

Higher National School of Hydraulic

The Library

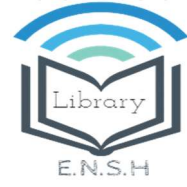
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'alimentation en eau potable des localités ELgourzi et Ain el Charef Commune de Ain Diss (w. Oum el Bouaghi).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-16

APA Citation (توثيق APA):

Labdi, Mouhammed larbi (2016). Etude de l'alimentation en eau potable des localités ELgourzi et Ain el Charef Commune de Ain Diss (w. Oum el Bouaghi)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation En Eau Potable

THEME :

Etude de l'alimentation en eau potable des localités ELGOURZI Et AIN EL

CHAREF Commune de AIN DISS W. OUM EL BOUGHI

Présenté par :

M^r : Labdi Mouhammed Larbi

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

<i>Nom et Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>
<i>M^{me} AMMOUR Fadhila.</i>	<i>M.A.A</i>	<i>Présidente</i>
<i>M^{me} KAHLERRAS Malika.</i>	<i>M.A.A</i>	<i>Examinatrice</i>
<i>M^{me} SALHI Chahrazed.</i>	<i>M.A.B</i>	<i>Examinatrice</i>
<i>M^r MERABTI Abdelaziz.</i>	<i>Doctorant</i>	<i>Examineur</i>
<i>M^{me} MEDDI Hind.</i>	<i>M.C.A</i>	<i>Promotrice</i>

Juin 2016

ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لكل من بلدية عين الشارف و القرزي، دائرة عين الديس ولاية ام البواقي، هذه الدراسة تهدف إلى التعرف على جميع الهياكل والمعدات اللازمة لضمان وصول الماء الشروب لجميع سكان هذه البلديات و يتحقق ذلك بتوفير الإمدادات الكافية وتحسين قدرات الإنتاج و أيضا التوزيع وإدارة الموارد المائية.

Résumé :

Notre objectif consiste à étudier l'alimentation en eau potable de la commune AIN DISSE exactement les deux mechtas EL CHAREF et EL GOURZI (wilaya d'OUM EL BOUAGHI) à partir d'un forage.

Cette étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, pour améliorer les capacités de production, de distribution et de gestion des ressources hydriques de la commune en question.

Abstract:

The present study aims to study the network of supply of the cities: EL CHAREF and EL GOURZI exactly the town: AIN DISSE (wilaya of OUM EL BOUAGHI), it also aims to define the set of structures and equipment necessary to ensure an adequate supply of drinking water, to improve production capacity, distribution and management of water resources of the municipalities in question.

REMERCIEMENTS

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

*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en vers ma promotrice
M^{me} Meddi Hind aussi bien pour mon Co-promoteur M^R Rghise
Fateh, Je ne sais comment remercie ces deux personnes autrement qu'en
leur promettant d'agir comme eux avec des étudiants dans ma
situation, si un jour l'occasion m'en est donnée.*

*Notre gratitude va particulièrement à tous nos enseignants de
l'E.N.S.H.*

*Aussi le directeur de la subdivision des ressources en eau à Ain Beida
M^R MEZIANI .M ainsi que M^R Nourdine, M^R Mekhlouf, et M^R
Malawi Hassen.*

Qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

*J'adresse aussi mes plus sincères remerciements à ma famille : Mes
parents, mes sœurs, mes frères et tous mes proches et amis, qui m'ont
accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation
de ce mémoire.*

*Enfin, Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon
travail.*

Dédicaces

*À toute ma famille et mes amis ainsi qu'à
tous les élèves ingénieurs de ma promotion ...*

Labdi Mouhammed Larbi

SOMMAIRE

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

Chapitre I: Présentation De La Zone D'Etude

INTRODUCTION	2
I.1 Localisation géographique	2
I.2 Structure administrative de la wilaya.....	3
I.3 Relief géomorphologique	3
I.4 Géologie	4
I.5 Climatologie	4
• Précipitation.....	4
• Température.....	5
I.6 L'activité socio économiques	6
I.7 Situation actuelle en matière d'hydraulique	7
I.8 Diagnostique.....	7
Résultats	8
I.9 Qualité des eaux de la source (forage B1).....	9
I.10 Interprétation des résultats	10
I.10.1 paramètres organoleptiques	10
I.10.2 paramètres physico-chimique liés à la structure naturelle des eaux	10
I.10.3 paramètres concernant les substances indésirable et toxique.....	10
CONCLUSION	10

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

INTRODUCTION	11
II.1 Situation démographique selon le dernier recensement	11
• Population	11
• Populatin actuelle	11
II.2 Estimation de l'évolution de population	11
II.3 Evolution des besoins en eau potable.....	12
II.4 Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2046	13
Besoin domestique	13
Besoin des équipements	13
Besoins adménistratifs	14
Besoins d'incendie.....	14
II.5 . Détermination des consommations maximale et minimale journalière	15
II.5.1 Calcul de la Consommation journalière maximal. ($Q_{max,j}$)	15

II.5.2 Calcul de la Consommation journalière minimale ($Q_{\min,j}$)	16
II.6. Détermination du débit moyen, maximal et minimal horaire.....	17
II.6.1 Débit moyen horaire.....	17
II.6.2 Débit maximal horaire ..	17
II.6.3. Débit minimal horaire	18
II.7 variation horaires de la consommation	20
II.8 Calcul du déficit de consommation	23
CONCLUSION	23

Chapitre III: Etude D'Adduction

INTRODUCTION	24
III.1 Types des adductions.....	24
III.1.1 Adduction gravitaire	24
III.1.2 Adduction par refoulement.....	25
III.1.3 Adduction mixte.....	25
III.2 Adduction et types d'écoulement	25
III.2.1 Ecoulement à surface libre.....	25
III.2.2 Ecoulement en charge.....	25
III.3 Critères du choix du tracé de l'adduction	25
III.4 Choix du tracé (partie refoulement)	26
III.5 Choix du matériau des conduites	27
III.6 Choix du constructeur de matériau	28
III.7 Etude des variantes	28
III.7.1 Variantes I	29
III.7.2 Variantes II	30
III.8 Calcul hydraulique	31
III.8.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	31
III.8.2 Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires	35
III.8.3 Applications numériques	37
III.9 Choix de varinate	45
CONCLUSION.....	46

