux d'accroissement annuel moyen de 3.5 %. D'après le Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH 2008).

I.5-Nature du sol :

Les analyses sur le sol sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques. Dans le cas présent nous avons à définir la principale formation rencontrée dans le sol à Savoir l' argile sableuse graveleux.

(Source :LNHC : L'laboratoire National de L'Habitat et de la Construction)

I.6-Situation hydraulique :

La commune d'Ain Soltan présente la situation hydraulique suivante.

I.6.1 Adduction :

Les forages F3 et F2 n'ont pas encore été intégrés au réseau d'adduction.

Le forage F1 alimente par refoulement un réservoir de 400 m³ par une conduite d'adduction de diamètre 250 mm et de longueur 2020 m avec un débit 25 l/s. Cette dernière est constituée de deux conduites de même diamètre, l'une en fonte de 600 m de longueur, l'autre en acier de longueur 1420m.

1.6.2. Forages

Cette agglomération en 2024 s'alimente à partir des ressources en eau souterraine en exploitant trois forages dont les caractéristiques sont données par le tableau I.5.

Tableau 5 caractéristique du forage alimentant l'agglomération

Nom de forage	Niveau dynamique (m)	Niveau statique (m)	Cordonnées UTM		Profondeur (m)	Débit max (l/s)	Années de réalisation
			X	Y			
F1	63	27	437385.0	4010188.0	220	25	1978
F2	54	36	437157.0	4009896.0	240	35	2013
F3	64	47	437731.0	4010088.0	210	20	2023

(Source : DRE)

Le pompage s'effectue par une pompe immergée XN8G de caractéristiques suivantes : HMT = 209m , Q= 1000L/min et N= 2900 Tour /min pour F1

1.6.3 Réservoir de stockage

Tableau 6 : Réservoir de stockage d'Ain Soltane

Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote radier(m)	Cote du terrain(m)	Cote trop plein(m)	Emplacement	Année de réalisation	Etat
Semi enterré R1	400	498	500	502.5	Est de la commune à côté d'oued Lagueur	1988	Moyenne

(Source DRE)

Etat du réservoir : La chambre de vanne se trouve dans un état de dégradation avancée, et inondée. Il convient donc de les réhabiliter et les doter de diapositif de drainage. Il est aussi recommandé de changer la conduite de vidange et de trop plein.

I.6.4 Réseau de distribution

Le réseau de distribution de la commune d'Ain Soltane est constitué de réseaux mixtes réalisés avec des conduites principales de diamètre 200 mm. Ces conduites principales parcourent les rues de l'agglomération, formant un réseau interconnecté. À partir de ces conduites maîtresses s'étendant sur environ 11 000 mètres, des conduites secondaires et tertiaires de diamètres plus petits sont branchées, composées principalement de matériaux tels que l'acier et le PVC.

Etat du réseau : Le déboîtement des conduites en PVC est souvent à l'origine des fuites recensées sur le réseau de distribution, surtout au niveau de la conduite maîtresse Ø200, la profondeur de cette dernière est de 2m. On trouve aussi des points noirs sur le réseau tels que le passage de réseau Assainissement au-dessus du réseau d'AEP, ce qui engendre une influence sur la santé humaine.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principaux éléments de notre domaine d'étude, en nous concentrant sur les données de base pour le diagnostic du système d'eau potable (AEP). Les caractéristiques géographiques et démographiques du conglomérat ont été décrites afin d'établir une base solide. Cette analyse régionale et locale nous a permis d'identifier les ressources disponibles dans l'agglomération. Les informations recueillies sont nécessaires pour planifier les prochaines étapes de notre projet d'étude, et ainsi voir si le système AEP peut répondre aux besoins actuels et futurs du conglomérat.

Chapitre II : Estimation des débits de la consommation et de dimensionnement

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'estimer les besoins en eau potable de la commune pour voir le fonctionnement du réseau et détecter les anomalies présentes. Cette évaluation se fonde sur plusieurs données, notamment de la population et son taux de croissance projeté jusqu'à la période d'études envisagée, ainsi que les normes de consommation établies.

II.1 Evolution de la population :

L'évolution démographique de la population est calculée par la formule des intérêts composés :

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

P_n : population à l'horizon de calcul 2054 .

P_0 : population de l'année de référence 2008 (8502Habitant).

τ : taux d'accroissement de la population $\tau = 3,5 \%$.

n : nombre d'années.

Tableau II 1: Population pour l'horizon 2054

Horizon	2024	2054
Nombre d'hab.	14743	41381

II.2 Estimation des besoins en eau de différentes catégories de consommateurs :

Les différents types de consommateurs présents dans notre agglomération sont les suivants :

II.2.1 Les besoins domestiques :

Toute dimension de système d'alimentation en eau potable (AEP) doit prendre en compte la détermination du débit moyen journalier domestique, calculé selon la relation suivante :

$$Q_{moyj} = Dot \times N_{hab} \tag{II.2}$$

Avec :

Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m³ /j).

N_{hab} : nombre d'habitants (hab)

Dot : Dotations domestiques (150 L/j/hab) à horizon 2054

Tableau II 2: Les besoins domestiques

Horizon	2024	2054
$Q_{moyj}(l/s)$	25,595	71,841
$Q_{moyj}(m^3/j)$	2211,450	6207,084

II.2.2- Besoins publics :

Ce sont des besoins en eau demandés par la catégorie de consommateurs publiques rencontrés au niveau de la commune tels que les équipements éducatifs et administratifs

Tableau II 3: Les besoins publics

Catégorie	Equipements	Nombre	Effectif	Dotation (l/j/usager)	Besoins (L/j).	Besoins (m ³ /j).
Equipements éducatif	Ecole	2	900 élèves	10	18000,000	18,000
	CEM	1	1200 élèves	10	12000,000	12,000
Equipements administratifs	APC	1	20	15	300,000	0,300
	Gendarmerie	1	20	15	300,000	0,300
	PTT	1	5	15	75,000	0,075
Equipements culturels et sportifs	Mosquées	2	800	10	16000,000	16,000
	Stade	1	1	30	30	0.03
		Somme			56675,100	56,675

(Source : DRE Ain Defla)

II.2.3 Besoins d'incendie :

Pour notre cas nous estimons que le débit d'incendie est de 17 l/s pour une durée d'incendie estimée à deux heures, soit un volume de 120 m³ stocké dans le réservoir .

II.2.4 Les fuites :

Les fuites d'eau dans le réseau de distribution peuvent être importantes, principalement au niveau des connexions individuelles. On estime que les fuites représentent environ 15 % du débit moyen journalier pour le réseau de distribution

II.3-Variations de la consommation :

Les débits de consommation varient au fil du temps en raison de plusieurs facteurs, parmi lesquels on trouve :

- La variation annuelle et saisonnière, influencée par le niveau de vie de l'agglomération.
- La variation mensuelle, liée à l'importance de la ville.
- La variation journalière, déterminée par les jours de la semaine où la consommation atteint son maximum.
- La variation horaire, dépendant des habitudes de consommation de la population.

II.4-Etude de la variation de la consommation journalière :

L'étude de la variation de la consommation journalière dans un système d'alimentation en eau est essentielle pour la planification efficace du régime de travail. Cette étude repose sur l'analyse des valeurs maximales et minimales de la consommation par rapport à la moyenne.

II.4.1 Variations de la consommation maximale journalière :

Consommation maximale journalière $Q_{\max j}$ dépassera la consommation moyenne journalier $Q_{\text{moy} j}$ ce rapport désigne coefficient d'irrégularité journalière maximale ($k_{\max j}$)

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy} j} \cdot k_{\max j} \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II.3})$$

$Q_{\text{moy} j}$: débit moyen journalier (m³/j).

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier (m³/j).

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum varie entre 1.1 à 1.3.

Dans notre cas nous prenons $K_{\max j} = 1,2$

II.4.2 Variations de la Consommation minimale journalière :

La variabilité de la consommation minimale d'eau est évaluée quotidiennement en utilisant le coefficient minimale d'irrégularité journalière ($K_{\min j}$). nous pouvons écrire :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} * k_{\min j} \text{ [m}^3\text{/j]} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$Q_{\min j}$: débit minimum journalier ($\text{m}^3\text{/j}$).

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum ; varie entre 0,7 à 0,9

Dans notre cas $K_{\min j} = 0,9$

Tableau II 4: Récapitulation des besoins en eau totaux

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy } j}$ ($\text{m}^3\text{/j}$)	$K_{\text{max } j}$	$Q_{\text{max } j}$ ($\text{m}^3\text{/j}$)	$K_{\text{min } j}$	$Q_{\text{min } j}$ ($\text{m}^3\text{/j}$)
Domestiques	6207,084	1,2	7448,501	0,9	5586,375
Publiques	56,675	1,2	68,01012	0,9	51,00759
fuites 15%	939 ,56		939 ,56		939 ,56
total	7203,32		8456,10		6576,95

II. 5 Étude de la variation de la consommation horaire :

II.5.1 Débit moyenne horaire :

Le débit moyen connaît non seulement des variations quotidiennes, mais aussi des variations horaires. Le débit moyen horaire est :

$$Q_{\text{moy } h} = Q_{\text{max } j} / 24 \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³ /h .
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³ /j .

II.5.3 La variation de la consommation horaire :

Nous devons déterminer la répartition du débit maximum journalier pour la ville à l'horizon 2054, exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. Cela permettra de comprendre la variation du débit horaire et de prévoir les heures de pointe. Ces données seront utiles pour planifier les infrastructures nécessaires afin de répondre aux besoins en eau de la communauté.

$$Q_h = (P\% * Q_{max,j})/100 \quad (II.8)$$

Avec :

- Q_h : débit horaire (m³ /h)
- $P\%$: pourcentage horaire Pour notre cas nous choisissons la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est de 10001 à 50000 hab

Tableau II 5 : variation de la consommation horaire de notre agglomération (2054)

Année	2054			
			Cumulé	
Heurs	ch%	Qh m ³ /h	ch%	Qh m ³ /h
0 1	1,5	126,841	1,5	126,841
1 2	1,5	126,841	3	253,682
2 3	1,5	126,841	4,5	380,523
3 4	1,5	126,841	6	507,364
4 5	2,5	211,402	8,5	718,766
5 6	3,5	295,963	12	1014,729
6 7	4,5	380,523	16,5	1395,252
7 8	5,5	465,084	22	1860,336
8 9	6,25	528,505	28,25	2388,841
9 10	6,25	528,505	34,5	2917,346
10 11	6,25	528,505	40,75	3445,850
11 12	6,25	528,505	47	3974,355
12 13	5	422,804	52	4397,159
13 14	5	422,804	57	4819,963
14 15	5,5	465,084	62,5	5285,047
15 16	6	507,364	68,5	5792,411

Chapitre II : Estimation des débits de la consommation et de dimensionnement

Année	2054			
			Cumulé	
Heurs	ch%	Qh m ³ /h	ch%	Qh m ³ /h
16_17	6	507,364	74,5	6299,776
17_18	5,5	465,084	80	6764,860
18_19	5	422,804	85	7187,663
19_20	4,5	380,523	89,5	7568,187
20_21	4	338,243	93,5	7906,430
21_22	3	253,682	96,5	8160,112
22_23	2	169,121	98,5	8329,234
23_24	1,5	126,841	100	8456,075
totale	100	8456,075		
		m3/h		l/s
	Qmax.h		528,505	146,806852
	Qmin.h		126,841	35,2336446

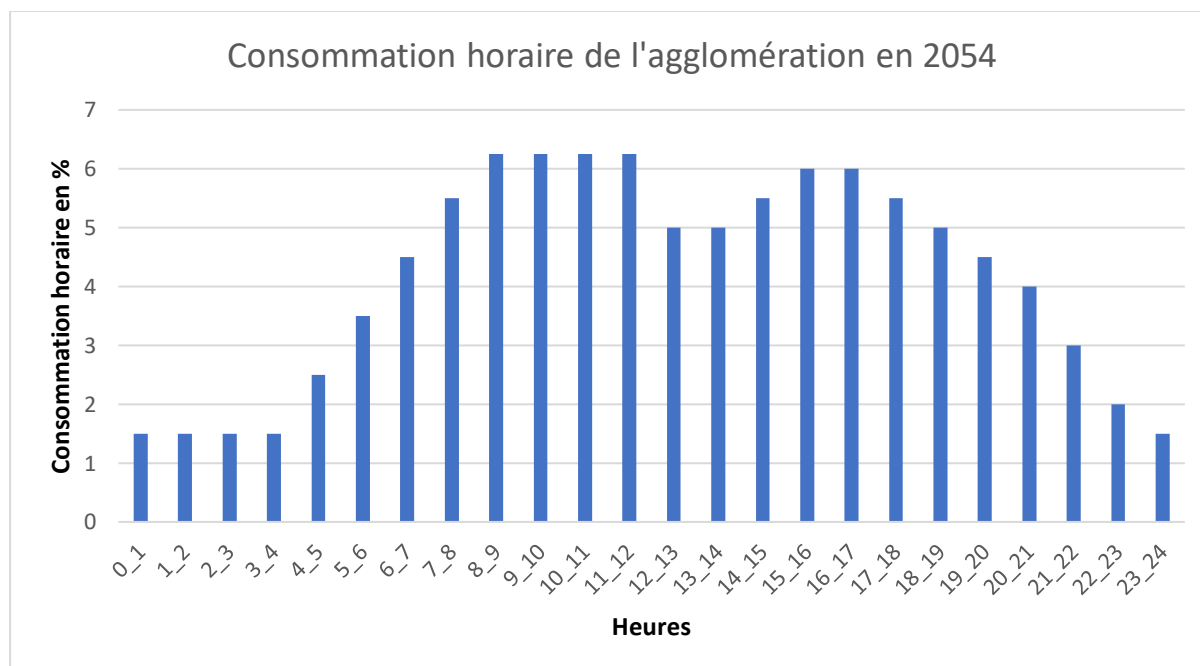


Figure II. 1 : Régime de la consommation horaire de l'agglomération de Ain Soltane en 2054

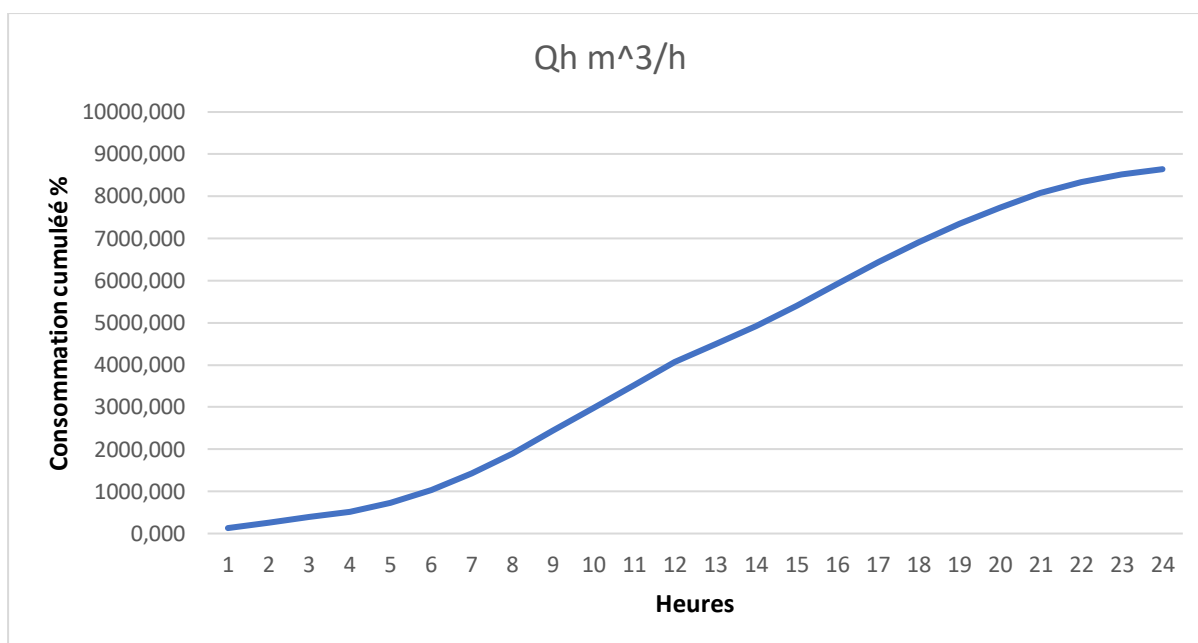


Figure II. 2 : La courbe de la consommation horaire cumulée de l'agglomération d'Ain Soltane en 2054

II.6 Comparaison entre les ressources et les besoins :

Cette comparaison nous permet de déterminer si le débit fourni par la source (forages existants) satisfera les besoins demandés à l'horizon 2054. Nous supposons que les débits des forages sont constants jusqu'à l'horizon 2054.

Tableau II 7 Forages d'AIN SOLTANE

Nom de forage	Lieu de forage	Cordonnées UTM		Débit max	Débit max	Débit d'exploitation pendant 20 h	Années de réalisation
		X	Y	(m ³ /j)	(l/s)	(l/s)	
F1	AIN SOLTANE	437385.00	401018 8.00	2160	25	20,83	1978
F2	AIN SOLTANE	437157.00	400989 6.00	3024	35	29,17	2013
F3	AIN SOLTANE	437731.00	401008 8.00	1728	20	16,67	2023
		La somme		6912	80	66,67	

Le débit maximum journalier du AIN SOLTANE est de 8456,10 m³/jour ce qui dépasse les débits fournis par les forages existants dans l'hypothèse de 20h de travail 5760,00 m³/J. Par conséquent, il est nécessaire de projeter d'autres sources pour répondre aux besoins en eau future jusqu'à 2054

Afin de pallier ce déficit, nous proposons de prévoir de nouveaux forages. Nous allons déterminer le nombre de forages dans l'hypothèse que le forage pris comme référence est un forage réalisé en 2023 avec un débit de 16,67 l/s, que raster constante à l'horizon futur et qui demeure avec une pérennité. Ainsi, le nombre de forages se calcule de la manière suivante :

$$N_{forage} = \frac{Q_{maxj}}{q_f} \quad (II.9)$$

Avec :

Q_f : le débit que peut produire un seul forage

Q_{maxj} : le débit à exploiter

Pour notre cas nous avons : Q_{max j} = 8456,10 m³/j

Q_f = 16.67 l/s pour une durée de pompage supposée de 20h

C'est-à-dire le débit que donne un forage pendant la journée est égal à 1440,29 m³/j.

D'où le nombre de forages nécessaires est N_{forages} = 5 forages

Cela signifie que l'agglomération d'Ain Soltane nécessite 5 forages en, avec un forage supplémentaire pour assurer un fonctionnement cyclique.

II.6.1 Les caractéristiques des nouveaux forages :

Ces nouveaux forages seront alimentés par la même nappe que celle du forage d'Ain Soltane. Nous allons déterminer les caractéristiques des forages dans l'hypothèse que le forage pris comme référence est un forage réalisé en 2023, ce qui suggère qu'ils auront gardé les mêmes caractéristiques similaires à celles du forage. Les caractéristiques des forages sont détaillées dans le tableau I.7.

Tableau I 7: Caractéristiques des forages

	Nom de forage	Niveau dynamique (m)	Niveau statique(m)	Profondeur(m)	Débit max(l/s)	Débit d'exploit(l/s)
Les forages existante	F1	63	27	220	25	20,83
	F2	54	36	240	35	29,17
	F3	64	47	210	20	16,67
Les forages projeté	F4	64	47	210	20	16,67
	F5	64	47	210	20	16,67
	F6	64	47	210	20	16,67

Conclusion :

Ce chapitre a présenté une évaluation détaillée des besoins en eau de l'agglomération pour l'horizon futur 2054, mettant en évidence un déficit de consommation. Nous avons procédé à une analyse approfondie des débits des forages afin de garantir la satisfaction des besoins en eau de base et d'établir les valeurs de débit nécessaires pour le dimensionnement optimal des systèmes d'adduction d'eau potable (AEP).

Chapitre III : Calcul Hydraulique du Réseau de Distribution

Introduction :

Suite au calcul des besoins en eau de la dite agglomération ,Le but de ce chapitre est dimensionner le réseau de distribution pour approvisionner les habitants en eau potable à partir d'un schéma de distribution choisi.

III.2 Type du réseau de distribution :

Le réseau de distribution comprend un ensemble de conduites interconnectées qui transportent l'eau vers les consommateurs. Il doit être conçu de manière à garantir un débit et une pression suffisants pour chaque utilisateur. Le réseau de distribution de la localité d'Ain Soltane doit être entièrement renouvelé pour répondre aux besoins croissants de l'agglomération à l'horizon 2054. En raison de la topographie de la zone urbaine et de la densité des habitations, nous avons conclu que la localité sera alimentée par un réseau de type maillé.

III.3 Principe du tracé du réseau :

Le tracé s'effectue de la manière suivante :

- Tout d'abord, il est essentiel d'identifier les consommateurs de débits importants, également appelés débits concentrés soutirés.

-Il convient de déterminer le tracé principal pour garantir la distribution optimale aux consommateurs identifiés.

-- Le choix de la distribution appropriée de ces conduites d'eau est crucial pour assurer une distribution efficace de l'eau.

-Afin d'acheminer l'eau à l'intérieur des quartiers, il est essentiel de relier ces conduites principales les unes aux autres à l'aide de conduites secondaires, formant ainsi des boucles, également appelées mailles.

En suivant ce principe de ce tracé, nous avons déduit 7 mailles.

III.4 Conception du réseau de l'agglomération avec les réservoirs projetés :

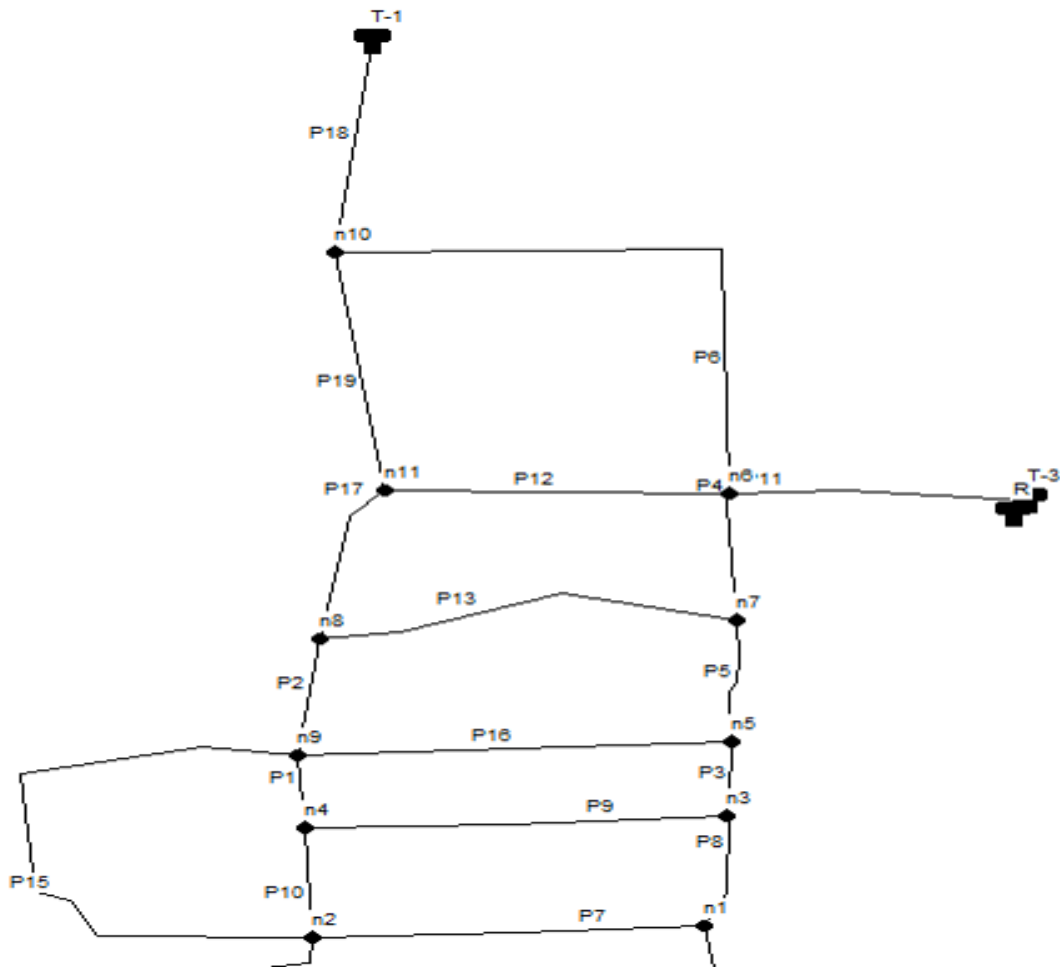


Figure III 1 :Schéma du réseau projet avec les réservoirs projetés

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

III.5 Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau employé dépend de la pression supportée, de la réactivité chimique de l'eau et du sol, et des considérations économiques (coût et disponibilité sur le marché), ainsi que de la compatibilité avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes, etc.).

Les matériaux couramment utilisés incluent l'acier, la fonte et le polyéthylène haute densité (PEHD).

III.5.1 Tuyaux en fonte:

Ces tuyaux présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides.

Les tuyaux en fonte sont très lourds, ne résistent pas au mouvement du terrain, très coûteux et ne sont pas disponibles sur le marché, ce qui en fait un inconvénient.

III.5.2 Tuyaux en PEHD (polyéthylène haute densité)

les avantages

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponible sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.

Leur inconvénient est qu'ils ne sont pas résistants au rayonnement solaire.

III.5.3 Tuyaux en acier :

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose.

- Bonne résistance aux mouvements du terrain (choc et écrasement).
- Leur inconvénient est la corrosion.

Remarque : Dans notre projet, on a choisi des conduites en PEHD.

III.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Pour le dimensionnement des conduites, il faut prendre en compte les vitesses et les pressions optimales pour le transit des débits de pointe et les périodes de consommation minimale. Les étapes pour dimensionner et déterminer les débits dans un réseau sont les suivantes :

- Évaluer la longueur de chaque tronçon du réseau.
- Calculer le débit spécifique et les débits de distribution dans chaque tronçon.
- Estimer les débits supposés concentrés aux nœuds du réseau.

III.6.1 Déterminations des débits :

Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi un système de distribution avec un réservoir de tête . qui présente deux états principaux.:

- Cas de pointe
- Cas de pointe avec incendie

Compte tenu des caractéristiques de la zone d'étude, où le risque d'incendie a été évalué comme faible, et afin d'éviter le surdimensionnement du réseau de distribution, nous nous concentrerons exclusivement sur l'état de pointe.

Débit en route :La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_{\max h} = \sum_{i=1}^m Q_{ri} + \sum_{j=1}^k Q_{cc} \quad (III.1)$$

$$Q_{ri} = L_i \times q_{sp} \quad (III.2)$$

Désignons par la somme des longueurs géométrique $\sum L_i$ de tous les tronçons du réseau maille non compris les tronçons pour des débits localisés $\sum L_i = 7218 \text{ m}$

i: indique le numéro du tronçon

m: indique le nombre de tronçons formant les mailles

Q_{maxch} :Le débit total entrant dans le réseau égale 146,807 L/S

k: désigne le nombre de débits concentrés ou localisés

Q_{cc}: débit localisé constant et connus destinés aux usines par exemple

Q_{ri} : désigne le débit en route du tronçon i.

Débit spécifique :Le débit par mètre linéaire sera donc donné par :

$$q_{sp} = \frac{Q_{max} - \sum Q_{cc}}{\sum L_i} = \frac{\sum_{i=1}^m Q_{ri}}{\sum_{i=1}^m L_i} \quad (III.3)$$

On détermine le débit spécifique par mètre linéaire (L/s/m) qui sera égal à :0,020 L/s/m

Les débits aux nœuds :pour la détermination des débits nodaux Q_{ni} , on doit raisonner à la base de la relation suivante:

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum Q_{ri-k} + Q_{cc} \quad (III.4)$$

Dans ce cas $\sum Q_{ri-k}$ représente la somme des débits routes des tronçons aboutissant au nœud <i>

K : nombre de tronçons aboutissant au nœud « i »

Les résultats se trouvent dans le tableau suivant

Tableau III 1: Détermination des débits aux nœuds

Nœud	Tuyaux	Tronçon	Longueur	Q route (l/s)	Q nœud (l/s)
n11	P19	N11-N10	385,000	7,831	9,610
	P12	n11-n6	359,000	7,302	
	P17	n11-n8	201,000	4,088	
n10	P18	T-1-n11	374,000	7,607	24,295
	P6	n6-n9	1256,000	25,546	
	P19	N11-N10	385	7,831	
n9	P1	n4-n10	100,000	2,034	13,312
	P2	n8-n10	153,000	3,112	
	P15	n2-n10	673,000	13,688	
	P16	n5-n10	383,000	7,790	
n8	P2	n10-n8	153,000	3,112	7,475
	P17	n11-n8	201,000	4,088	
	P13	n7-n8	381,000	7,749	
n7	P4	n6-n7	167,000	3,397	7,210
	P5	n5-n7	161,000	3,275	
	P13	n8-n7	381,000	7,749	
n6	P4	n7-n6	167,000	3,397	31,444
	P11	T3-n6	655,000	13,322	
	P6	n9-n6	1256,000	25,546	
	P12	n11-n6	359,000	7,302	
n5	P3	n3-n5	100,000	2,034	6,549
	P5	n7-n5	161,000	3,275	
	P16	n10-n5	383,000	7,790	

Nœud	Tuyaux	Tronçon	Longueur	Q route (l/s)	Q nœud (l/s)
n4	P1	n10-n4	100,000	2,034	6,224
	P9	n3-n4	371,000	7,546	
	P10	n2-n4	141,000	2,868	
n3	P3	n5-n3	100,000	2,034	6,376
	P8	n1-n3	156,000	3,173	
	P9	n4-n3	371,000	7,546	
n2	P7	n1-n2	352,000	7,159	20,502
	P10	n4-n2	141,000	2,868	
	P14	n1-n2	850,000	17,288	
	P15	n10-n2	673,000	13,688	
n1	P7	n2-n1	352,000	7,159	13,810
	P8	n3-n1	156,000	3,173	
	P14	n2-n1	850,000	17,288	

III.7 Simulation du réseau par le logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation qui modélise le comportement hydraulique et la qualité de l'eau sur de longues périodes dans les réseaux sous pression. Il permet de calculer le débit dans chaque conduite, la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration de substances chimiques à divers points du réseau, tout au long d'une simulation divisée en plusieurs étapes. En outre, EPANET est capable de déterminer les temps de résidence de l'eau et de tracer son origine. L'objectif du logiciel est d'améliorer la compréhension des flux et de l'utilisation de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour diverses applications dans l'analyse des réseaux de distribution.

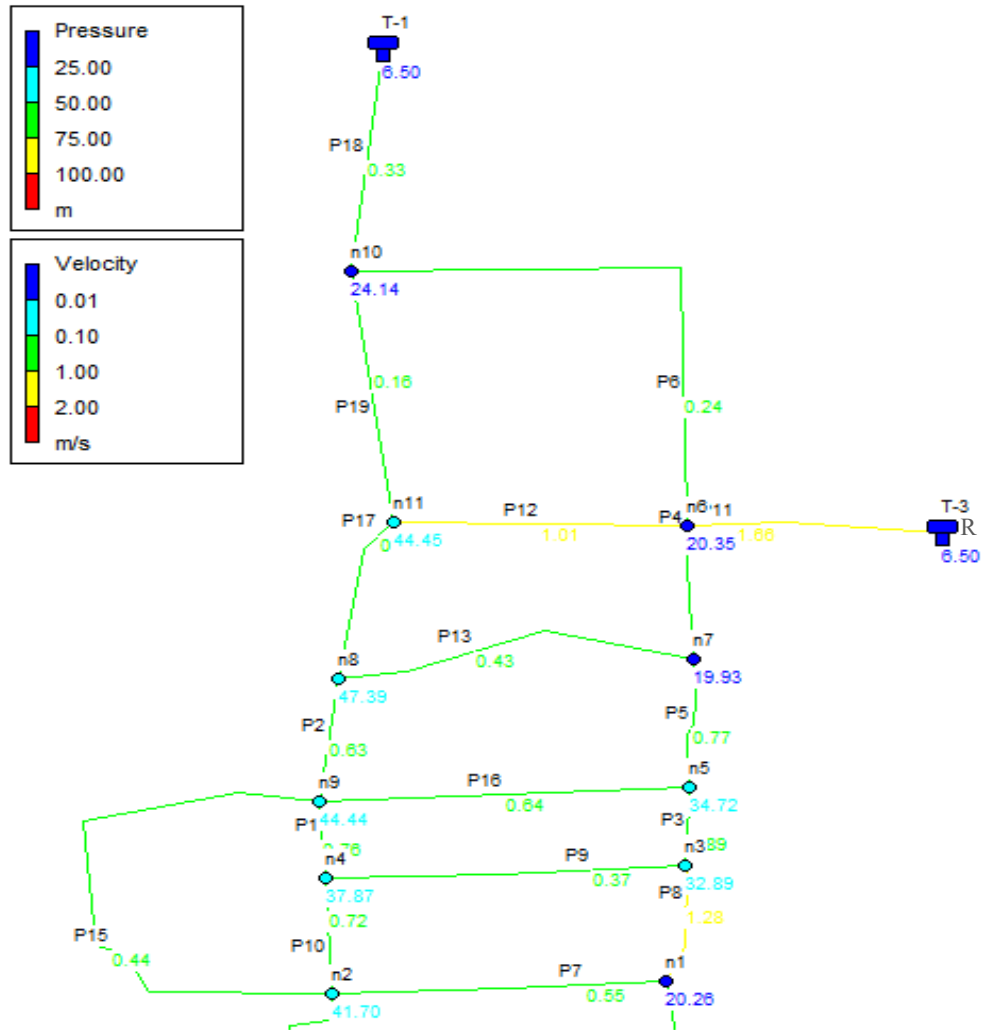


Figure III 2 :Etat des nœuds (pression) et tronçons (vitesse) du réseau en cas de point

III.7.2 Résultats de simulation pour cas de pointe :

Après avoir collecté les données nécessaires pour la simulation, incluant les longueurs et la rugosité des tuyaux, les cotes altimétriques, les consommations aux nœuds, ainsi que les caractéristiques du réservoir, nous procédons à la simulation du réseau. Suite à plusieurs itérations visant à ajuster les diamètres des conduites pour obtenir des vitesses et des pressions admissibles, les résultats de la simulation sont présentés dans les figures et tableaux suivants :