Chapitre IV: Etude Des Réservoirs

INTRODUCTION	47
IV.1 Fonctions des réservoirs	47
IV.2 Prescriptions sanitaires	47
IV.3 Classification des réservoirs	48
IV.4 Équipement des réservoirs.....	48
IV.5 Avantages de réservoirs	50
IV.6 Capacité des réservoirs	50
a.Méthode analytique.....	50
b.Méthode graphique	52
IV.7 Dimensionnement des réservoirs.....	53
IV.7.1 Calculer le coefficient de dimensionnement (A).....	53
IV.7.2 Réservoir de stockage	54
IV.7.3 Forme des réservoirs	55
CONCLUSION	57

Chapitre V: Etude De Pompage

INTRODUCTION	58
V.1 Rôle de la pompe.....	58
V.2 Choix de la pompe	58
V.3 Couplage des pompes	60
V.3.1 Couplage en parallèle	60
V.3.2 Couplage en série.....	61
V.4 Choix de nombre de pompe	61
V.5 Courbe caractéristiques d'une conduite de refoulement	62
V.6 Caractéristiques de pompe	63
V.6.1 Vitesse spécifique	63
V.6.2 Point de fonctionnement des pompes.....	63
V.6.3 Type et mode de réglage.....	63
V.7 Étude de la cavitation.....	65
V.8 Application numérique.....	67
V.8.1 Choix des pompes AD1	67
V.8.2 Choix du moteur	74
V.8.3 Dimensionnement du bâtiment SP AD1	75
CONCLUSION	76

Chapitre VI: Etude de distribution

INTRODUCTION	77
VI.1 Définition	77
VI.2 Conception d'un réseau.....	78
VI.3 Choix du type de matériaux	78
VI.4 Détermination des débits du réseau	78
VI.4.1 Le débit spécifique	79
VI.4.2 Les débits en route	79
VI.4.3 débits aux nœuds (nodaux)	80
VI.4.4 Débits de dimensionnement des tronçons	80
VI.4.4 Débits de dimensionnement des tronçons	80
VI.4.5 Perte de charge	81
VI.4.6 Détermination des cotes piézométriques.....	81
VI.4.7 Vitesse d'écoulement	82
VI.4.8 Calcul des pressions de service du réseau (au sol)	82
VI.5 Calcule hydraulique	83
VI.5.1 Dimensionnement du réseau ramifié de la commune de Ain disse.....	83
VI.5.2 Calcule du réseau par logiciel EPANET	87
VI.5.2 Calcule du réseau par logiciel EPANET	87
CONCLUSION	94

Chapitre VII: Pose de canalisation et Organisation De Chantier

INTRODUCTION	95
VII.1 Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération	95
VII.1.1 Pose de canalisation en terre	95
VII.1.2 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	95
VII.1.3 Pose des conduites en traversées des routes	96
VII.1.4 Utilisation des Butées et verrouillage.....	96
VII.2 Aménagement du lit de pose	98
VII.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	98
VII.2.2 Nivellement.....	98
VII.2.3 Excavation des tranchées	98
VII.3 Pose des conduites.....	102
VII.3.1 Epreuve de joints et de la canalisation	102
VII.3.2 Remblayage des tranchées	102
VII.4 Nivellement et compactage	104

VII.5 Désinfection du réseau	104
VII.6 Les engins de terrassement utilisés	105
VII.7 Accessoires.....	107
VII.7.1 Robinets	107
VII.7.2 Clapet anti retour	109
VII.7.3 Ventouse	110
VII.6 Mesure de pression	110
CONCLUSION.....	112
CONCLUSION GENERALE.....	113
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	
ANNEXE.....	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

Figure I 1 : Localisation géographique de la zone d'étude.	2
Figure I 2 : Découpage administratif de la wilaya d'Oum El Bouaghui	3
Figure I 3 : Précipitation moyenne mensuelle	5
Figure I 4: Extrait de carte pluviométrique de L'ANRH (1993	5
Figure I 5: Température moyenne mensuelle série (1999–2011).....	6
Figure I 6: Carte de délimitation des terres agricoles	7

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Figure II 1: Evolution de la population.....	12
Figure II 2: Diagramme représente la variation horaire de consommation	22
Figure II 3: Graphe représente le cumulé de consommation horaire.....	22

Chapitre III : Etude D'Adduction

Figure III 1: Le tracé en plan parie refoulement (Forage B1 vers Réservoir AD2).	26
Figure III 2: Le tracé en plan de la variante I	29
Figure III3: Le tracé en plan de la variante II	30

Chapitre IV : Etude Des Réservoirs

Figure IV 1: Coupe transversale d'un réservoir surélevé	49
Figure IV 2: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	49
Figure IV 3: Représentation graphique de la consommation et l'apport	52
Figure IV 4: Position du réservoir de stockage AD2.....	54

Chapitre V : Etude De Pompage

Figure V 1: Constitution d'une pompe centrifuge	58
Figure V 1: Schéma d'une pompe volumétrique	59
Figure V 2: Pompe centrifuge Figure VI 3: Pompe axiale Figure VI 4: Pompe hélico-centrifuge	59
Figure V 5: Couplage de deux pompes en parallèle	60
Figure V 6: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en parallèle	60
Figure V 7: Couplage de deux pompes en série	61
Figure V 8: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en série	61
Figure V 9: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement	63

Figure V 10: Fonctionnement de la pompe en charge.....	66
Figure V 11: Fonctionnement de la pompe en aspiration.....	67
Figure V 12: Schéma de la pompe PM 100/ 10 B	68
Figure V 13: Dimensions de la pompe PM 100/ 10 B	69
Figure V 14: Point de fonctionnement de la SP AD1 vers le réservoir AD2	70

Chapitre VI : Etude De Distribution

Figure VI 1: Le Schéma de tracé du réseau ramifié avec l'emplacement du réservoir.....	79
Figure VI 2: Vitesse et pression pour le cas de pointe	90
Figure VI 3: Vitesse et pression pour le cas de pointe plus incendie	93

Chapitre VII : Pose De canalisation et Organisation De Chantier

Figure VII 1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.	96
Figure VII 2: Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	96
Figure VII 3: Les butées.	97
Figure VII 4 : Verrouillage.	98
Figure VII 5 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.....	100
Figure VII 6 : Lit de pose.	101
Figure VII 7 : Appui des conduites.....	101
Figure VII 8 Remblayage des tranchées	103
Figure VII 9 : Pelle hydraulique	105
Figure VII10 : Bulldozer	106
Figure VII 11 : Chargeur.	106
Figure VII 12: Vanne à papillon centré.	108
Figure VII 13: Robinet vanne à opercule.	109
Figure VII 14 : Clapet anti retour.	109
Figure VII15 : Ventouse à fonction unique	110
Figure VII16 : Manomètre à aiguilles.	111
Figure VII17 : Manomètre à soufflet.....	111