Tableau III 1 : Paramètres hydrauliques du réseau

Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre intérieur(mm)	Diamètre nominalisé (mm)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/Km)
P1	100	158,6	180	1.06	5.87
P2	153	246,8	280	0,72	1.74
P3	100	158,6	180	0,79	3.45
P4	167	246,8	280	0.86	2.33
P5	161	246,8	280	0,67	1.48
P6	1256	66	75	0,25	1.28
P7	352	79,2	90	0,82	8.65
P8	176	79,2	90	1,48	25.12
P9	371	79,2	90	0,39	2.26
P10	141	158,6	180	0,84	3.85
P11	655	312,8	350	1,66	6
P12	359	246,8	280	1,03	3.32
P13	381	79.2	90	0,44	2.86
P14	850	79,2	90	0,49	3.40
P15	673	158,6	180	0,52	1.64
P16	383	158,6	180	0,68	2.63
P17	201	246,8	280	0,75	1.85
P18	374	246,8	280	0,41	0.62
P19	385	158,6	180	0,25	0.31

Tableau III2: Etat des nœuds du réseau pour le cas de pointe

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression du sol en (m)	charge (m)
n1	476,43	13.81	17.37	493,80
n2	456,48	20.5	30.21	496,69
n3	466,47	6.38	31.96	498,43
n4	460,73	6.22	36.5	497,24

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression du sol en (m)	charge (m)
n5	465,07	6.55	33.73	498,80
n6	480,23	31.44	19.34	499,57
n7	480,17	7.61	19	499,10
n8	451,7	7.48	46.31	498,01
n9	454,44	13.31	43.35	497,79
n10	475,23	24.30	23.04	498,27
n11	455	9.61	43.38	493,38

III.7.3 Résultats de simulation pour cas de pointe + incendie :

En ajoutant le débit d'incendie dans le nœud N2, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau III 4: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe + incendie

Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre intérieur(mm)	Diamètre nominalisé (mm)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
P1	100	158,6	180	1,51	11.37
P2	153	246,8	280	0,90	2.59
P3	100	158,6	180	0,91	4.45
P4	167	246,8	280	1,06	3.39
P5	161	246,8	280	0,85	2.27
P6	1256	66	75	0,26	0.88
P7	352	79,2	90	0,69	6.32
P8	156	79,2	90	1,69	32.13
P9	371	79,2	90	0,65	5.70
P10	141	158,6	180	1,36	9.35
P11	655	312,8	355	1,76	6.67
P12	359	246,8	280	1,09	3.62
P13	381	79,2	90	0,51	3.66
P14	850	79,2	90	0,42	2.62
P15	673	158,6	180	0,82	3.66
P16	383	158,6	180	0,82	3.70

Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre intérieur(mm)	Diamètre nominalisé (mm)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
P17	201	246,8	280	1,01	3.16
P18	374	246,8	280	0,61	1.27
P19	385	158,6	180	0,28	0,54

Tableau III 2: Etat des nœuds du réseau pour le cas de pointe + incendie

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression du sol en (m)	Charge (m)
n1	476,43	13.81	15.67	492,10
n2	456,48	37.5	37.84	494,32
n3	466,47	6.38	31.28	497,76
n4	460,73	6.22	34.92	495,64
n5	465,07	6.55	33.13	498,20
n6	480,23	31.44	18.91	499,13
n7	480,17	7.61	18.40	498,57
n8	451,7	7.48	45.48	497,18
n9	454,44	13.31	42.35	496,79
n10	475,23	24.30	22.80	498,03
n11	455	9.61	42.82	497,82

III.7.3 Interprétation des résultats :

Les pressions : Suite à nos vérifications, les pressions au sol mesurées sur l'ensemble des nœuds du réseau restent dans les limites acceptables, ne dépassant pas les 50 mètres (soit 5 bars). Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'utiliser des réducteurs de pression ni de procéder à des manœuvres de fermeture partielle des vannes sur les conduites.

Les vitesses : Les vitesses d'écoulement observées sur la majorité des tronçons du réseau se situent dans une plage acceptable [0,5 m/s - 1,5 m/s]. Cependant, les vitesses réduites relevées au niveau des tuyaux P16 et P14 pourraient favoriser la formation de dépôts minéraux (tartre) à l'intérieur de ces conduites. Pour pallier ce problème, nous recommandons de procéder à des opérations de curage périodiques et systématiques des conduites. Ces opérations peuvent être effectuées par l'ouverture des vannes de vidange ou des poteaux d'incendie.

III.8 Les accessoires et pièces spéciales en AEP :

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

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidangé une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

III.8.1 Les accessoires :

Les robinet-vanne :

Dans notre projet, il existe deux types de robinets : les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

Les robinets vannes à coin (à opercule) : Les vannes de sectionnement sont des appareils qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Elles sont utilisées pour isoler les tronçons du réseau.

Les vannes papillons : Elles peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légères, avec un couple de manœuvre faible, et créent de faibles pertes de charge à pleine ouverture. On l'utilise à la sortie du réservoir.

Les compteurs :

Le réseau de distribution doit inclure des emplacements pour les compteurs, qui seront installés à des endroits appropriés. Ces compteurs permettent d'évaluer le rendement du réseau de distribution et de contrôler la consommation.

III.8.2 Pièces spéciales

Les coudes :

Coudes à deux emboitements ou bien à un emboitement et bout lisse. Les deux types de coudes se présentent avec un angle α : $1/4$ (90°), $1/8$ (45°), $1/16$ ($22^\circ30'$), $1/32$ ($11^\circ15'$... ils sont utiles lorsque la conduite change de direction.

Les tés :

Les tés peuvent être conçus avec trois emboîtements ou avec deux emboîtements et des brides. Ils servent à prélever un débit d'une canalisation ou à ajouter un débit supplémentaire. On les trouve aussi dans les réseaux maillés, ramifiés et les canalisations d'adduction pour effectuer des piquages.

Les croix de jonction :

Utilisées pour croiser des canalisations de sens perpendiculaire. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents. Elles peuvent être à brides complètement ou à manchons et à brides. On les rencontre au niveau du réseau maillé et ramifié

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de notre agglomération en utilisant le logiciel EPANET. Nous avons obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Par conséquent le bon fonctionnement du réseau et des besoins seront assurés.

Chapitre IV : Réservoirs de stockage

Introduction :

Dans ce chapitre qui concernant l'étude du réservoirs nous procédons à la détermination des volumes global nécessaire de réservoir pour alimenter l'agglomération cependant actuellement il existe un réservoir de 400 mètres cubes ce volume se ras comparer au volume de réservoir qui sera calculée et projeter .

IV.1-Les rôles des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable remplissent plusieurs fonctions essentielles :

- Régulation du débit : Ils permettent d'ajuster la production d'eau en fonction des variations de consommation, jouant ainsi un rôle de régulateur.
- Sécurité d'approvisionnement : En cas de dysfonctionnements tels que la pollution, la rupture de canalisation ou une coupure d'alimentation énergétique, ils garantissent la continuité de l'approvisionnement.
- Régulation de la pression : En influençant les pertes de charge dans le réseau, ils aident à maintenir une pression optimale.
- Facilitation de l'exploitation : Ils permettent l'arrêt temporaire de certaines installations pour entretien ou réparation sans affecter le réseau.
- Réduction de la pression : Ils interviennent pour "briser la charge" dans le cas d'une distribution en paliers.
- Participation au traitement : Situés en aval immédiat des stations de traitement, ils assurent un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection efficace avant la distribution.
- Régulation pour réseaux étendus : Dans les réseaux longitudinaux où des pressions faibles se manifestent à des points éloignés, un second réservoir (d'extrémité ou d'équilibre) peut être installé pour rétablir une pression adéquate.
- Réduction des coûts énergétiques : Ils permettent d'optimiser le pompage en le concentrant sur les périodes où le coût de l'énergie est plus faible..

IV.2-Classification des réservoirs :

IV.2.1 Selon le matériau :

- Réservoirs métalliques,
- Réservoirs en maçonnerie,
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

IV.2.2 Selon la situation des lieux:

- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterrés,
- Réservoirs surélevé, sur tour.

Pour notre cas, on a choisi un réservoir semi-enterré en béton armé

IV.3-Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir est d'une grande importance. Veuillez toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Réduire la pression du réservoir au point le plus éloigné du conglomerat
- La distance maximale à desservir.
- La topographie de la zone étudiée, qui peut favoriser la construction d'un réservoir au sol en raison de ses avantages techniques et économiques.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

Dans notre cas les reliefs est accidenté, l'emplacement de notre réservoir nécessite un réservoir semi-enterré doit être effectué ou au point le plus élevé dans la côte sera précisé par la suite :Cote du terrain du réservoir T-1 est 494 m

Cote du terrain du réservoir T-3 est 500 m

IV.4-Équipement hydraulique du réservoir :

IV.4.1 Conduite d'arrivée :

Il est préférable d'installer l'arrivée en siphon noyé ou, si ce n'est pas possible, par le bas, en veillant à ce qu'elle soit toujours située à l'opposé de la conduite de départ pour favoriser le brassage. Cette configuration permet le renouvellement de l'eau

IV.4.2 Conduite de départ :

La conduite est installée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à une hauteur de 15 ou 20 cm au-dessus du radier, afin d'éviter l'entrée de matières en suspension. Son extrémité est dotée d'une crépine courbée pour prévenir les vortex (l'entrée d'air dans la conduite). De plus, la conduite est équipée d'une vanne qui régule la vitesse..

IV.4.3 Conduite de trop plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV.4.4 Conduite de vidange :

Elle facilite la vidange du réservoir pour des opérations de nettoyage ou de maintenance. Équipée d'une vanne, elle est généralement connectée à la conduite de trop-plein. Il est crucial de nettoyer la vanne après chaque vidange afin de prévenir l'accumulation de dépôts sableux.

IV.4.5 Conduit by-pass :

Elle connecte la conduite d'arrivée à la conduite de départ dans un réservoir, permettant ainsi de maintenir l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est isolé pour des opérations de maintenance

IV.5 Matérialisation de la réserve d'incendie :

IV.5.1 Système à siphon : Le siphon se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, afin de préserver l'intégrité de la réserve. Ainsi, la réserve est continuellement renouvelée tout en restant disponible en permanence

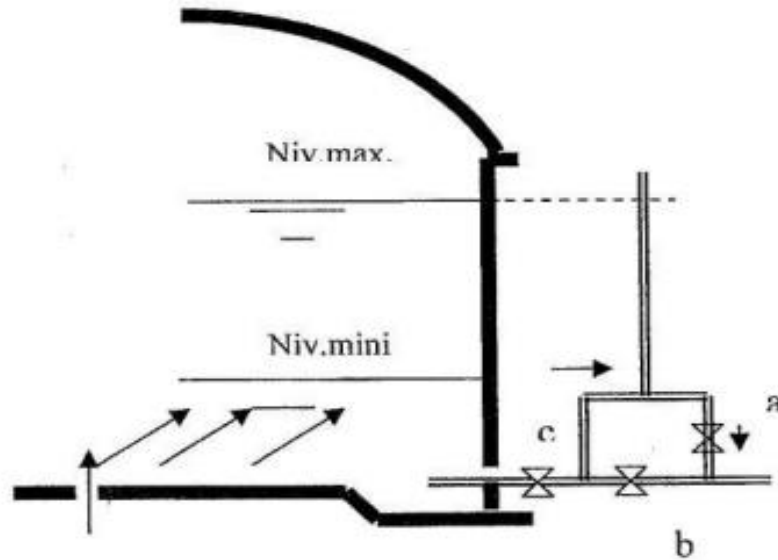


Figure IV 1: Système à siphon

IV.6 Calcul de la capacité de stockage d'un réservoir :

Dans notre étude, nous disposons d'un réservoir existant d'une capacité de 400 m³. Pour vérifier si cette capacité est suffisante pour répondre aux besoins en eau d'Ain Soltane à l'horizon 2054, il est essentiel de prendre en compte les variations des débits entrant et sortant. La détermination de la capacité d'un réservoir projeté doit considérer ces variations, généralement calculées en fonction des fluctuations journalières du débit de consommation, en particulier le jour de consommation maximale, ainsi que la réserve d'eau nécessaire pour la lutte contre les incendies. Deux principales méthodes sont généralement utilisées pour évaluer le volume requis du réservoir :

IV.5.1 La méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

IV.6.2 La méthode analytique :

Connaissant le régime de consommation de l’agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage, nous déterminons analytiquement la capacité du réservoir. En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d’apport et de départ d’eau pour chaque heure pendant 24 heures .

On a déterminé la capacité du réservoir avec un référentiel de consommation donné et un régime de refoulement uniforme pendant 20 heures.

$$V_{total} = V_{utile} + V_{incendie} \quad (IV.1)$$

Avec :

Vtotal : la capacité totale du réservoir estimée en m3

Vutile : la capacité résiduelle qui est égal à :

$$V_{utile} = (a\% / 100) * Q_{max\ j} \quad (IV.2)$$

Avec :

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) : $a = \text{Reste}^+_{max} + | \text{Reste}^-_{max} |$

Qmax j : La consommation maximale journalière (m3/jr).

Tableau IV 1 : Détermination de la capacité du réservoir

Heurs	Distribution %	Refoulement d'eau en%	Arrive	Départ	Reste dans le réservoir
0_1	1,5	5	3,5		12
1_2	1,5	5	3,5		15,5
2_3	1,5	5	3,5		19
3_4	1,5	5	3,5		22,5
4_5	2,5	5	2,5		25
5_6	3,5	5	1,5		26,5
6_7	4,5	5	0,5		27
7_8	5,5	5		0,5	26,5
8_9	6,25	5		1,25	25,25
9_10	6,25	5		1,25	24
10_11	6,25	5		1,25	22,75
11_12	6,25	5		1,25	21,5
12_13	5	5	0		21,5

Heurs	Distribution %	Refoulement d'eau en%	Arrive	Départ	Reste dans le réservoir
13_14	5	5	0		21,5
14_15	5,5	5		0,5	21
15_16	6	5		1	20
16_17	6	5		1	19
17_18	5,5	0		5,5	13,5
18_19	5	0		5	8,5
19_20	4,5	0		4,5	4
20_21	4	0		4	0
21_22	3	5	2		2
22_23	2	5	3		5
23_24	1,5	5	3,5		8,5

a% : représente le maximum des restes en pourcentage **a% = 27%**

Qmaxj : débit maximum journalier 8456,10 m³/j .

Volume d'incendie : **Vinc** = 120 m³

Volume utile : **Vu** = (8456,10 * 27%)/100 = 2283,386 m³

Volume total : **V total** = 2283,386 +120 = 2403,38 m³

Le volume total de stockage nécessaire pour répondre aux besoins en eau d'Ain Soltane est de 2400 m³. Il est évident que le réservoir existant de 400 m³ est insuffisant. Par conséquent, il est recommandé de projeter deux réservoirs de 1000 m³ chacun pour garantir l'approvisionnement de notre agglomération

IV.7 Calcul du réservoir projeté :

Nous avons opté pour des cotes plus élevées et des emplacements différents afin d'assurer une pression et une vitesse optimales dans le réseau

IV.7.1 Forme du réservoir :

On a choisi un réservoir de forme circulaire de type semi-enterré pour la stabilité du réservoir et évite les zones mortes.

IV.7.2 Hauteur du réservoir :

Hauteur optimisée pour l'eau utile (h) varie de 3 à 6 m. Peut arriver cette hauteur à 7 à 8 mètres dans de grandes structures. Nous identifions donc le diamètre du réservoir est 6 m .

Après avoir étudié la topographie de notre agglomération, nous avons sélectionné les cotes du réservoir projeté comme suit :

IV.7.3Diamètre de la cuve :

D'un réservoir nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres, y compris la capacité totale du réservoir et sa hauteur. La formule suivante est souvent utilisée pour déterminer le diamètre (D) en fonction du volume (V) et de la hauteur (H) :

$$D = \sqrt{\frac{4V_n}{\pi H}} \quad (\text{IV.3})$$

où :

- **D** :est le diamètre du réservoir,
- **V** :est le volume total du réservoir,
- **H** :est la hauteur du réservoir 6m

A.N
$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000}{\pi \cdot 6}} = 14,56 \text{ m}$$

on opte pour un diamètre normalisé DN = 14 m.

IV.7.4 Elévation de la hauteur d'eau :

L'élévation de la hauteur d'eau est donnée par la formule suivante :

$$H_{\text{eau}} = \frac{4 v_n}{\pi D^2} \quad (\text{IV.4})$$

A.N
$$H_{\text{eau}} = \frac{4 \cdot 1000}{\pi \cdot 14^2} = 6,5 \text{ m}$$

IV.7.5 Section de la cuve :

La section de la cuve est donnée par la relation suivante :

$$S = \frac{V_n}{H} \quad (IV.5)$$

A.N $S = \frac{1000}{6,5} = 154 \text{ m}^2$

IV.7.6 La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

Donnée par la relation suivante :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (IV.6)$$

A.N $h_{inc} = \frac{120}{154} = 0,8 \text{ m}$

En plus de la hauteur d'eau optimale nécessaire dans la cuve, il est important de prévoir un espace appelé 'revanche'. D'une épaisseur qui varie de 0.25 à 1 m, au-dessus du plan d'eau. La hauteur totale de la cuve sera donc :

$$H_{cuve} = H + R \quad (IV.7)$$

Avec :

R : revanche (m), On prend : $R = 0.25\text{m}$

AN: $H_{cuve} = 6.75\text{m}$

Le tableau suivant donne les valeurs de (D, h, S, h_{inc}) de stockage du réservoir estimé

À l'horizon de l'étude :

Tableau IV 2: Caractéristiques du réservoir projeté

Reservoir	Volume (m3)	Cote du radier (m)	Cote du terrain (m)	Diamètre (m)	Hauteur (m)	Hauteur d'incendie (m)
T-1	1000	491	494	14	6,5	0,8
T-3	1000	497	500	14	6,5	0,8

Conclusion :

À la fin de ce chapitre, nous avons évalué la capacité du réservoir existant de 400 m³ pour alimenter notre agglomération en utilisant une méthode analytique. Nous avons conclu qu'il est nécessaire de prévoir la construction de deux autres réservoirs pour garantir une alimentation en eau potable adéquate. Nous avons également calculé la hauteur du volume de réserve destiné à la lutte contre les incendies afin de minimiser les risques d'incendie.

Chapitre V : Etude D'adduction

Introduction :

À travers ce chapitre, nous allons étudier les mécanismes de transport de l'eau depuis la source, qui comprend six forages situés à Ain Soltane, exploitant la nappe phréatique de la Sénia. Cette nappe couvre une superficie d'environ 12 000 km². Étant donné la nature accidentée de notre relief, un système de pompage est nécessaire ; il s'agit donc d'une adduction par refoulement. Avant d'aborder le dimensionnement hydraulique de cette adduction, nous présenterons théoriquement quelques notions générales sur les systèmes d'adduction.

V.1 Classification des adductions :

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage (Les forages) vers le point d'utilisation (Les réservoirs). Dans un système d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. Les adductions peuvent donc être classées comme suit :

V.1.1 Adduction gravitaire :

La source est située à une hauteur supérieure à celle de l'ouvrage de réception. L'écoulement peut se faire en charge ou à surface libre

V.1.2 Adduction par refoulement :

La hauteur de la source est inférieure à celle de l'ouvrage de réception, rendant nécessaire l'installation d'un système de pompage.

V.1.3 Adduction mixte :

Cette situation se présente lorsqu'il est nécessaire d'installer une structure intermédiaire pour recueillir l'eau, soit par gravité soit par refoulement, et que cette eau est ensuite transférée vers le réservoir de l'agglomération, soit par refoulement soit par gravité.

V.2 Schéma du réseau d'adductions :

Dans notre étude, nous avons six forages situés dans le même champ de captage. Ceux-ci sont connectés par des conduites de longueur significative, refoulant vers trois réservoirs. Deux réservoirs sont situés du même côté, à une distance de 1896 m des forages, tandis que le troisième réservoir est distant de 2912 m des forages. Un schéma explicatif de cette configuration est présenté dans la Figure V.1.

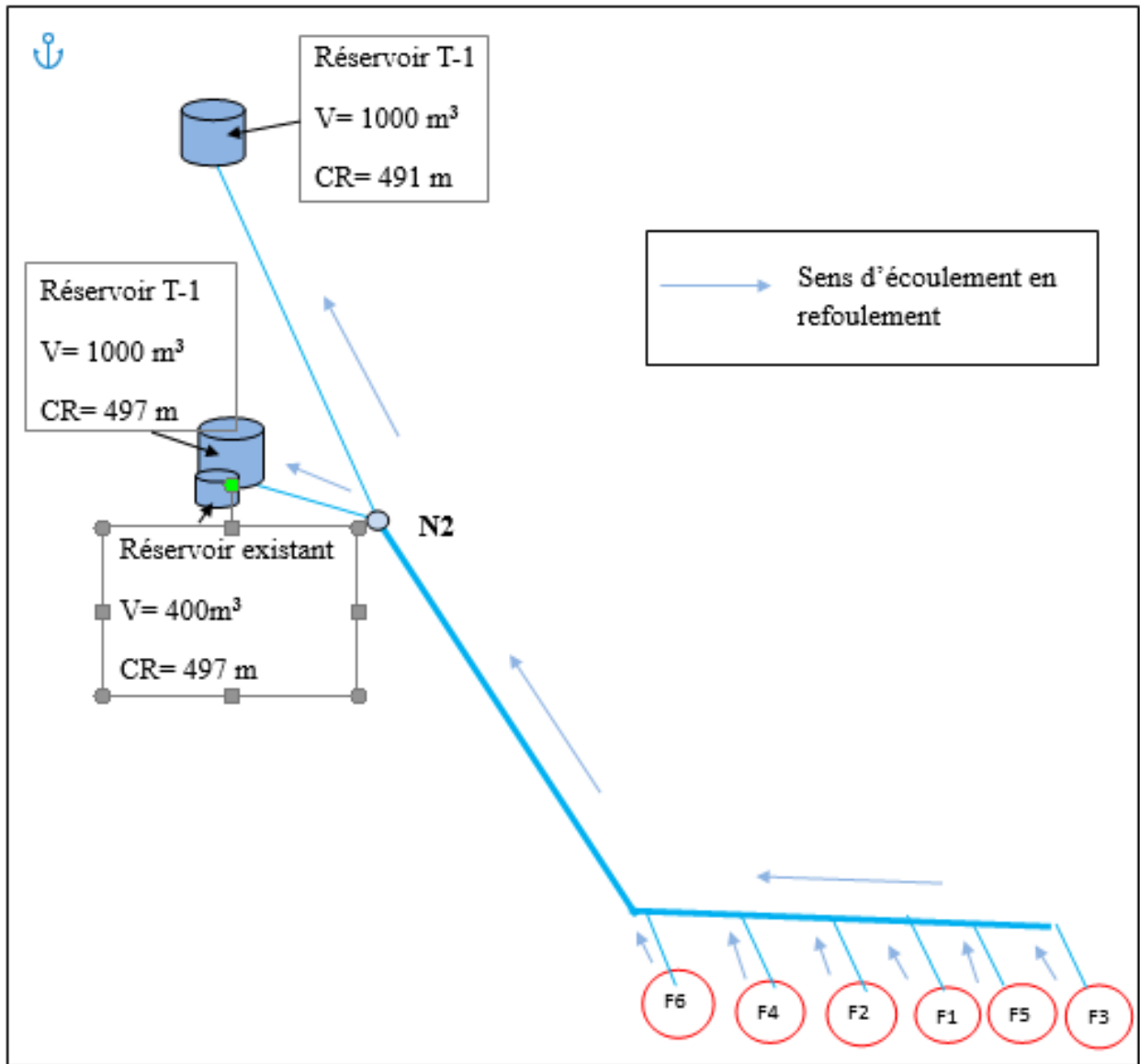


Figure V 1: Schéma explicative du réseau d'adduction projeté

V.3 Tracé de l'adduction :

Après avoir analysé le terrain entre la source (forages) et le point d'arrivée (ouvrages de stockages), le tracé de notre conduite d'adduction doit respecter certaines conditions :

- Suivre un itinéraire aussi direct que possible.
- Le site doit être géologique stable.
- Évite la pente et les contre-pentes.
- Éviter la traversée des massifs boisés.
- Faire un tracé avec des coudes longuement ouverts pour éviter les butées importantes.

- Éviter les sur-plongées et les obstacles comme les cours d'eau et chemin de fer.
- Tracé le plus économique en rapprochant les ouvrages

V.4 Choix des matériaux de canalisation :

Pour établir une conduite de refoulement, il est essentiel de prendre en compte à la fois les aspects techniques et économiques, ces deux éléments étant étroitement liés:

V.4.1 Conditions techniques :

- Résistance aux pressions élevées.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Bonne étanchéité.
- La pose facile des conduites.

V.4.2 Conditions économiques :

- La disponibilité sur le marché
- Disponibilité des pièces spéciales
- Le prix unitaire

Pour notre projet, nous optons pour le PEHD: Les conduites en PEHD sont flexibles, résistantes à la corrosion et conviennent aux zones sujettes à des variations du sol. Elles sont également utilisées pour l'eau potable et l'irrigation

V.5 Dimensionnement de l'adduction :

Dans notre étude, nous avons un réseau d'adduction ramifié. Pour dimensionner ce réseau, nous avons calculé les diamètres optimaux sur le plan économique.

V.5.1 Calcul des pertes de charge:

Pertes de charge linéaires :

La formule de calcul des pertes de charge linéaire, d'après Darcy est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H_1 = \frac{8\lambda L}{\pi^2 * g} \times \frac{Q^2}{D^5} \quad (V.1)$$

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86n \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right)^{-2} \quad (V.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge de Darcy.

D : diamètre intérieur de la conduite.

L : la longueur de la conduite.

Pertes de charge singulières :Elles sont causées par les caractéristiques spécifiques des divers accessoires de la conduite (coudes, vannes, clapets) .Elles sont évaluées à 10 % des pertes de charge linéaire

$$\Delta H \text{ sing} = 10\% \Delta H_{Lin} \quad (V.3)$$

V.5.2 Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la hauteur géométrique qui correspond aux pertes de charge linéaires et singulières lors du refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_t \quad (V. 4)$$

ΔH_t : Perte de charge totale.

H_g : Hauteur géométrique représentant la différence de niveau entre le niveau dynamique du forage plus éloigné et la cote du réservoir plus élevé $H_g = C_{tp} - C_{tnf} + N_d$

C_{tnf} : cote de terrain du forage le plus bas

N_d : niveau dynamique du forage le plus éloigné

C_{tp} : cote du trop-plein du réservoir le plus élevé (T-3)

V.5.3 Dimensionnement de les conduites de refoulement du réseau ramifié :

Dans notre situation, il s'agit d'un réseau ramifié en refoulement. Pour évaluer le diamètre économique du réseau on a trois conduites (pompe -N2) conduite (N2- T3) conduite (N2-T1).

Débit de la conduite de refoulement (pompe-N2) c'est le débit max journalier pendant 20h de travail

$$Q_{Maxj} = 8456,10 \text{ m}^3/\text{J}$$

Le débit pompé pendant 20h est :

$$Q = \frac{Q_{maxj}}{t * 3600} \quad (\text{V.5})$$

$$\text{A.N} \quad Q = \frac{8456.10}{20 * 3600} = 0.117 \text{ m}^3/\text{s}$$

La capacité totale de stockage est 2400 m³

Le débit qui arrive au réservoir T3 de capacité 1400m est déterminée par une règle de trois :

$$\text{A.N} \quad Q_{T-3} = 0.117 * 1400 / 2400 = 0,0685 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{T-1} = 0.117 - 0.0685 = 0.049 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.5.3.1 Dimensionnement de la conduite (pompe-N2) :

Pour déterminer le diamètre de la conduite , une étude technique et économique s'impose . On fait une première approximation à l'aide de formule de Bonin et on réalise une étude technique-économique avec une gamme de diamètre choisie au voisinage du diamètre estimé.

Méthode du Bonin : $D_{ec} = \sqrt{Q}$ Cette méthode donne une vitesse d'écoulement de 1.25 m/s .

A -Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement calculés à l'aide de la formule suivante:

$$F_{am} = Prc * A \quad (\text{V.6})$$

Avec : Prc : prix de la conduite en (DA)

- A : Amortissement annuel calculés à l'aide de la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.7})$$

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089$$

Tableau V 1:Frais d'amortissement

Diamètre normalise mm	Longueur de reformat (m)	Amortissement annuel	Prix unitaire de conduit (DA)	Frais d'amortissement (DA)
160	2120	0,089	2153,11	406248,7948
200	2120	0,089	3345,54	631236,4872
250	2120	0,089	5176,9	976777,492
315	2120	0,089	8493,77	1602604,524
400	2120	0,089	13656,47	2576702,76
500	2120	0,089	21184,46	3997083,913
630	2120	0,089	33775,76	6372810,397
710	2120	0,089	42328,2	7986484,776
800	2120	0,089	53713,95	10134748,09

B-Frais d'exploitation

- La puissance fournie par la pompe (watt) , définie comme suit :

$$P = \frac{g*Q*HMT}{\eta} \tag{V.8}$$

- η : rendement de la pompe en (%) (n=75%)
- Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s)

- Energy consommé par la pompe

$$E = P * t * 365 \tag{V.9}$$

Avec :

t : c'est le temps de pompage par jour en (heures), dans notre cas t =20 h

p : puissance de la pompe en (kW)

Calcul de la cote piézométrique économique au point commun N2 :

Calculer la cote piézométrique du point N2

- Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante

$$F_{ex} = E * e \text{ (DA)} \tag{V.10}$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh)

p: Masse volumique de l'eau (1000kg/ m3)

e: prix unitaire d'un Kwh, nous prenons e= 2,468 DA

Tableau V 2: Les frais d'exploitation

DN mm	Débit (m3/s)	Longueur de reformement m	λ	ΔH lin (m)	ΔH tot (m)	HMT (m)	Puissance (KW)	Energie pompe en (Kwh)	Fexp (DA)
160	0,117	2120	0,01116	255,517	281,068	455,975	693,22	5060472,15	12489245,26
200	0,117	2120	0,01072	80,433	88,476	263,383	398,48	2908906,37	7179180,91
250	0,117	2120	0,0103	25,339	27,873	197,793	297,73	2173397,33	5363944,61
315	0,117	2120	0,0099	7,666	8,433	180,340	275,98	2014690,40	4972255,90
400	0,117	2120	0,0095	2,230	2,453	174,360	266,83	1947881,71	4807372,06
500	0,117	2120	0,0092	0,704	0,774	172,681	264,26	1929132,52	4761099,06
630	0,117	2120	0,0088	0,213	0,235	172,142	263,44	1923104,16	4746221,07
710	0,117	2120	0,0087	0,115	0,127	172,034	263,27	1921896,26	4743239,96
800	0,117	2120	0,0085	0,062	0,068	171,975	263,18	1921245,41	4741633,67

Tableau V 3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

DN m	Famor (DA)	Fexp (DA)	F totale
160	406248,7948	12489245,3	12895494,1
200	631236,4872	7179180,91	7810417,4
250	976777,492	5363944,61	6340722,1
315	1602604,524	4972255,9	6574860,42
400	2576702,76	4807372,06	7384074,82
500	3997083,913	4761099,06	8758182,98
630	6372810,397	4746221,07	11119031,5
710	7986484,776	4743239,96	12729724,7
800	10134748,09	4741633,67	14876381,8

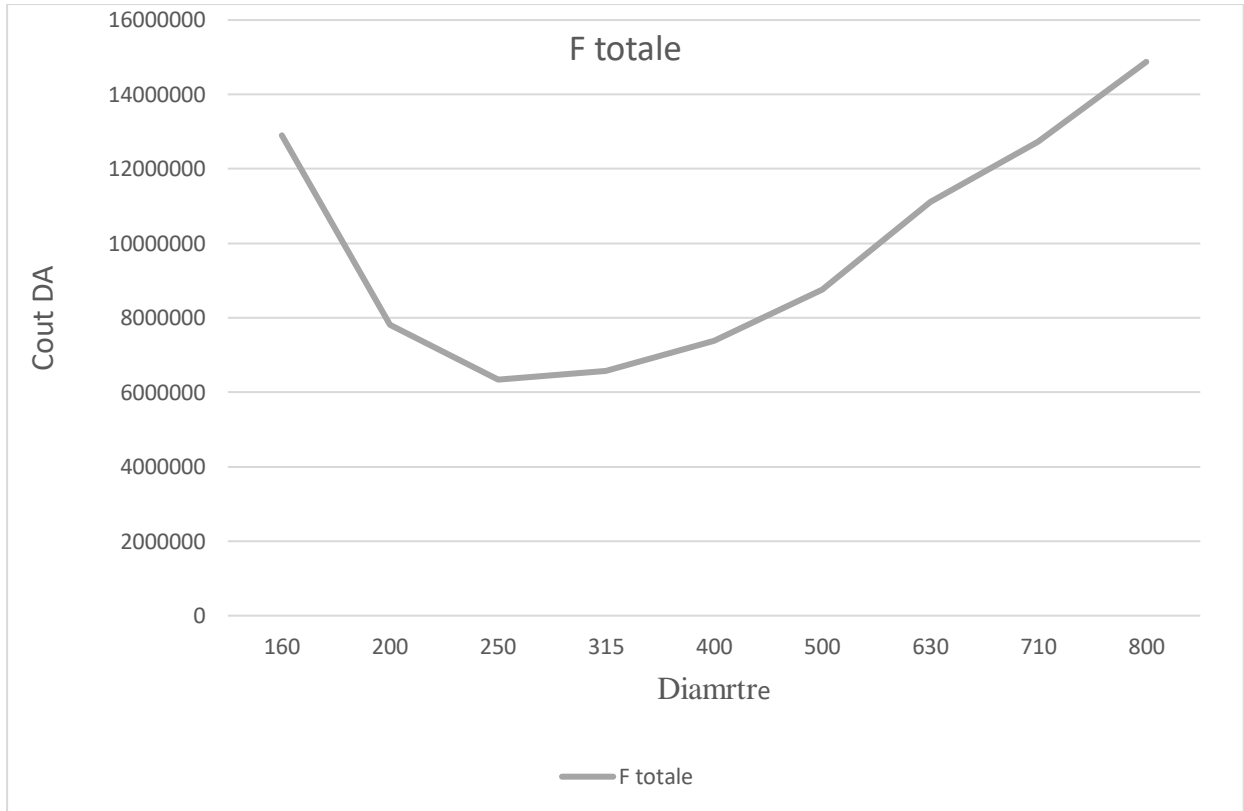


Figure V 1: Bilan des frais totaux

V.5.3.2 Calcul de la cote piézométrique N2

Diamètre de la conduite pompe-N2 est $D_r = 250$ mm

$$V = 2.38$$

$$\Delta H_{\text{Pompe-N2}} = C_{pe} + HMT_{\text{pompe}} - C_{pN2} \quad (V.11)$$

Avec

C_{pe} : Cote du plan d'eau.