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

Tableau I 1: les caractéristique du forage B1 et AD1 (source DRE Oum el Bouaghi).	8
Tableau I 2: les caractéristique des eaux souterraines	9

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II 1: Répartition de la population	12
Tableau II 2: Evaluation des besoins domestiques pour les différents horizons	13
Tableau II 3: Evaluation des besoins des équipements	14
Tableau II 4: Evaluation des besoins administratifs	14
Tableau II 5: besoins en eau potable totale a l'horizon 2046	15
Tableau II 6: tableau récapitulatif de débit $Q_{\max,j}$.	16
Tableau II 7: tableau récapitulatif de débit $Q_{\min,j}$.	16
Tableau II 8: tableau récapitulatif de débit $Q_{\text{moy},h}$	17
Tableau II 9: Variation du coefficient β_{\max} .	18
Tableau II 10: Débit maximal horaire	18
Tableau III 11: Variation du coefficient β_{\min} .	19
Tableau III 12: Débit minimal horaire	19
Tableau III 13: variation horaire de consommation à l'horizon 2046	21

Chapitre III : Etude D'Adduction

Tableau III 1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.	36
Tableau III 2: Linéaire de conduites avec leurs débits	36
Tableau III 3: Comparaison des variantes	45
Tableau III 4: Bilan du dimensionnement de la conduite de refoulement	46

Chapitre IV : Etude Des Réservoirs

Tableau IV 1: Le pourcentage de la consommation en fonction de nombre d'habitants	51
Tableau IV 2: Calculer de coefficient de dimensionnement (A) pour la 1 ^{er} classe	53
Tableau IV 3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs	57

Chapitre V : Etude De Pompage

Tableau V 1: Type de la roue	62
Tableau V 2: Tableau de la tension de vapeur H_v pour une température donnée.....	66
Tableau V 3: Données sur le système de pompage de la SP AD1 vers le réservoir AD2.....	68
Tableau V 4: Dimensions de la pompe choisie pour la SP AD1	69
Tableau V 5: Caractéristiques de la conduite de refoulement	70
Tableau V 6: Caractéristiques de la pompe AD1 vers réservoir AD2.....	71
Tableau V 7: Frais de pompage	76

Chapitre VI : Etude De Distribution

Tableau VI 1: Coefficient k pour divers matériaux	81
Tableau VI 2 : Calcul du débit en route : cas de pointe.....	83
Tableau VI 3 : Calcul de débits aux noeuds : cas de pointe	84
Tableau VI 4: Calcul de débit en route : cas de pointe plus incendie	85
Tableau VI 5: Calcul de débits aux noeuds : cas de pointe plus incendie	86
Tableau VI 6: résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe).	88
Tableau VI 7: résultats de la simulation sur les nœuds	89
Tableau VI 8: résultats de la simulation sur (Cas de pointe et incendie).....	91
Tableau VI 9: résultats de la simulation sur les nœuds	92

Chapitre VII : Pose De Canalisation et Organisation De Chantier

Tableau VII 1 : Produits de désinfection (Doses et temps de contacte).....	104
--	-----

LISTE DES PLANCHES

Planche n° 01 : plan de masse des deux localités Ain El Charef et El Gourzi commune de Ain disse.

Planche n° 02 : profil en long de l'adduction des deux localités Ain El Charef et El Gourzi .

Planche n° 03 : Schéma de la station de pompage «SP AD1 »

Planche n° 04 : Equipements hydraulique de réservoir AD1 300 m³

Planche n° 05 : profil en long de la distribution de réseau principale des deux localités

LISTE DES ABREVIATIONS

AD1 : Ain disse

DRE : Direction des ressources en eau.

PNE-2010 : Plan National de l'Eau 2010.

RGPH-2008 : Recensement Général de la Population et de l'Habitat 2008.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des Algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'alimentation en eau potable des deux villes El Gourzi et Ain El Charef la commune de Ain Disse Wilaya de Oum El Bouaghi à partir du forage B2 , pour répondre confortablement à la demande projetée à l'horizon **2046** , ce projet est de moyenne ampleur, mais il s'inscrit tout de même dans le cadre de la valorisation de la ressource hydrique et d'approvisionnement des populations lancé par le gouvernement Algérien

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, il s'avère que le débit assuré par le forage existant n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation. Comme le Forage B2 a permis, à la commune Ain Disse Wilaya d'Oum El bouaghi, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable.

Dans cette présente étude qui interprète l'alimentation en eau potable de notre zone d'étude, nous allons être guidés par des impératifs techniques, auxquels doivent répondre les divers ouvrages tout en prenant en considération les conditions économiques du projet.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon **2046** en deuxième chapitre après la présentation de la zone d'étude, nous conduira à déterminer le débit maximum journalier à fournir à partir du forage, ou l'on pourra définir la variante du tracer optimale de l'adduction dans le troisième chapitre qui va faire l'objet du dimensionnement.

L'étude du stockage et celle du pompage fera l'objet des chapitres **IV** et **V**. Dans le chapitre **VI** nous étudierons le réseau de distribution afin de satisfaire les besoins des deux villes, dans le chapitre **VIII** nous procéderons à l'organisation de chantier ainsi que la pose des canalisations. Enfin nous terminerons par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Le but principal du projet est de conserver et de réaliser un réseau de distribution d'eau potable pour satisfaire les différents besoins en eau des deux localités Ghourzi et el Charef la commune d'Ain disse Wilaya de Oum El Boughi.

L'objectif de ce chapitre, c'est de prendre une idée générale sur la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui nous permettra d'avoir les différentes dispositions lors de la réalisation des travaux.

I.1 Localisation géographique :

La région de Ain disse est situé dans la partie EST des hautes plaines Constantinois ,elle présente une certaine unité géographique et géologique qui lui donne la forme d'un relief de hautes plaines, l'altitude moyenne de 800 à 900m, et un ensemble de collines et piémonts, d'altitude moyenne de 950 m à 1350 m, couvrant 15% de superficie totale de la commune .



Figure I.1 : Localisation géographique de la zone d'étude. (Source : Google Earth).

I.2. Structure administrative de la wilaya :

Notre zone d'étude est située à l'extrémité Est de l'Algérie plus précisément dans la Wilaya de Oum El Bouaghi, qui comporte 12 Daïras et 29 communes pour une superficie de 6188 km², exactement dans la commune de Ain disse, cette dernière est située à l'Ouest du chef lieu de wilaya à une distance de 28 Km.