C_{pe} : Cote piézométrique du N2 .

$\Delta H_{\text{Pompe-N2}}$: Perte de charge entre la conduite et N2 .

HMT_{pompe} : Hauteur d'élévation de la pompe

D'où $C_{pN2} = C_{pe} + HMT - \Delta h_{\text{pompe-N2}}$

$$A.N : C_{pN2} = 335,58 + 197,793 - 27,873 = 505,51 \text{ m}$$

$$PN2 = C_{pN2} - C_{tN2} = 505,51 - 501,235 = 4.27 \text{ m}$$

V.5.3.3 Dimensionnement du conduits (N2-T3) et (N2-T1)

Calcul de la charge disponible entre T-1 et N2

$$\Delta h_{N2-T1} = C_{pN2} - C_{TP_{T1}} \tag{V.10}$$

A.N $\Delta h_{N2-T1} = 505,51 - 497,5 = 8.01m$

Calcul du diamètre du tronçon N2-T1

$$D_{cal} = m \sqrt{\frac{k \cdot l \cdot Q^\beta}{\Delta H_T}} \tag{V.12}$$

Tableau V 4: Coefficients K, m,β pour différents types du tuyau

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0.00179 à 0.1735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Plastique	0.001052	4.772	2

A.N $D_{cal N2-T1} = 0,189m$

$DN_{N2-T1} = 200 \text{ mm}$

$V_{N2-T1} = 1,82m/s$

Calcul de la charge disponible entre T-3 et N2

A.N $\Delta h_{N2-T3} = 505,51 - 503,5 = 2.01m$

Calcul du diamètre du tronçon N2-T3 on utilise la formule (V.12)

$D_{cal N2-T3} = 0,134m$

$DN_{N2-T3} = 150 \text{ mm}$

$V_{N2-T3} = 4.5 \text{ m/s}$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini six forages pour alimenter l'agglomération. Nous avons choisi un réseau d'adduction par refoulement ramifié pour desservir les deux réservoirs de stockage. De plus, nous avons dimensionné nos réseaux d'adduction de manière économique afin de garantir le transport du débit nécessaire à l'approvisionnement en eau potable de l'agglomération.

Chapitre VI : Etude du Pompage et protection anti-bélier

Introduction

L'étude du pompage permet de sélectionner la pompe la plus appropriée pour notre réseau de distribution d'eau, lequel est composé de dispositifs hydrauliques conçus pour élever l'eau à des altitudes supérieures. Ce processus est fondamental pour le transfert de liquides d'un niveau inférieur à un niveau supérieur, tout en respectant les contraintes topographiques. De plus, l'étude de la protection anti-bélier pour ce système garantit le bon fonctionnement du réseau et de la pompe, dont l'efficacité ne repose pas seulement sur la qualité des pompes et des équipements, mais également sur la conception, l'implémentation et l'exploitation de l'installation.

VI.1 Choix du type de pompe

Le choix du type de pompe est effectué en prenant en compte les critères suivants :

- Garantir le débit requis (Q) et la hauteur manométrique totale (HMT) avec un rendement optimal.
- Vérifier l'absence de cavitation.
- Réduire l'encombrement et le poids de l'installation.
- Privilégier une vitesse de rotation élevée.
- Minimiser la puissance absorbée.
- Avoir un meilleur rendement.

VI.2 Choix du nombre de pompes

Voici les critères pour déterminer le nombre de pompes nécessaires dans un système de distribution d'eau:

- Nombre de pompes minimal (n).
- Meilleur rendement.
- (NPSH)_r minimale.
- Puissance absorbée minimale.

- Respect des exigences de débit et de hauteur manométrique totale.
- Vitesse de rotation élevée.
- Faible encombrement et poids.

VI.3 Choix du type d'installation :

Le choix du type d'installation dépend du niveau dynamique de la nappe phréatique : Lorsque la nappe est relativement proche de la surface du sol (à une profondeur de 5 à 6 m), on utilise station de pompage. Pour une profondeur supérieure à 6 m par rapport au niveau du sol, on opte pour des groupements puits uniques des pompes centrifuges à axe vertical

Dans le cas de nos forages, le niveau dynamique se situe à une profondeur supérieure à 6 m. Par conséquent, nous choisirons des groupements puits uniques, chaque forage étant équipé d'un groupe.

VI.4 Groupements puits :

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge couplée à un moteur électrique par un accouplement rigide. Ils sont spécifiquement conçus pour une installation verticale stationnaire, immergée dans l'eau, bien que leur configuration permette également une installation horizontale. Un module d'aspiration, situé entre la pompe et le moteur, est muni d'une crépine d'aspiration, garantissant la filtration des particules grossières et assurant ainsi la protection de la pompe contre les impuretés présentes dans le fluide pompé.

VI.5 Choix des pompes :

Dans notre étude, nous avons identifié six forages présentant des caractéristiques distinctes. Pour chacun de ces puits, nous avons choisi une pompe à l'aide d'un logiciel caprari.

VI.5.1 Les différentes variantes de pompes possibles du forage F1,F2,F3,F4,F5 et F6 :

Les forages du réseau possèdent des débits et des caractéristiques distincts représentés dans le tableau I 7. Par conséquent, nous avons choisi des pompes spécifiques, adaptées à chaque forage. Les caractéristiques de ces pompes sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI 1: Différentes variantes des pompes du F1, F2,F3,F4,F5 et F6

Nom de forage	Type du pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	H (m)	Rendement %	Vitesse (Tr/min)	Puissance absorbée (kw)	NPSHr (m)
F2	E9S55/10A+MC8125	29.8	207	258	78.9	2900	77	4.65
F3	E8S55/11K+MC870	16.7	198	238	72.6	2900	44.6	2.49
F4	E8S55/11K+MC870	16.7	198	238	72.6	2900	44.6	2.49
F5	E8S55/11K+MC870	16.7	198	238	72.6	2900	44.6	2.49
F6	E8S55/11K+MC870	16.7	198	238	72.6	2900	44.6	2.49

Avec

HMT : Hauteur pratique d'élévation d'une pompe

H : Hauteur d'élévation théorique d'une pompe

NPSHr : Hauteur Nette Positive d'Aspiration requise

Après une évaluation approfondie des critères de sélection et du choix de la pompe pour chaque forage, cette dernière se distingue par sa capacité à satisfaire non seulement les exigences en termes de débit et de hauteur manométrique totale nécessaires pour l'agglomération, mais aussi par ses performances exceptionnelles. Avec un rendement optimal, un NPSH requis minimal et une consommation d'énergie particulièrement faible, cette pompe représente la solution idéale, combinant efficacité maximale et économies d'énergie. Les courbes caractéristiques de chaque pompe sont présentées ci-après.

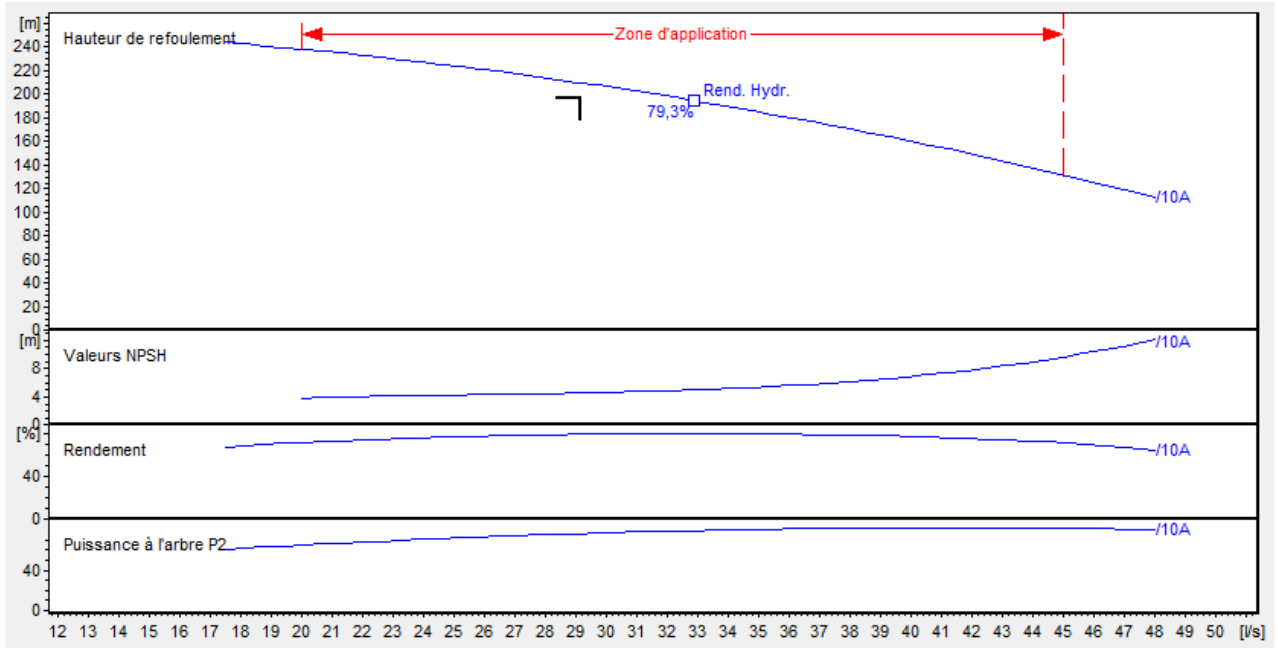


Figure VI 1: Courbe caractéristique de la pompe du F2.

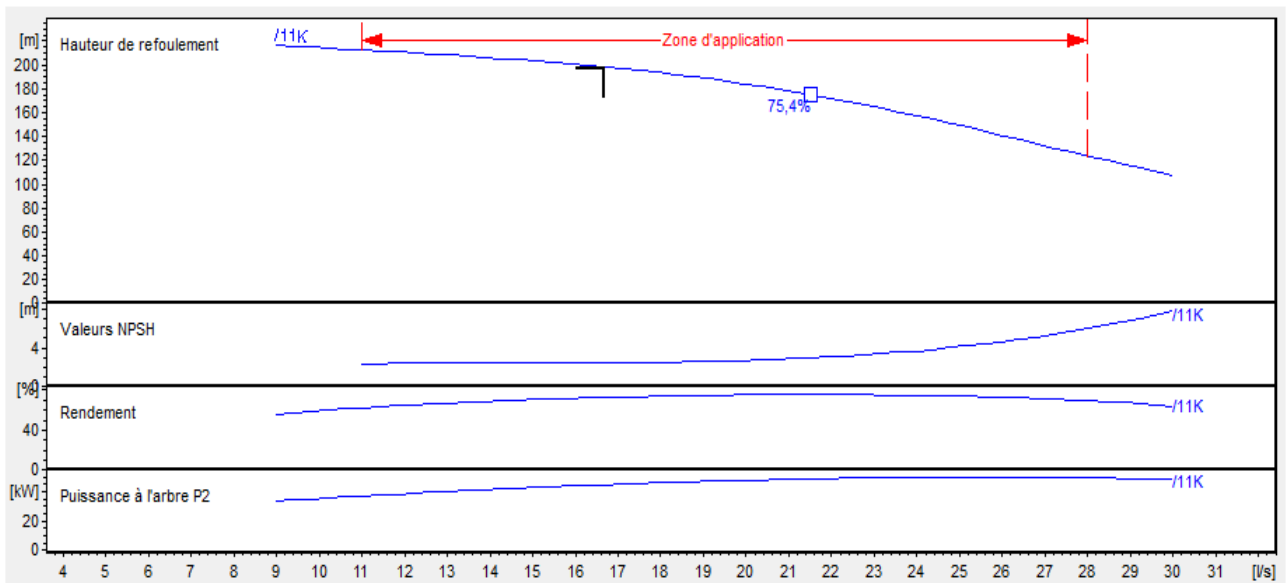


Figure VI 2: Courbe caractéristique des pompes du F3, F4, F5 et F6.

VI.6 Protection des conduites contre le coup de bélier

Après avoir finalisé l'étude de pompage et sélectionné les pompes répondant aux critères techniques, notamment le débit et la hauteur manométrique totale, il est crucial de protéger les canalisations contre les effets du régime transitoire et la corrosion une fois celles-ci mises en place. Cette protection est indispensable pour assurer leur stabilité structurelle et leur durabilité à long terme. L'objectif est de développer une approche scientifique pour l'analyse du coup de

bélier dans ce système d'adduction, afin de concevoir des mesures de protection efficaces contre ce phénomène.

VI.7 Les causes du coup de bélier:

- Le démarrage ou l'arrêt des pompes dans les conduites sous pression par refoulement..
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'alimentation en eau potable (AEP).
- L'arrêt soudain d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Le démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- La fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

VI.8 Les risques associés au coup de bélier:

VI.8.1 Surpressions élevées :

Les surpressions provoquent des niveaux de pression qui dépassent de manière significative la pression de service, augmentant ainsi le risque de fissures et de ruptures des conduites. Ces surpressions se manifestent plus fréquemment aux points bas des réseaux de conduites.

VI.8.2 Pressions négatives :

Elles surviennent soit après une surpression importante, soit en raison d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression descend en dessous de -10 mètres de colonne d'eau (m.c.e.), cela peut provoquer l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le détachement de la couche interne protectrice.

VI.8.3 Fatigue des conduites :

Elle résulte de l'alternance entre surpressions et dépressions, causant des dommages structurels progressifs à la conduite.

VI.9 Moyens de protection contre le coup de bélier :

VI.9.1 Les réservoirs d'air :

Leur fonction principale est d'amortir les variations de pression (surpressions et dépressions) afin de limiter la fatigue mécanique des conduites. Ils assurent également l'alimentation en fluide après l'arrêt de la pompe.

Avantages:

- Bon fonctionnement;
- Bonne sécurité;
- Pas de pertes d'eau

Inconvénient:

- Possibilités d'installation limitées.
- Ouvrage coûteux
- (hauteur généralement très développée).

VI.9.2 Les ventouses :

Leur rôle principal est d'évacuer l'air emprisonné dans les conduites et de permettre l'admission d'air lors des phases de vidange ou en cas de cavitation au niveau des points hauts du système. Les ventouses contribuent à l'atténuation du coup de bélier d'environ

VI.9.3 Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est utilisé comme protection contre les dépressions dans un système hydraulique. Monté sur l'arbre du groupe de pompage, il permet de maintenir l'alimentation en liquide même en cas d'arrêt du moteur qui actionne la pompe, en libérant l'énergie qu'il a accumulée lors du fonctionnement normal. En restituant cette énergie au moment de la disjonction, il prolonge le temps d'arrêt du système, réduisant ainsi l'intensité du coup de bélier. Cependant, au démarrage, le groupe électropompe équipé d'un volant d'inertie consomme davantage d'énergie.

Avantages :

- Dispositif économique
- Efficace pour des installations avec des arrêts peu fréquents

Inconvénients :

- Consommation d'énergie supplémentaire
- Inadapté pour les stations avec des démarrages fréquents%.

VI.10 Présentation du système d'adduction projeté :

Le système d'adduction d'eau que nous proposons fonctionne avec un réseau de refoulement ramifié, utilisant une conduite en PEHD de 250 mm de diamètre sur une longueur de 1896 mètres. Cette conduite est connectée, au point de ramification N2, à deux autres conduites : N2-T3 et N2-T1, mesurant respectivement 25 m et 1022 m, et transportant des débits de $Q_1 = 0,069 \text{ m}^3/\text{s}$, $D=300\text{mm}$ et $Q_2 = 0,049 \text{ m}^3/\text{s}$, $D=25$. Les réservoirs T3 et T1, de type semi-enterré, sont situés à des altitudes de 500 m et 494 m. Le point de ramification N2 se trouve à une altitude de 501,235 m. Le débit total $Q_p = Q_1 + Q_2$ Est acheminé par des pompes immergées.