La commune d'Aïn Disse est composée de 8 localités :

Centre Bir Amar, El Hassi, Bir Bouamza, Ain Charef, El Ghedir, Lemoullah, El Gorzi, Bekoula.

Les centres de Charef et El Ghourzi est distants de 10 et 12 kms de Ain Disse.

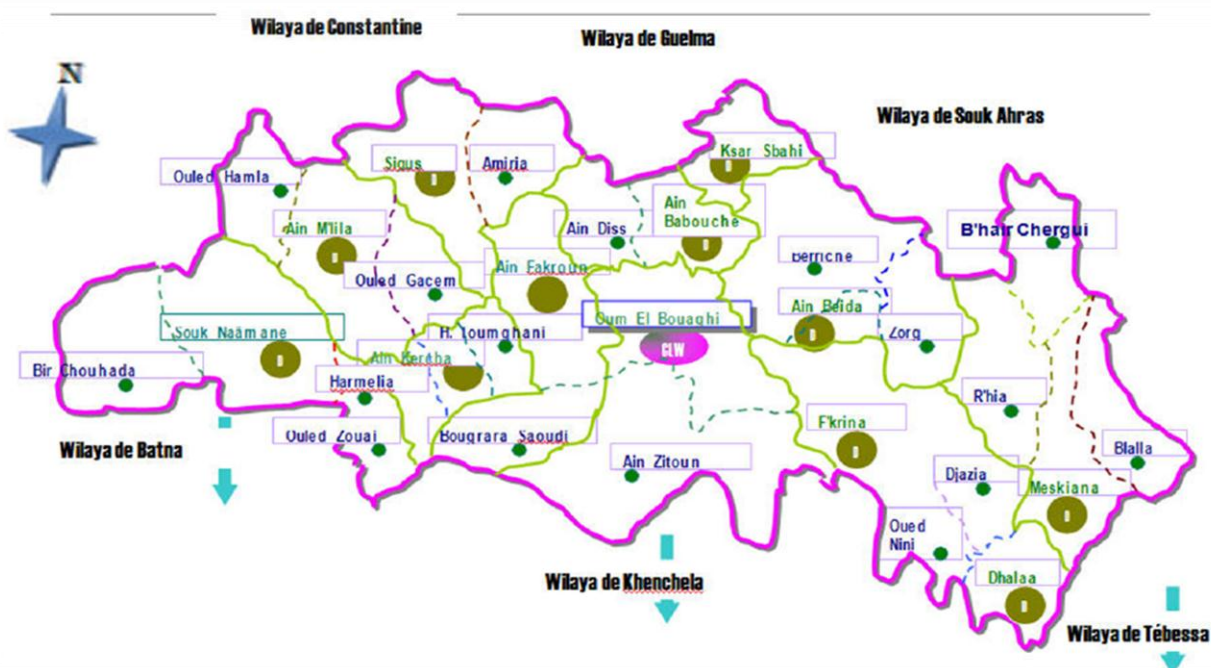


Figure I.2 : Découpage administratif de la Wilaya de Oum El Bouaghi.
(Source : DRE Oum El Bouaghi)

I.3. Relief et géomorphologie :

La région de Ain Disse est située dans la partie EST des hautes plaines Constantinoises, elle est au point de contact du Tell et des Hautes Plaines.

Au nord de la wilaya, on distingue les versants méridionaux du *Tell*.

Au centre, la haute plaine proprement dite car elle paraît perchée par rapport au littoral, (ressemblant au Mesetas espagnole l'altitude varie de 700 mètres à 900 mètres et parsemée de petits massifs Montagneux isolés qui se dressent au dessus comme le djebel Sidi Rgheiss 1635 mètres d'altitude, le djebel Rherour 1273 mètres, djebel Amama 1337 mètres).

Enfin au sud de la wilaya, elle est jalonnée par des dépressions endoréiques (Garets) plus connues sous l'appellation de SEBKHA (lac salé), les Garets sont moins salées que les Sebkhas.

Le point culminant de la wilaya d'Oum el bouaghi est de 1729 mètres d'altitude au djebel Guerioun près d'Ain M' lila.

La majorité des oueds sont endoréiques ; ils coulent en direction des lacs salés et non vers la mer Méditerranée, sauf l'oued Settara et les affluents du Rummel.

1.4. Géologie :

Les montagnes telliennes au nord de la wilaya sont calcaires ainsi que les Horsts.

Sur les piémonts de ces montagnes de beaux sols limoneux de couleur saumon se sont formés grâce à l'apport de l'érosion des montagnes environnantes et de son épandage sur les hautes plaines. Ils se dégradent à mesure que l'on se rapproche des lacs salés.

L'érosion est très forte dans cette région, la combinaison sols nus et pluviométrie violente sur une courte durée érode rapidement les sols qui à terme forment des badlands (ravinelements).

1.5. Climatologie :

La Wilaya Oum El Boughi bénéficie d'un climat de type continental froid et pluvieux en hiver et sec et chaud en été avec une pluviométrie moyenne annuelle de 653,75 mm.

La période de pluviométrie s'étend entre le mois d'Octobre et le mois de Avril, tandis que les mois les plus pluvieux sont les quatre mois qui sont Décembre avec 190 mm, Janvier 194 mm, Février 147 mm et Mars 127 mm.

- **Précipitation**

L'analyse d'une série d'observations enregistrée au niveau de la station OEB a fait ressortir deux périodes particulières sur une année (1997-2011):

- Une période plutôt sèche entre juin et septembre.
- une période beaucoup plus pluvieuse entre novembre et janvier.

La valeur de la pluviométrie annuelle est de l'ordre de 653,75 mm.

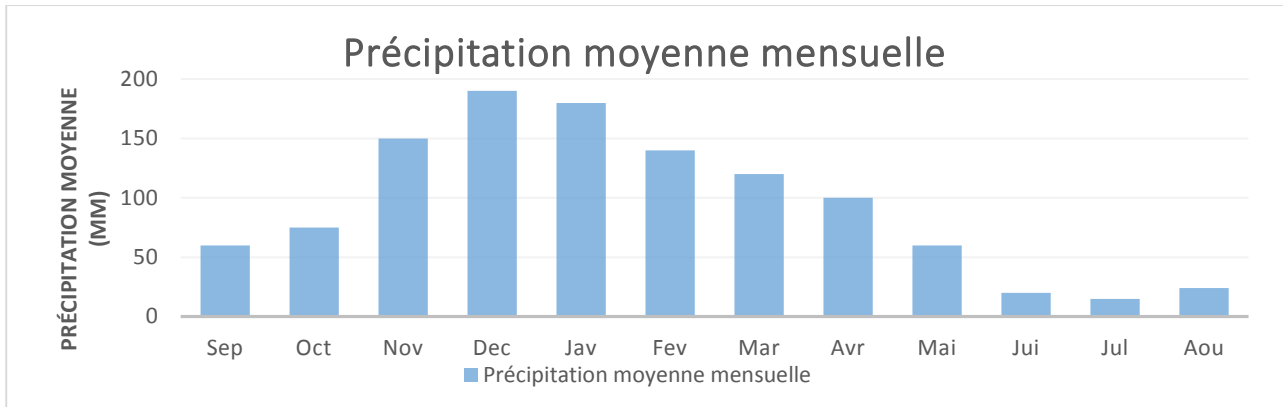


Figure I.3 : Précipitation moyenne mensuelle. (Source : DRE Oum El Boughi).

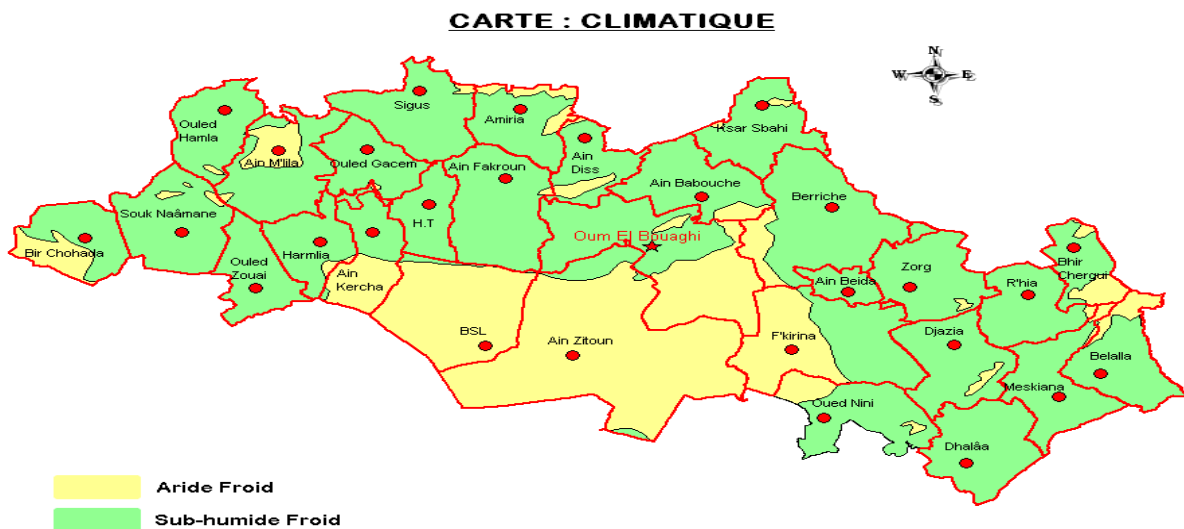


Figure I.4: Extrait de carte pluviométrique de L'ANRH (1993) (Source : DRE Oum El Boughi)

- **Température :**

L'analyse d'une série d'enregistrement des températures moyennes mensuelles sur une période de 12 années (1999–2011) enregistrées à la station de Constantine, représenté dans le graph ci-dessous, les maxima absolus de température (38 à 40 C°) sont du à l'effet de vent chaud et sec en provenance du Sahara .

En hiver, les températures peuvent descendre sous la barre de 0°C et engendre des journées de gelées de quelques jours, qui sont défavorable à certaine culture.

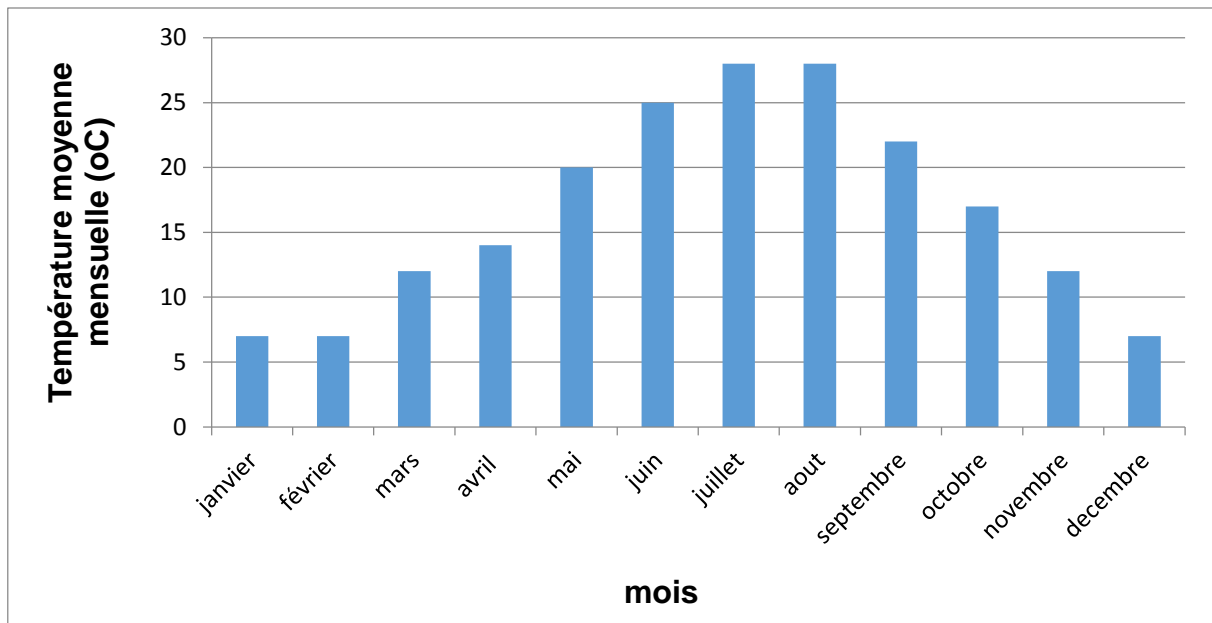


Figure I.5 : Température moyenne mensuelle série (1999–2011) (Source : Oum El Boughi).

I.6. L'activité socio-économiques :

La population de l'agglomération de Ain disse comme la plupart des communes de la wilaya d'Oum El Bouaghi se caractérise par sa vocation agro pastorale, les activités principales de la population se résument dans :

- Les centres est à vocation agricole, cultures pratiquées sont essentiellement céréalières.
- Commerce individuelle : alimentation générale, boucheries, les cafétérias, station de service etc....