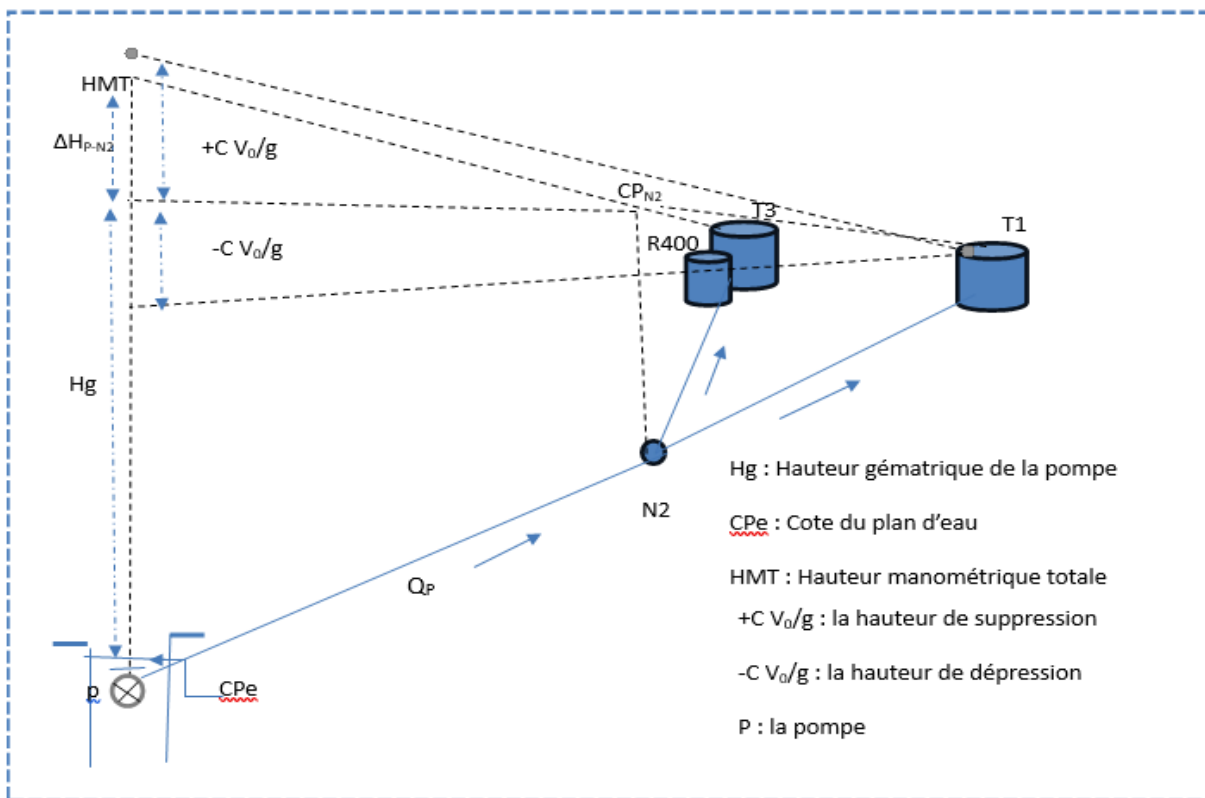


Figure VI 3: Schéma du système d'adduction en refoulement

VII.10.1 Comportement du phénomène transitoire au niveau du nœud N2

Le nœud N2, comme point de ramification, montre une cote piézométrique (C_pN) commune aux deux conduites N2-T3 et N2-T1. Suite à l'arrêt inopiné de la pompe "P", une onde de dépression "F1" se propage du point "P" vers le point N2 avec une célérité "c". Arrivée au point "N2", cette onde "F1" donne naissance à trois ondes filles (F) à savoir : F2 T1 ; F3 T3 et f1 P. L'onde réfléchiée "f1" arrive au niveau de la pompe avec une intensité réduite sous l'influence du nœud N2

Avant que l'onde F1 n'atteigne le point N2 de ramification, la pression d'arrivée est P_{arr} . Au niveau de ce point, cette pression transmet des pressions dans les trois directions, à la suite d'une variation double de débit ($2\Delta Q$) au point ouvert qui est le point de ramification. Or cette pression à l'arrivée n'est autre que le coup de bélier engendré :

$$P_{arr} = \frac{c_1 2\Delta Q}{2Si} = \frac{c_1 V_{01}}{g} \quad (VI.1)$$

Chaque pression ne pourra être engendrée que par une variation de débit, en s'inspirant de l'équation de continuité on peut écrire

$$\frac{2gS_1}{c_1} P_{arr} = \frac{gS_3}{c_3} P_3 + \frac{gS_2}{c_2} P_2 + \frac{gS_1}{c_1} P_1 \quad (VI.2)$$

P_1 , P_2 , P_3 représentent pour P_{arr} des pressions transmises par cette dernière. On peut considérer en premier lieu que $P_1=P_2=P_3=P_t$ uniquement au point de ramification, juste avant la modification de l'onde, on peut écrire

$$2g \frac{S_1}{c_1} P_{arr} = \left(\frac{gS_1}{c_1} + \frac{gS_2}{c_2} + \frac{gS_3}{c_3} \right) P_t \quad (VI.3)$$

$$p_t = \left[\frac{2 \frac{S_1}{c_1}}{\frac{S_1}{c_1} + \frac{S_2}{c_2} + \frac{S_3}{c_3}} \right] p_{arr} \quad (VI.4)$$

D'une façon générale au point de ramification (signe arbitraire)

$$P_t = P_{arr} + P_r \quad (VI.5)$$

$$P_r = P_t - P_{arr} \quad (VI.6)$$

$$p_r = \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1}}{\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3}} - 1 \right] p_{arr} \quad (VI.7)$$

En conclusion, nous pouvons dire qu'à la suite de l'arrêt de la pompe, l'onde F1 génère une dépression Parr, laquelle produit des pressions transmises Pt2 et Pt3, associées respectivement aux ondes F2 et F3, ainsi qu'une pression Pr due à une onde réfléchie f1, qui revient vers le point "P" et entraîne une surpression atténuée "Pr" au niveau du nœud N2. Par conséquent, la conduite nécessitant une protection est celle reliant la pompe "P" au nœud N2, exposée à la fois à une dépression Parr et à une surpression réfléchie Pr. En négligeant les pertes de charge, on peut écrire :

$$H_{min} = H_g + 10 - P_{arr} \quad (VI.8)$$

$$H_{max} = H_g + 10 + P_r \quad (VI.9)$$

$$H_{min} = H_g + 10 - \frac{V_{01} * C}{g} \quad (VI.10)$$

$$H_{min} = H_g + 10 - \left[\frac{2 \frac{s_1}{c_1}}{\frac{s_1}{c_1} + \frac{s_2}{c_2} + \frac{s_3}{c_3}} - 1 \right] p_{arr} \quad (VI.11)$$

VI.11 Calcul de la célérité d'onde :

La vitesse de l'onde élastique dépend du fluide en écoulement (dans ce cas, de l'eau), des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur), ainsi que du sol environnant. Pour une conduite rigide, cette vitesse correspond à celle de propagation de l'eau. Cependant, lorsqu'on prend en compte la déformation de la conduite, la vitesse de propagation diminue.

Cette vitesse est donnée par une formule publiée par M. B. Salah, qui intègre l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)r E_s + E_m e_m (1-v_s)}}} \quad (VI.12)$$

La célérité de l'onde correspond à la vitesse de propagation d'une perturbation de pression à travers un fluide dans une conduite. La formule traditionnelle pour déterminer cette célérité C dans une conduite par la relation de Joukowsky .

Avec :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{kD}{E.e}}} \quad \text{(VI.13)}$$

C : Célérité en [m/s]

K : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

em : Epaisseur de la conduite (m)

r : Rayon intérieur de la conduite (m)

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

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

Em : Le module de Young du matériau de la conduite $E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal.

Es : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

Dans ce projet, les conduites sont en PEHD avec pression nominale de 20 bar, et pour ce type de conduite, le diamètre normalisé est égal au diamètre extérieur.

Tableau VI 2: Célérités d'onde dans les conduites du réseau de refoulement

Tronçon	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Célérité d'onde avec effet du sol (m/s)	Célérité d'onde sans effet du sol (m/s)
pompe-N2	2120	0,117	194,2	250	27,9	721,6841742	428,1593275
N2-T-3	25	0,069	139,8	150	18,1	699,9793072	408,246215
N2-T-1	1023	0,049	184	200	25,2	711,6140727	418,9086166

Après avoir calculé la célérité de l'onde à l'aide des deux méthodes, j'ai vérifié si le réseau de distribution est protégé contre les coups de bélier.

Tableau VI 3: Les valeur du coup de bélier

	Pression arrive(m)	Pression réfléchie(m)	H0(m)	H min(m)	H max(m)
Avec effet du sol	290,734	-52,886	177,92	-112,81	125,03
Sans effet du sol	172,486	-32,312	177,92	5,43	145,61

Notre réseau d'adduction n'est pas protégé contre les coups de bélier. C'est pourquoi nous avons prévu de le sécuriser en intégrant un réservoir d'air .

VI.12 Calcul du volume du réservoir anti bélier :

Le calcul d'un réservoir d'air vise à déterminer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites de refoulement, ainsi que le volume du réservoir d'air. Différentes méthodes de calcul peuvent être utilisées :

VI.12.1 Méthode PUECH et MEUNIER :

Cette méthode, appliquée à l'aide de divers abaques disponibles, produit des résultats avec une précision de l'ordre de 10%, ce qui est suffisant pour un dimensionnement industriel et les grandes installations.

Nous allons s'intéresser au tronçon pompe-N2

La pression de service absolue (m)

$$H_{abs} = HMT + 10 \quad (VI.17)$$

A.N $H_{abs} = 207,8$ m

Caractérise les pertes de charge (en fonction de la nature de la conduite):

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VI.18)$$

A.N $K = 0$ m

Caractérise la conduite de refoulement

$$A = \frac{C * V_0}{g * H_0} \quad (VI.19)$$

A.N $A = 1$ m

B : caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

$$B = \frac{U_{cdt} * V_0}{g * H_{abs} * U_0} \quad (VI.20)$$

Avec :

- U_{cdt} : volume de la conduite : $V_{cdt} = L.S$
- L : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;
- S : section de la conduite de refoulement (m^2) ;
- U_0 : volume d'air initial (m^3) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Après avoir calculé K et A , nous superposons la famille de courbes B avec le résultat obtenu pour B . Le volume d'air en fonctionnement normal est déterminé par la relation suivante :

$$U_0 = \frac{L * S * V_0^2}{g * H_{abs} * B} \quad (VI.21)$$

Le volume d'air maximum est assimilé à la pression minimale, Sur le graphique obtenu, on peut obtenir la valeur de P_{min} / H_0 .

Avec l'évolution du volume d'air, nous aurons :

$$H_{abs} * U_0^{1,2} = P_{min} * U_{max}^{1,2} \quad (VI.22)$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1/1,2} \quad (VI.23)$$

- U_{max} : étant le volume d'air en fin de détente,
- P_{min} : pression minimale (m),
- H_{abs} : la pression de service absolue (m),

Calcule du volume totale :

$$V_{totale} = 1,3 * U_{max} \quad (VI.24)$$

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER, les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI 4: Détermination du B pour le conduit du reforment

Z (m)	399,82	400,68	405,25	420,76	488,26	490,31	477,16	501,46
X (m)	0,00	250,66	537,38	673,04	1225,87	1548,87	1761,72	2070,26
DZ+10/Hg+10	0,06	0,06	0,09	0,17	0,55	0,56	0,49	0,62
X/L	0,00	0,12	0,26	0,33	0,59	0,75	0,85	1,00

De l'abaque on choisit les courbes de B adéquate pour chaque tronçon, et on obtient les valeurs de Pmin associés

B= 1

$P_{\min}/H_0 = 0,58$

Ainsi, la formule (VI.21) a été appliquée et nous avons calculé **U0**.

A.N $U_0 = 0.48 \text{ m}^3$

Ensuite, après avoir appliqué la formule (VI.23), nous avons calculé **Umax**.

A.N $U_{\max} = 0.86 \text{ m}^3$

Le volume total du réservoir d'air est déterminé par la relation (VI.23), suivante :

A.N $V_{\text{totale}} = 1,12 \text{ m}^3$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exploré les principes fondamentaux pour une conception optimale des pompes. Nous avons ensuite examiné en profondeur les composants hydrauliques essentiels à leur fonctionnement. Notre choix s'est porté sur des pompes immergées à axe vertical, motorisées. Enfin, pour protéger nos pompes contre les coups de bélier, nous avons utilisé la méthode de PEUCH et MENIER pour calculer les volumes des réservoirs d'air dans la conduite de refoulement principale.

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction

L'étude de l'organisation d'un chantier est une méthode précise et efficace visant à assurer l'exécution des travaux de qualité dans les délais les plus courts et avec un coût minimal. Cela constitue l'objectif principal de ce chapitre. La planification d'un chantier est donc une technique essentielle pour garantir une réalisation économique, de haute qualité, tout en réduisant au maximum les délais de réalisation.

VII.1 Implantation des Tracés des Tranchées sur le Terrain :

VII.1.1 Matérialisation :

L'axe de la tranchée est défini sur le terrain par l'alignement de jalons disposés de manière rectiligne, avec un espacement régulier de 50 mètres. Ce processus est réalisé par la mesure des distances sur le plan en se référant à des points fixes ou des bornes préalablement établis. Ainsi, l'orientation des axes et leurs extrémités sont précises et bien déterminées.

VII.1.2 Nivellement :

Le nivellement consiste à mesurer les variations d'altitude entre plusieurs points situés sur une pente uniforme. En présence d'obstacles, le nivellement est effectué par cheminement. Ce procédé permet, grâce à un calcul simple, de déterminer la hauteur de chaque point et la profondeur correspondante de la tranchée à chaque emplacement.

VII.2 Excavation des Tranchées

Cette opération se déroule en deux phases distinctes :

VII.2.1 Excavation Mécanique :

L'excavation est réalisée de manière mécanique, en tenant compte des caractéristiques du sol. La profondeur minimale requise pour la tranchée est de 1,2 mètre, afin de : Maintenir une température stable de l'eau durant les périodes de forte chaleur.

Éviter d'interférer avec les activités agricoles ou autres travaux du sol. Protéger les canalisations contre les risques de gel. La largeur de la tranchée est déterminée de manière à permettre un travail sans contrainte pour un opérateur, et elle doit être ajustée en fonction du diamètre des conduites à installer.

Ainsi, l'excavation requiert la détermination précise de plusieurs paramètres essentiels tels que :

-La profondeur de la tranchée (h).

VII.2.1.1 Profondeur (H)

La profondeur de la tranchée est directement liée au diamètre de la conduite, et elle est déterminée par l'expression suivante :

$$H = D + h + h_1 \quad (\text{VII.1})$$

VII.2.1.2 Largeur de la Tranchée

La largeur de la tranchée doit être suffisante pour assurer une installation correcte de la conduite, faciliter les opérations et permettre un compactage efficace du remblai. Elle est calculée en fonction du diamètre de la conduite, en ajoutant un espace de 30 cm à 40 cm de chaque côté de celle-ci :

$$b = D + 2 \cdot (30 \text{ à } 40) \quad (\text{VII.2})$$

VII.2.1 Section de la tranchée

Les sections des tranchées ont une forme rectangle, et leur aire est la suivante :

$$S_t = B \times h \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- **H** : profondeur de la tranchée (m) ;
- **D** : diamètre de la conduite (m) ;
- **h** : Hauteur supérieure de la canalisation.
- **h₁** : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1 \text{ à } 0,2 \text{ m}$.
- **b** : largeur de la tranchée (m) ;

VII.2.2 Enlèvement de la Terre Végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, il est essentiel de réaliser le décapage de la couche de terre végétale sur une faible profondeur. Le volume de cette couche à retirer est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{ev} = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

V_{ev} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur totale des tranchées en (m)

b : largeur de la couche végétale en (m)

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Tableau VII 1: Volume de décapage

Réseau	Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre nominalisé(mm)	B	$V_{ev}(m^3)$
Distribution	P1	100	180	2,4	24
	P2	153	280	3,4	52,02
	P3	100	180	2,4	24
	P4	167	280	3,4	56,78
	P5	161	280	3,4	54,74
	P6	1256	75	1,35	169,56
	P7	352	75	1,35	47,52
	P8	156	110	1,7	26,52
	P9	371	90	1,5	55,65
	P10	141	180	2,4	33,84
	P11	655	355	4,15	271,825
	P12	359	280	3,4	122,06
	P13	381	110	1,7	64,77
	P14	850	90	1,5	127,5
	P15	673	200	2,6	174,98
	P16	383	200	2,6	99,58
	P17	201	280	3,4	68,34
	P18	374	280	3,4	127,16
	P19	385	180	2,4	92,4
Adduction	Pompe-N2	2120	250	3,1	587,76
	N2-T-3	25	150	1,85	189,2
	N2-T-1	1023	200	2,6	174,98

Le Volume de décapage totale est : 2057,425m³

VII.3 Déblai d'excavation :

C'est le volume de déblai extrait lors de creusement de tranchée, el est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{Déblais}} = H_{\text{tr}} \times b \times L \quad (\text{VII.5})$$

$V_{\text{Déblais}}$: Le volume de déblais (m³).

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

b : la largeur de la tranchée (m).

L : la longueur de la tranchée (m).