L'industrie reste insignifiante car la région est dépourvue de projet pouvant mettre en valeur les ressources naturelles.

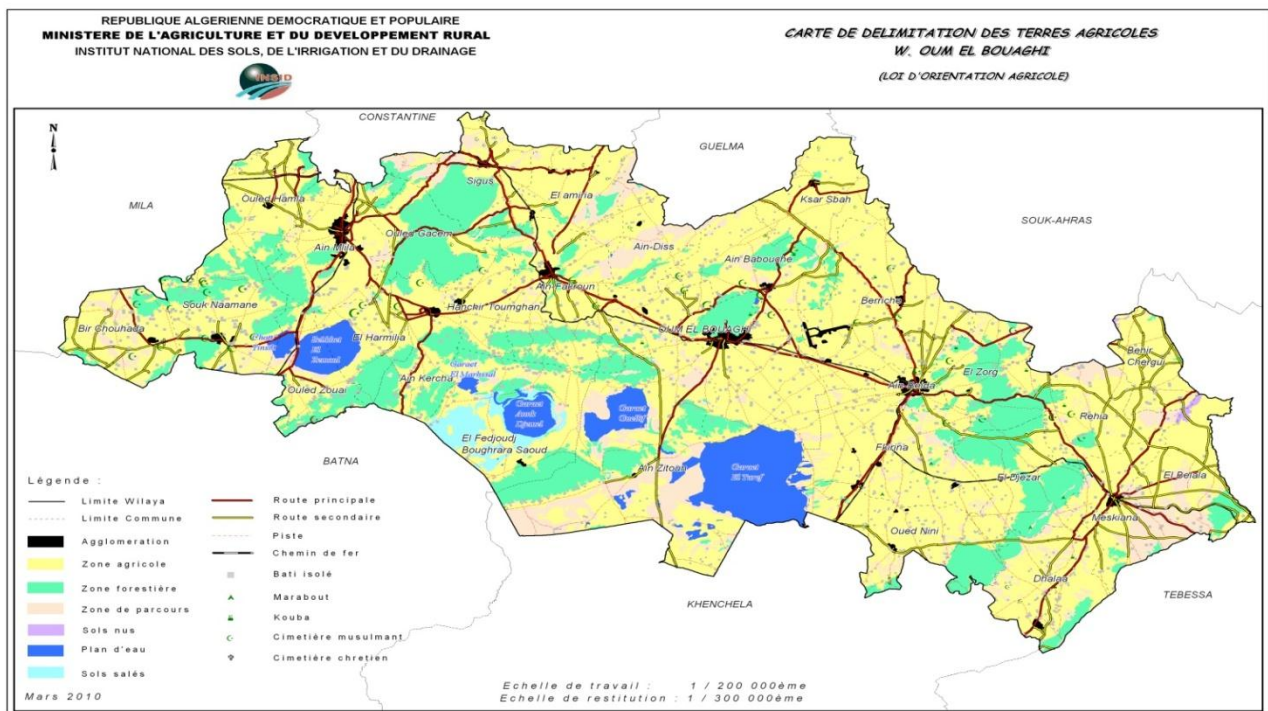


Figure I.6: Carte de délimitation des terres agricoles. (Source : DRE Oum El Boughi).

1.7. Situation actuelle en matière d'hydraulique :

Les deux localités (Charef et El Ghourzi) sont alimentées actuellement par des sources locales (puits) et un forage AD1.

Actuellement l'alimentation en eau potable de la commune de Ain Disse est assurée à partir des puits déjà existants et le forage AD1 est en arrêt puisqu'il y'a un rabattement fort de la nappe dans la zone de ce dernier.

1.8. Diagnostique :

Les problématiques caractérisant les localités bénéficiaires du projet sont les suivantes :

- Autonomie de stockage non satisfaisante.
- Augmentation remarquable de la population.
- le rabattement de la nappe influe sur la présence de l'eau potable dans les puits existants.
- L'impossibilité de satisfaire l'alimentation des besoins de la population vue a la nouvelle extension.
- La capacité de transit de la conduite existante oblige un renforcement.
- Le débit refoulé par la station de pompage ne répand pas à la quantité consommée par la région concernée.

- **Résultats :**

Pour satisfaire l'alimentation des besoins en eau potable pour les localités (Charef et El Ghourzi), Pour cela on propose l'exploitation d'un forage B1 se caractérise par :

Tableau I-1: les caractéristique du forage B1 et AD1 (source DRE Oum el Bouaghi).

<i>Nom de forage</i>	<i>Lieu de forage</i>	<i>Cordonnées Lambert</i>			<i>Niveau Statique</i>	<i>Niveau dynamique</i>	<i>Débit d'exploit</i>	<i>Années de réalisation</i>	<i>Observation</i>
		<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>					
ADI	AIN DISSE	320	3990	800	/	/	5	1999	<i>A l'arrêt -rabattement de la nappe</i>
B1	AIN DISSE	321	3988	1200	200	15	15	2016	<i>En marche</i>

Il a été constaté des insuffisances pour le forage tel que le mauvais état de loges de gardiens, le manque d'éclairage au niveau de site et l'état délabré des câbles électriques de la pompe.

Tableau I-1: Equipments de forage AD1 (source DRE Oum el Bouaghi).

<i>Equipements</i>	<i>Nombre</i>	<i>Etat</i>
Pompe immergée	01	Neuf
Tableau de commande	01	Mouvais
Clapie anti routeur	01	Moyenne
Vannes	01	Mouvais
Venteuse	01	Mouvais
Tête de forage	-----	Mouvais

I.9. Qualité des eaux de la source (forage B1) :

Les eaux souterraines représentent la principale ressources de la Willaya, d'un point de vue hydrogéologique la région recèle des ressources considérables qui sont extraites des nappes de :

- la plaine de *Remila*
- la plaine de *Boulhilet*
- la nappe d'*Ain Beida*
- la nappe d'*Ain Mlila*

la qualité des eaux souterraines a été appréhendée à partir des résultats des analyses effectuées le **07/04/2015** et le **07/05/2015** et le **10/06/2015** au niveau de l'ANRH de Constantine :

les caractéristique des eaux souterraines sont les suivantes :

Tableau I-2: les caractéristique des eaux souterraines (source la boratoire ANRH Constantine 2015).