Le tableau représente le volume de déblai pour les réseaux de distribution et d'adduction

Tableau VII 2: Volume de déblai

Réseau	Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre nominalisé(mm)	Htr (m)	V déblai(m ³)
Distribution	P1	100	180	1,28	307,2
	P2	153	280	1,38	717,876
	P3	100	180	1,28	307,2
	P4	167	280	1,38	783,564
	P5	161	280	1,38	755,412
	P6	1256	75	1,175	1992,33
	P7	352	75	1,175	558,36
	P8	156	110	1,21	320,892
	P9	371	90	1,19	662,235
	P10	141	180	1,28	433,152
	P11	655	355	1,455	3955,0538
	P12	359	280	1,38	1684,428
	P13	381	110	1,21	783,717
	P14	850	90	1,19	1517,25
	P15	673	200	1,3	2274,74
	P16	383	200	1,3	1294,54
	P17	201	280	1,38	943,092
	P18	374	280	1,38	1754,808
	P19	385	180	1,28	1182,72
Adduction	Pompe-N2	2120	250	1,65	7934.76
	N2-T-3	25	125	1,23	6,15
	N2-T-1	1023	200	1,3	2316,11

Donc le volume total de déblai est 24550,83m³

VII.4 Volume de Remblai :

Le volume de remblai est déterminé en soustrayant du volume des déblais le volume occupé par la conduite, le volume du lit de sable, ainsi que le volume de l'enrobage. Ce calcul est effectué de la manière suivante :

$$\mathbf{V \text{ remblais} = V \text{ déblais} - V_s - V_e - V_c} \quad \mathbf{(VII.6)}$$

Avec :

V déblais : Volume de déblais (m³).

V_s : volume du lit du sable (m³).

V_e : volume de l'enrobage ((m³).

V_c : Volume de la conduite (m³).

VII.4.1 Volume du lit de sable :

Le lit de sable, ayant une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée, aura un volume qui peut être calculé comme suit :

$$\mathbf{V_s = e_s \times b \times L} \quad \mathbf{(VII.7)}$$

Avec :

V_s : Volume de lit de sable (m³)..

E_s : épaisseur de sable (m). E_s = 10 cm

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

VII.4.1 Volume de l'enrobage :

Le volume de sable ajouté sous les canalisations, avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée, peut être calculé comme suit :

$$V_e = e \cdot b \cdot L \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

V_e : Volume d'enrobage (m³) .

e : épaisseur de l'enrobage (m).

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

VII.4.3 Volume de la conduite :

Après l'excavation des déblais de la tranchée et l'installation du lit de sable, la conduite doit être posée. Connaître la section de la conduite est essentiel pour calculer le volume des remblais. Ce volume peut être déterminé en utilisant la relation suivante.

$$V_c = \frac{L \cdot \pi D^2}{4} \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

V_c : Volume de la conduite (m³).

L : longueur de tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII 3 : Calcul du volume de remblai

Réseau	Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre nominalisé(mm)	V déblai (m ³)	V _s (m ³)	V _e (m ³)	V _c (m ³)	V remblai(m ³)
Distribution	P1	100	180	307,2	24	24	2,54	256,66
	P2	153	280	717,876	52,02	52,02	9,42	604,42
	P3	100	180	307,2	24	24	2,54	256,66
	P4	167	280	783,564	56,78	56,78	10,28	659,73
	P5	161	280	755,412	54,74	54,74	9,91	636,02
	P6	1256	75	1992,33	169,56	169,56	5,55	1647,66
	P7	352	75	558,36	47,52	47,52	1,55	461,77

Réseau	Tuyaux	Longueurs (m)	Diamètre nominalisé(mm)	V déblai(m ³)	Vs(m ³)	Ve(m ³)	Vc(m ³)	V remblai(m ³)
Distribution	P8	156	110	320,892	26,52	26,52	1,48	266,37
	P9	371	90	662,235	55,65	55,65	2,36	548,58
	P10	141	180	433,152	33,84	33,84	3,59	361,89
	P11	655	355	3955,0538	271,825	271,825	64,8	3346,6
	P12	359	280	1684,428	122,06	122,06	22,09	1418,21
	P13	381	110	783,717	64,77	64,77	3,62	650,56
	P14	850	90	1517,25	127,5	127,5	5,4	1256,85
	P15	673	200	2274,74	174,98	174,98	21,13	1903,65
	P16	383	200	1294,54	99,58	99,58	12,03	1083,35
	P17	201	280	943,092	68,34	68,34	12,37	794,04
	P18	374	280	1754,808	127,16	127,16	23,02	1477,47
	P19	385	180	1182,72	92,4	92,4	9,79	988,13
Adduction	Pompe-N2	2120	250	7934,76	587,76	587,76	93,02	6666,22
	N2-T-3	25	125	39,65625	3,375	3,375	0,11	32,8
	N2-T-1	1023	200	2316,1075	189,07	189,07	12,54	1925,43

Donc le volume total de remblai est 27243,07 m³

VII.5 Calcul des volumes des travaux des réservoirs projetés :

Le réservoir projeté d'une capacité de 1000 m³ a un diamètre intérieur de 14 m et une hauteur de 6.5 m.

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir : 0,45 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,45*0,35 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;

- La chambre de manœuvre aura les dimensions suivantes :
- La longueur est de 12 m ;
- La largeur est de 8 m ;
- La hauteur est de 6.5 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,25 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m.
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m2) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m2).

VII.5.1 Volume du décapage :

$$V_{dec} = \left(\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right) * e_{dec} \quad (VII.10)$$

Avec :

- **Vdec** : volume total des décapages (m3) ;
- **D** : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;
- **Dext** : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),
- **Lexc** : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- **lexc** : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- **e_{dec}** : épaisseur de décapage (m), $e = 0.2$ m

Tableau VII 4: Volume de décapage de réservoir projeté.

	D int (m)	Dext (m)	Dexc (m)	Lexc (m)	lexc (m)	e _{dec}	Vdec (m ³)
Réservoirs Projetés	14	15	17	12	8	0.2	64.57

VII.5.2 Volume total des déblais

Correspond à la somme des volumes des déblais des réservoirs et de leurs chambres de manœuvre.

$$V_{dec} = \left(\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right) * h_{exc} \quad (VII.11)$$

Avec :

- **Vd** : Volume total des déblais (m3) ;
- **Dexc**: Diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;
- **Dext** : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;
- **Lexc** : Longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- **lexc**: Largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- **hexc**: profondeur d'excavation (m) .hexc=2m

Tableau VII 5: Volume de déblai de réservoir projeté.

	Dexc (m)	Lexc (m)	lexc (m)	hexc (m)	Vd (m ³)
Réservoirs Projetés	17	12	8	2	645,73

VII.5.3 Volume de tout venant :

La formule suivante permettra de déterminer le volume du tout-venant :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * h_{tv} \quad (VII.12)$$

Avec :

- **V_{tv}**: volume du tout-venant (m3) ;
- **h_{tv}**: épaisseur de la couche du tout-venant (m), $h_{tv} = 0,3$ m ;
- **D_{exc}**: diamètre d'excavation (m),

Tableau VII 6: Volume de tout venant de réservoir projeté

	Dexc(m)	h _{tv} (m)	V _{tv} (m ³)
Réservoirs projetés	17	0.3	68.06

VII.5.4 Volume de béton de propreté

Le volume du béton de propreté se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad (VII.13)$$

Avec :

- V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;
- D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1$;
- e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m.

Tableau VII 7: Volume de béton de propreté de réservoir projeté

	Dext (m)	D _{bp} (m)	e _{bp} (m)	V _{bp} (m ³)
Réservoirs Projeté	15	16	0.15	30.14

VII.5.5 Volume du béton armé

Les éléments de réservoir dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radier de réservoir ;
- Voile de réservoir ;
- Voile de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieures de réservoir ;
- Coupole de réservoir ;
- 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.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad \text{(VII.14)}$$

Avec :

- D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir (m) .
- D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m) .

- **H** : Hauteur de l'élément du réservoir (m) .

Tableau VII 8: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	Dext(m)	Dint(m)	H(m)	Vba
Radier	15		0,5	88,31
Voiles	14,5	14	6,5	72,71
Ceintures supérieures	14,5	14	0,5	5,59
Acrotères	14,5	14	0,5	5,59
			TOTAL	172,21

VII.5.6 Volume de béton armé de la coupole :

On calcule le rayon de la coupole en utilisant la formule suivante :

$$R_{moy} = \frac{f^2 + (\frac{D}{2})^2}{2*f} \quad \text{(VII.15)}$$

Avec :

- **R** : rayon de la coupole (m) ;
- **D** : diamètre du réservoir (m), D = 14 m ;
- **f** : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * R * \pi * f * e_c \quad \text{(VII.16)}$$

Avec :

- **V_c** : volume du béton armé de la coupole (m³) ;
- **e_c** : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,15 m.

Tableau VII 9: Calcul du volume armé de la coupole

D int (m)	R moy (m)	Vc (m ³)
14	17,08	24,14

VII.5.7 Volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté correspond à l'espace restant, après le coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites de l'excavation.

$$V_{\text{remblai}} = \frac{\pi \cdot (D_{\text{exc}}^2 - D_{\text{ext}}^2)}{4} * h_{\text{exc}} \quad \text{(VII.17)}$$

Avec :

- V_{remblai} : Volume du remblai compacté en (m³).
- D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir en m.
- h_{exc} : Profondeur d'excavation en m
- D_{exc} : diamètre d'excavation (m),

Tableau VII 10: Volume de remblai compacté

	D _{int} (m)	D _{ext} (m)	D _{exc} (m)	h _{exc} (m)	V _{rem} (m ³)
Réservoir projeté	14	15	17	2	100,48

VII.6 Devis estimatif d'établissement du projet :

Cette évaluation a pour objectif de quantifier toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet. Par la suite, ces quantités seront multipliées par le prix unitaire correspondant afin d'estimer le coût total du projet.

Tableau VII 11: Devis quantitatif et estimatif

Désignation des travaux	Unité	Quantité (m3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement				
Décapage	M ³	2057,43	250	514356,25
Volume déblai	M3	24550,83	450	11047873,39
Pose de lit de sable	M3	2473,45	400	989380
Remblais	M3	27243,07	1500	40864605
Conduits PEHD PN10				
Ø75	M	1633	749,48	1223900,84
Ø90	M	1221	1094,62	1336531,02

Désignation des travaux	Unité	Quantité (m3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Conduits PEHD PN10				
Ø110	M	537	1635,77	878408,49
Ø180	M	726	4176,34	3032022,84
Ø200	M	1056	5451,36	5756636,16
Ø280	M	1415	10071,05	14250535,75
Ø355	M	655	16229,55	10630355,25
Conduits PEHD PN 20				
Ø250	M	1896	11916,93	22594499,28
Ø200	M	383	7447,9	2852545,7
Ø150	M	25	2153,11	53827,75
2 réservoirs				
Déblais	M ³	1291,46	400	516584
Remblais	M3	200,96	1500	301440
Volume du décapage	M3	129,14	250	32285
Béton de propreté	M3	60,28	8000	482240
Béton armé	M3	392,7	45000	17671500
Volume tout venant	M3	136,12	600	81672
Somme				135111198,7
TVA19%				25671127,76
Totale				160782326,5

Devis en chiffre :

Le cout total de réalisation du projet du système d'alimentation en eau potable de notre agglomération est cent soixante millions sept cent quatre-vingt-deux mille trois cent vingt-six virgule cinq.

VII.7 Planification des travaux :

Planification des travaux : Avant d'entamer les travaux sur le chantier, il est essentiel d'établir un plan détaillé. Cette planification repose sur une étude théorique visant à déterminer la manière optimale d'utiliser la main-d'œuvre et les autres ressources. Plusieurs méthodes de planification peuvent être utilisées, notamment :

Méthode du réseau CPM : Cette méthode consiste à utiliser un réseau de nœuds et de flèches pour représenter les différentes tâches. Le flux à travers ce réseau symbolise le temps. L'objectif principal de cette planification est de s'assurer que toutes les tâches sont :

-Réalisées dans le bon ordre ;

- Accomplies sans retard, en respectant les échéances prévues ;
- Définies de manière claire avec leurs durées respectives ;
- Effectuées de la manière la plus économique possible, en optimisant l'utilisation des ressources disponibles

VII.7.1 Le réseaux de distribution et d'adduction

Tableau VII 12: Temps de réalisation des réseaux de distribution et d'adduction

Notation	Opération	Durée (J)
A	Décapage de la couche de goudron	17
B	Exécution des tranchées du réseau	60
C	Pose du lit de sable	25
D	Pose des conduites	45
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Remblayage des tranchées	35
G	Nivellement et compactage	25

Tableau VII 13: Les opération des travaux (précède, succède) du réseau de distribution et d'adduction

Operations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D,E
D	C	F
E	C	F
F	E,D	G
G	F	/

VII.7.2 Réservoir de stockage :

Les tâches liées à la réalisation du réseau d'adduction et de distribution, ainsi que leurs durées, sont détaillées dans le tableau VII.14

Tableau VII 14: Temps de réalisation du réservoir de stockage

Notation	Opération	Durée (J)
A	Installation de chantier	3
B	Excavation	10
C	Pose de tout venant	4
D	Pose de béton de propreté	4
E	Coulage du béton armé de radier	25
F	Coulage béton armé de la voile du réservoir	37
G	Construction des parois (cuve)	26
H	Construction du la ceinture supérieur	18
I	Construction de la coupole	22
J	Pose de l'étanchéité	10
K	Travaux de finition	8

Tableau VII 15: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier de réalisation du réservoir

Operations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I ,J
I	H	K
J	H	K
K	I ,J	/

VII.7.3 Détermination du chemin critique :

Les paramètres essentiels à l'exécution de cette méthode sont les suivants :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \quad (\text{VII.18})$$

$$\text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \quad (\text{VII.19})$$

Chemin critique : C'est le chemin qui détermine la durée totale du projet (DTP) en reliant les opérations possédant la marge totale nulle

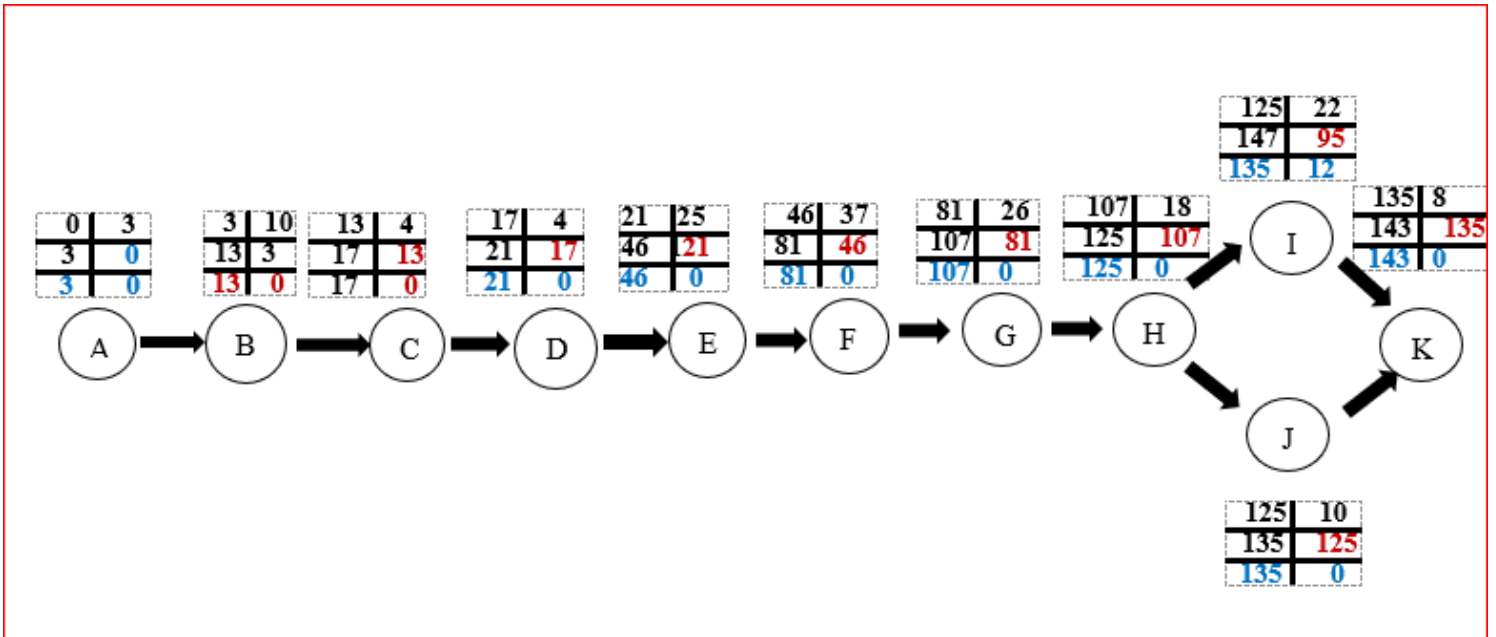


Figure VII 1: Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution

Chemin critique (A-B-C-E-F-G)

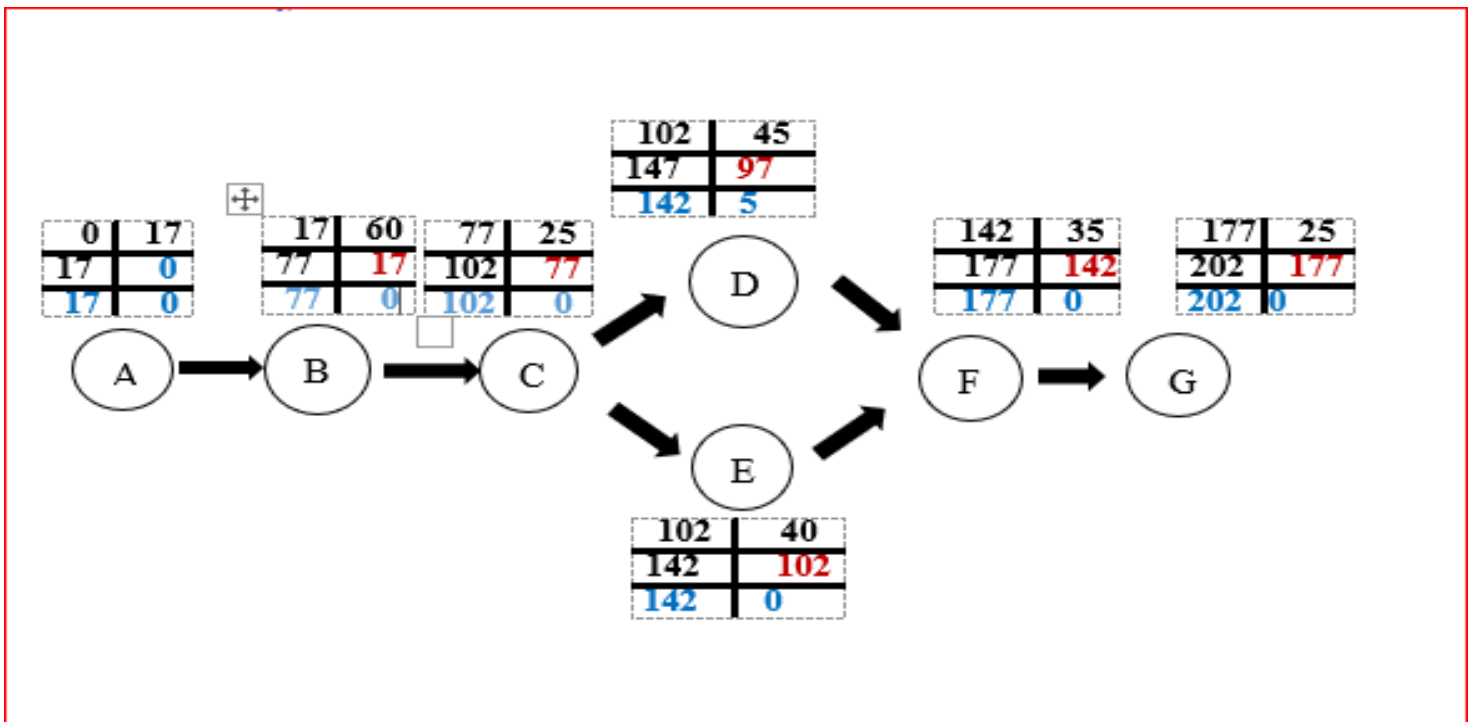


Figure VII 2: Réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir semi enterré

La durée totale pour la réalisation du réseau d'AEP est DTR = 202 jours.

Chemin critique  (A-B-C-D-E-F-G-H-J-K)

La durée totale pour la réalisation un réservoir est DTR = 143 jours

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évalué les volumes de travaux nécessaires afin d'estimer le coût total du projet, qui s'élève à environ 160782326,5DA. De plus, nous avons élaboré une planification détaillée des activités, indiquant une durée d'exécution estimée à environ 488 jours

Conclusion générale :

L'étude que nous avons menée a permis d'examiner en profondeur les défis liés au réseau d'adduction d'eau potable à Ain Sultan. L'analyse des ressources hydriques disponibles et des capacités de stockage a révélé une incapacité à garantir un approvisionnement en eau potable sécurisé pour la région à l'horizon 2054.

Pour remédier à ces problématiques, plusieurs solutions ont été proposées :

- La Conception d'un nouveau réseau de distribution de type maille, conçu pour équilibrer entre de vitesse et de pression admissible.
- La construction de trois forages accompagnés du choix de pompes adaptées pour combler le déficit hydrique, avec l'ajout de deux autres puits en prévision d'ici 2054.
- La création de deux nouveaux réservoirs afin de sécuriser l'approvisionnement en eau de la zone d'Ain Soltan jusqu'à 2054.
- Le dimensionnement précis du système d'adduction pour assurer le transfert efficace de l'eau depuis les puits jusqu'aux réservoirs.
- Le choix des pompes appropriées et la mise en place de mesures de protection du réseau contre les phénomènes de coup de bélier.

En fin, le projet de système d'alimentation en eau potable d'Ain Sultan constitue une initiative indispensable pour répondre aux besoins essentiels de la population en eau de qualité. Il marque une étape fondamentale vers l'amélioration des conditions de vie.

Références bibliographiques

[1] B. SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 2014

[2] DTR « Document Technique Réglementaire » ; CTH 2008

[3] Michel Carlier « hydraulique générale et appliquée » Edition Eyrolles

[4] Gude Epanet

[5] W. Mokrane « Cours de pompage et stations de pompes », 5^{ème} année. ENSH, Blida

[6] [Prix en Algérie de m de Tube en polyéthylène. Générateur de prix de la construction. CYPE Ingenieros, S.A. \(prix-construction.info\)](http://prix-construction.info)

[7] A. Dupont « Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles » Paris 1977

[8] GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI. « Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales. » Paris : EYROLLES, 1985

Annexe

Annexe N°1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

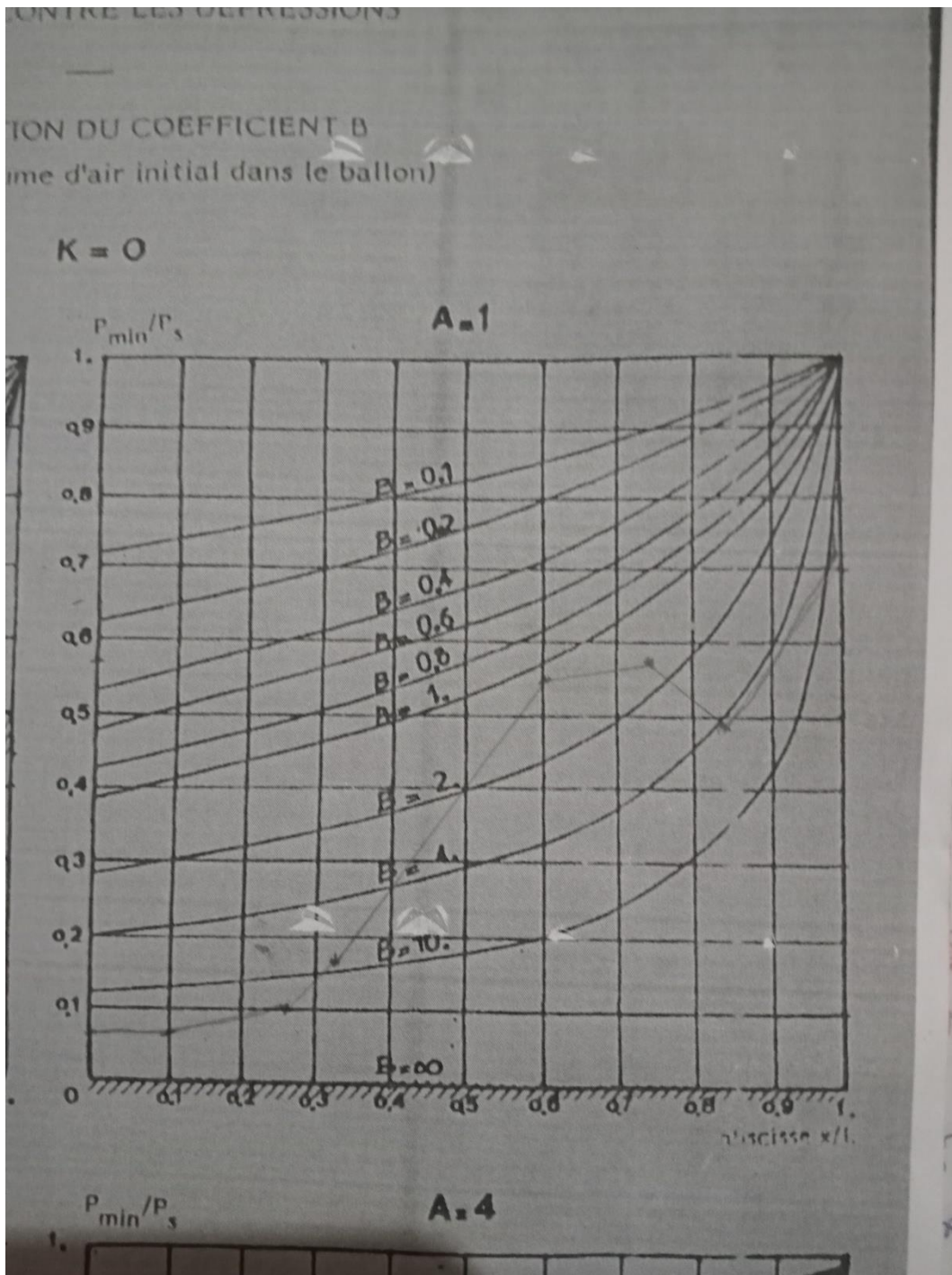
Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10 000	De 10 001 à 50 000	De 50 001 à 100 000	Plus de 100 000	Agglomération de type rural
0 – 1	1,00	1,50	3,00	3,35	0,75
1 – 2	1,00	1,50	3,20	3,25	0,75
2 – 3	1,00	1,50	2,50	3,30	1,00
3 – 4	1,00	1,50	2,60	3,20	1,00
4 – 5	2,00	2,50	3,50	3,25	3,00
5 – 6	3,00	3,50	4,10	3,40	5,50
6 – 7	5,00	4,50	4,50	3,85	5,50
7 – 8	6,50	5,50	4,90	4,45	5,50
8 – 9	6,50	6,25	4,90	5,20	3,50
9 – 10	5,50	6,25	5,60	5,05	3,50
10 – 11	4,50	6,25	4,80	4,85	6,00
11 – 12	5,50	6,25	4,70	4,60	8,50
12 – 13	7,00	5,00	4,40	4,60	8,50
13 – 14	7,00	5,00	4,10	4,55	6,00
14 – 15	5,50	5,50	4,20	4,75	5,00
15 – 16	4,50	6,00	4,40	4,70	5,00
16 – 17	5,00	6,00	4,30	4,65	3,50
17 – 18	6,50	5,50	4,10	4,35	3,50
18 – 19	6,50	5,00	4,50	4,40	6,00
19 – 20	5,00	4,50	4,50	4,30	6,00
20 – 21	4,50	4,00	4,50	4,30	6,00
21 – 22	3,00	3,00	4,80	4,20	3,00
22 – 23	2,00	2,00	4,60	3,75	2,00
23 – 24	1,00	1,50	3,30	3,70	1,00
Total	100	100	100	100	100

Annexe N° 2: diamètres intérieurs ; extérieure ; épaisseur et pression nominal

(Dimensions en mm)

SDR	33	26	21	17	13,6	11	9	7,4									
S	16	12,5	10	8	6,3	5	4	3,2									
Type	Pression Nominale, PN (bar)																
PE 40	-	-	-	4	-	6	-	10									
PE 80	4	5	6	8	10	12,5	16	20									
PE 100	5	6	8	10	12,5	16	20	25									
SN (kN/m^2)	2	4	8	16	32	64	80	128									
DN (Dext)	Épaisseurs Nominale (e) et Diamètre Intérieur (Di)																Pas nominal
	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	
20										2.0	16.0	2.3	15.4	3.0	14.0	15	
25									2.0	21.0	2.3	20.4	3.0	19.0	3.5	18.0	20
32						2.0	28.0	2.4	27.2	3.0	26.0	3.6	24.8	4.4	23.2	25	
40				2.0	36.0	2.4	35.2	3.0	34.0	3.7	32.6	4.5	31.0	5.5	29.0	32	
50			2.0	46.0	2.4	45.2	3.0	44.0	3.7	42.6	4.6	40.8	5.6	38.4	6.9	36.2	40
63			2.5	58.0	3.0	57.0	3.8	55.4	4.7	53.6	5.8	51.4	7.1	48.8	8.6	45.8	50
75			2.9	69.2	3.6	67.8	4.5	66.0	5.6	63.8	6.8	61.4	8.4	58.2	10.3	54.4	65
90			3.5	83.0	4.3	81.4	5.4	79.2	6.7	76.6	8.2	73.6	10.1	69.8	12.3	65.4	80
110			4.2	101.8	5.3	99.4	6.6	96.8	8.1	93.8	10.0	90.0	12.3	85.4	15.1	79.8	100
125			4.8	115.4	6.0	113.0	7.4	110.2	9.2	106.6	11.4	102.2	14.0	97.0	17.1	90.8	100
140			5.4	129.2	6.7	126.6	8.3	123.4	10.3	119.4	12.7	114.6	15.7	108.6	19.2	101.6	125
160			6.2	147.6	7.7	144.6	9.5	141.0	11.8	136.4	14.6	130.8	17.9	124.2	21.9	116.2	150
180			6.9	166.2	8.6	162.8	10.7	158.6	13.3	153.4	16.4	147.2	20.1	139.8	24.6	130.8	150
200			7.7	184.6	9.6	180.8	11.9	176.2	14.7	170.6	18.2	163.6	22.4	155.2	27.4	145.2	200
225			8.6	207.8	10.8	203.4	13.4	198.2	16.6	191.8	20.5	184.0	25.2	174.6	30.8	163.4	200
250			9.6	230.8	11.9	226.2	14.8	220.4	18.4	213.2	22.7	204.6	27.9	194.2	34.2	181.6	250
280			10.7	258.6	13.4	253.2	16.6	246.8	20.6	238.8	25.4	229.2	31.3	217.4	38.3	203.4	250
315	9.7	295.6	12.1	290.8	15.0	285.0	18.7	277.6	23.2	268.6	28.6	257.8	35.2	244.6	43.1	228.8	300
355	10.9	333.2	13.6	327.8	16.9	321.2	21.1	312.8	26.1	302.8	32.2	290.6	39.7	275.6	48.5	258.0	350
400	12.3	375.4	15.3	369.4	19.1	361.8	23.7	352.6	29.4	341.2	36.3	327.4	44.7	310.6	54.7	290.6	400
450	13.8	422.4	17.2	415.6	21.5	407.0	26.7	396.6	33.1	383.8	40.9	368.2	50.3	349.4	61.5	327.0	450
500	15.3	469.4	19.1	461.8	23.9	452.2	29.7	440.6	36.8	426.4	45.4	409.2	55.8	388.4			500
560	17.2	525.6	21.4	517.2	26.7	506.6	33.2	493.6	41.2	477.6	50.8	458.4	62.5	435.0			550
630	19.3	591.4	24.1	581.8	30.0	570.0	37.4	555.2	46.3	537.4	57.2	515.6	70.3	489.4			600
710	21.8	666.4	27.2	655.6	33.9	642.2	42.1	625.8	52.2	605.6	64.5	581.0	79.3	641.4			700
800	24.5	751.0	30.6	738.8	38.1	723.8	47.4	705.2	58.8	682.4	72.6	654.8	89.3	621.4			800
900	27.6	844.8	34.4	831.2	42.9	814.2	53.3	793.4	66.1	767.8	81.7	736.6					900
1000	30.6	938.8	38.2	923.6	47.7	904.6	59.3	881.4	73.5	853.0	90.8	818.4					1000
1200	36.7	1126.6	45.9	1108.2	57.2	1085.6	71.1	1057.8	88.2	1023.6							1200
1400	42.9	1314.2	53.5	1293.0	66.7	1266.6	83.0	1234.0	102.8	1194.4							1400
1600	49.0	1502.0	61.2	1477.6	76.2	1447.6	94.8	1410.4	117.5	1365.0							1600
1800	55.1	1689.8	68.8	1662.4	85.8	1628.4	106.6	1586.8									1800
2000	61.2	1877.6	76.4	1847.2	95.3	1809.4	118.5	1763.0									2000
2250	70.0	2110.0	86.0	2078.0	107.2	2035.6											2250
2500	77.7	2344.6	95.6	2308.8	119.1	2261.8											2500

Annexe 3 : coefficient B du conduit du refoulement



Annexe 4 : Prix du tube en PEHD 25 Bars (PE100)

Référence	DESIGNATION	Px ML HT
110220201	Tube PEHD PE100 Ø20	35,63
110220251	Tube PEHD PE100 Ø25	56,79
110220321	Tube PEHD PE100 Ø32	87,87
110220401	Tube PEHD PE100 Ø40	137,16
110220501	Tube PEHD PE100 Ø50	212,44
110220631	Tube PEHD PE100 Ø63	339,16
110220751	Tube PEHD PE100 Ø75	476,86
110090901	Tube PEHD PE100 Ø90	681,00
110091101	Tube PEHD PE100 Ø110	1 021,50
110091251	Tube PEHD PE100 Ø125	1 326,11
110091601	Tube PEHD PE100 Ø160	2 153,11
110092001	Tube PEHD PE100 Ø200	3 345,54
110092501	Tube PEHD PE100 Ø250	5 176,90
110093151	Tube PEHD PE100 Ø315	8 493,77
110094001	Tube PEHD PE100 Ø400	13 656,47
110095001	Tube PEHD PE100 Ø500	21 184,46
110096301	Tube PEHD PE100 Ø630	33 775,76
110097101	Tube PEHD PE100 Ø710	42 328,20
110098001	Tube PEHD PE100 Ø800	53 713,95