PARAMERTRES	VALEURS MOYENNES
<i>Ph</i>	7.9
<i>Température</i>	14-16°C
<i>Conductivité</i>	1240 μ s/cm
<i>Titre hydrotimétrique (dureté totale)</i>	400-500 mgCaCo3/L
<i>Titre alcalimétrique complet (alcalinité)</i>	150-200 mgCaCo3/L
<i>Turbidité</i>	2-8 NTU
<i>Matière en suspension</i>	300 à 400 mg/l
<i>DCO</i>	50 mg/l (35-70 mg/L)
<i>DBO5</i>	7 mg/l (3-11 mg/l)
<i>Carbone organique totale</i>	0,4 à 0,8 mg/l
<i>Nitrates</i>	8 à 11 mg/l
<i>Nitrites</i>	0,03 à 0,09 mg/l
<i>Ammonium</i>	0,02 à 0,08 mg/l
<i>Chlore</i>	160 mg/l (145-175mg/l)

I.10. Interprétation des résultats :

II.10.1 paramètres organoleptiques :

- une turbidité moyenne et variable (2 à 8 NTU).

II.10.2 paramètres physico-chimique liés à la structure naturelle des eaux :

- un pH plutôt basique (7,9 en moyenne sur les trois analyses)
- une minéralisation forte voire très fortes, la conductivité étant comprise entre 1160 et 1390 $\mu\text{s/cm}$.
- une dureté très forte (400-500 mgCaCo_3/L).
- une charge particulaire importante ,400 mg/l en moyenne de MES.
- une teneur en matière organiques moyenne avec de 7 mg/l d'O₂ en moyenne pour la DBO₅ et 50 mg/l d'O₂ pour la DCO.
- une concentration en chlorures relativement importante : 160 mg/l en moyenne (ligne directrice de l'Organisation Mondiale de la santé préconise un maximum de 250 mg/l).

II.10.3 paramètres concernant les substances indésirable et toxique :

Les concentrations en Nitrates et Nitrites sont inférieure à la ligne directrice de 50 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la santé , il en est de même pour l'ion ammonium dont la concentration est inférieure à la ligne directrice de 0,2 mg/l fixée par l'Organisation Mondiale de la santé .

Les résultats des analyses réalisées sur les eaux de la source respectent les lignes directrices fixées par l'Organisation Mondiale de la santé en ce qui concerne la qualité de l'eau potable

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, climatologie, sismique ainsi que la situation hydraulique.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs et en particulier de l'évolution de la population.

Ce chapitre fait l'objet de l'évaluation de ces besoins pour un horizon d'étude futur ` 2038 '.

II.1 Situation démographique selon le dernier recensement :

- **Population :**

La population est un paramètre déterminant et statistique dans toute L'étude de planification et d'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable, donc son exploitation ultérieure, pour les besoins en eau varient non pas avec l'évolution démographique et le niveau de vie de la population, mais aussi avec la diversité des activités locales et les extensions.

- **Population actuelle :**

La population de référence qui sera prise dans notre étude est celle obtenue par le RGPH 2008 et sur laquelle on se basera pour l'évaluation de la population pour les différents termes.

Le nombre d'habitants des deux localités est égale a : 1100 habitant

II.2 Estimation de l'évolution de population [1] :

L'objectif de notre projet est de répondre aux besoins de la population en eau potable jusqu'à l'horizon 2046.

L'évolution démographique par commune suit la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon (**Habitants**) ;

P_0 : Population de référence (**Habitants**) ;

τ : Taux d'accroissement démographique ;

n : Le nombre d'année séparent l'année de référence à de l'horizon.

D'après le recensement général de la population et de l'habitant de wilaya d'Oum el Bouaghi (RGPH2008), le taux d'accroissement des communes concernées est de 2,6 %.

Les résultats de calcul de l'évolution de population à différents horizons sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-1 : Répartition de la population.

Année	Actuelle 2008	Moyen terme 2023	Long terme 2038
Nombre d'habitants	1100	1617	2376

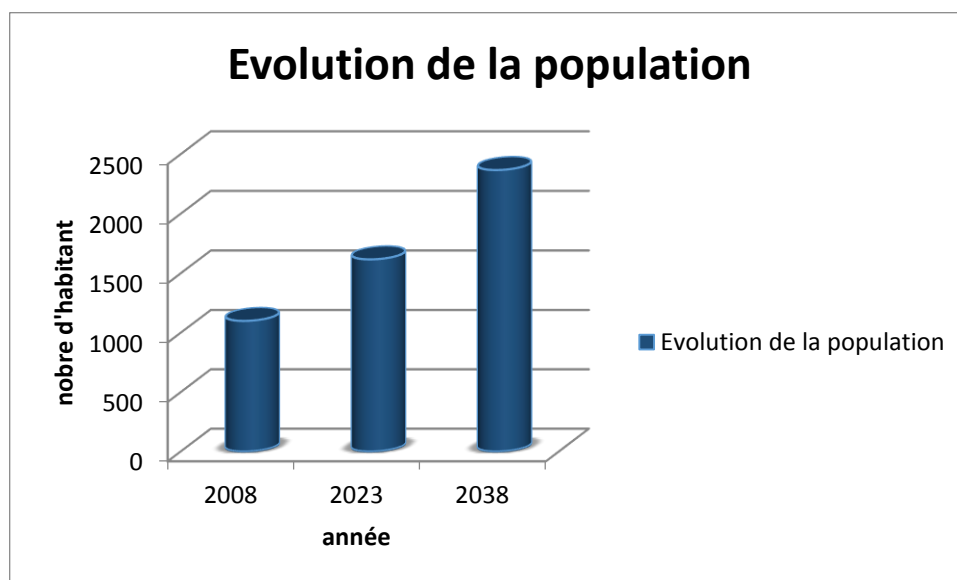


Figure II.1: Evolution de la population.

À l'horizon 2046, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de :

2376 Habitants.

II.3 Evolution des besoins en eau potable :

Pour établir un projet d'alimentation en eau potable, et donc son exploitation ultérieure, il faut savoir la quantité d'eau globale qu'on exige et le régime des consommations de cette quantité, donc il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommations rencontré au niveau des mechtas.

Les besoins en eau potable seront déterminés d'après les données recueillies de l'enquête faite au niveau de L'A. P. C d'Ain Disse, la quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins.

II.4 Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2046 :

Pour le calcul des besoins moyens journaliers domestique en utilise la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N \dots\dots\dots \text{(II.2)}$$

Avec :

Q_{moy,j} : Débit moyen journalier domestique (m³/j);

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N : nombre d'habitants ;

Les résultats de calcul de l'évolution des besoins moyens journaliers domestique à horizon 2046 sont :

- **Besoins domestique :**

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée, mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau.

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

Tableau II-2 : Evaluation des besoins domestiques pour les différents horizons.

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q moy j (m3/j)
2008	1100	150	165
2023	1617	150	242,55
2038	2376	150	356,4

- **Besoins des équipements :**

Les besoins en eau des différents équipements scolaires et aussi socioculturelle à l'horizon future sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Evaluation des besoins des équipements.

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Dotation (l/j/unité)</i>	<i>Q moy j (m3 /j)</i>
<i>Poste</i>	<i>employé</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>0.45</i>
<i>Subdivision foret</i>	<i>employé</i>	<i>25</i>	<i>15</i>	<i>0.375</i>
<i>Polyclinique</i>	<i>Patient</i>	<i>200</i>	<i>20</i>	<i>4</i>
<i>Ecoles primaire</i>	<i>Elève</i>	<i>75</i>	<i>20</i>	<i>4</i>
<i>CEMs</i>	<i>Elève</i>	<i>110</i>	<i>20</i>	<i>5</i>
<i>Marché</i>	<i>m2</i>	<i>300</i>	<i>10</i>	<i>3</i>
<i>Mosquée</i>	<i>Fidèle</i>	<i>650</i>	<i>10</i>	<i>6,5</i>
<i>Total</i>				<i>23.325</i>

- **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie, on prend comme marge de sécurité un débit de **17 l/s**.

- **Débit de fuite :**

Le débit de fuite représente 15 % par rapport au débit totale des besoins

Tableau II-4 : besoins en eau potable totale à l’horizon 2038 :

Secteur	Besoins domestique	Besoin des équipements	Total	Q_{fuite}	Q_{total}
$Q_{moy, (m^3/j)}$	356,4	23.325	379,725	56,9	436,625

$$Q_{moy,j}=436,625 \text{ m}^3/j$$

II.5 Détermination des consommations maximale et minimale journalière [4] :

II.5.1 Calcul de la Consommation journalière maximal ($Q_{max,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d’irrégularité journalière et noté K_j . Ainsi nous pouvons écrire :

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

Avec :

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

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

Avec : $K_{max,j} \in [1,1 -1,3]$.

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

D’où : $Q_{max,j}=1,3 \times Q_{moy,j}$

Les résultats de calcul de l'évolution de besoins maximale journaliers à horizon de 2046 sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-5 : tableau récapitulatif de débit $Q_{max,j}$.

<i>Horizon</i>	<i>Besoin total</i> $Q_{moy,j}(m3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m3/j)$
2038	436,625	1.3	567,125

II.5.2 *Calcul de la Consommation journalière minimale ($Q_{min,j}$) :*

Il existe une journée où la consommation est minimale

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

Avec :

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

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum .

$K_{min,j}$: varie de (0,7 à 0,9).

Ce coefficient indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne.

On prend : $K_{min,j} = 0,8$.

Tableau II-6 : tableau récapitulatif de débit $Q_{min,j}$.

<i>Horizon</i>	<i>Besoin total</i> $Q_{moy,j}(m3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m3/j)$
2038	436,625	0.8	349,3

II.6 Détermination du débit moyen, maximal et minimal horaire [1] :

II.6.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m³/j)

Tableau II-7 : tableau récapitulatif de débit $Q_{moy,h}$:

<i>Horizon</i>	<i>$Q_{moy,j}(m^3/j)$</i>	<i>$Q_{moy,h}(m^3/h)$</i>
2038	436,625	18,2

II.6.2 Débit maximal horaire :

Le débit maximal horaire utilisé pour les calculs du réseau de distribution, ce débit donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h .

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

Ce coefficient d'irrégularité représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(II.7)$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local.

(Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,3$.)

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau suivant nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-8 : Variation du coefficient β_{max} .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Tableau II-9 : Débit maximal horaire.

Horizon	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	$Q_{max,h}(m^3/h)$
2038	18,2	1,3	2	2,6	47,32

II.6.3 Débit minimal horaire :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

• Coefficient d'irrégularité minimal horaire :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans le réseau :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec :

α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

(Il varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$.)

β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants

Tableau II.10 : Variation du coefficient β_{\min}

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Tableau II-11 : Débit minimal horaire.

Horizon	$Q_{\text{moy,h}}(\text{m}^3/\text{h})$	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}(\text{m}^3/\text{h})$
2038	18,2	0,5	0,1	0,05	0,91

II.7 variation horaires de la consommation [1] :

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants. Cette variation est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. (Voir **annexe III**)

Pour notre cas on a une agglomération de type rurale.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max j}}{100} (m^3 / h) \dots\dots\dots (II.11)$$

- Q_h : Débit horaire nécessaire
- $Q_{\max j}$: Débit maximal journalière nécessaire
- $P\%$: Pourcentage horaire

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour l'horizon actuel à l'horizon 2038 de notre agglomération est indiquée dans les tableaux suivants

Tableau II-12 : variation horaire de consommation à l'horizon 2038.

Heures	Agglomération $Q_{\max j}=567,125 \text{ m}^3/\text{j}$		Cumule	
	%	Q (m ³ /h)	%	Q(m ³ /h)
0a01	0,75	4,2534375	0,75	4,2534375
01a02	0,75	4,2534375	1,5	8,506875
02a03	1	5,67125	2,5	14,178125
03a04	1	5,67125	3,5	19,849375
04a05	3	17,01375	6,5	36,863125
05a06	5,5	31,191875	12	68,055
06a07	5,5	31,191875	17,5	99,246875
07a08	5,5	31,191875	23	130,43875
08a09	3,5	19,849375	26,5	150,288125
09a10	3,5	19,849375	30	170,1375
10a11	6	34,0275	36	204,165
11a12	8,5	48,205625	44,5	252,370625
12a13	8,5	48,205625	53	300,57625
13a14	6	34,0275	59	334,60375
14a15	5	28,35625	64	362,96
15a16	5	28,35625	69	391,31625
16a17	3,5	19,849375	72,5	411,165625
17a18	3,5	19,849375	76	431,015
18a19	6	34,0275	82	465,0425
19a20	6	34,0275	88	499,07
20a21	6	34,0275	94	533,0975
21a22	3	17,01375	97	550,11125
22a23	2	11,3425	99	561,45375
23a24	1	5,67125	100	567,125
total	100	567,125		

Le débit max horaire est de : $48,205625 \text{ m}^3/\text{h}$ dans les heures de pointe de 11H vers 13H

$$Q_{\max,h} = 48,205625 \text{ m}^3/\text{h} = 13,39 \text{ l/s}$$

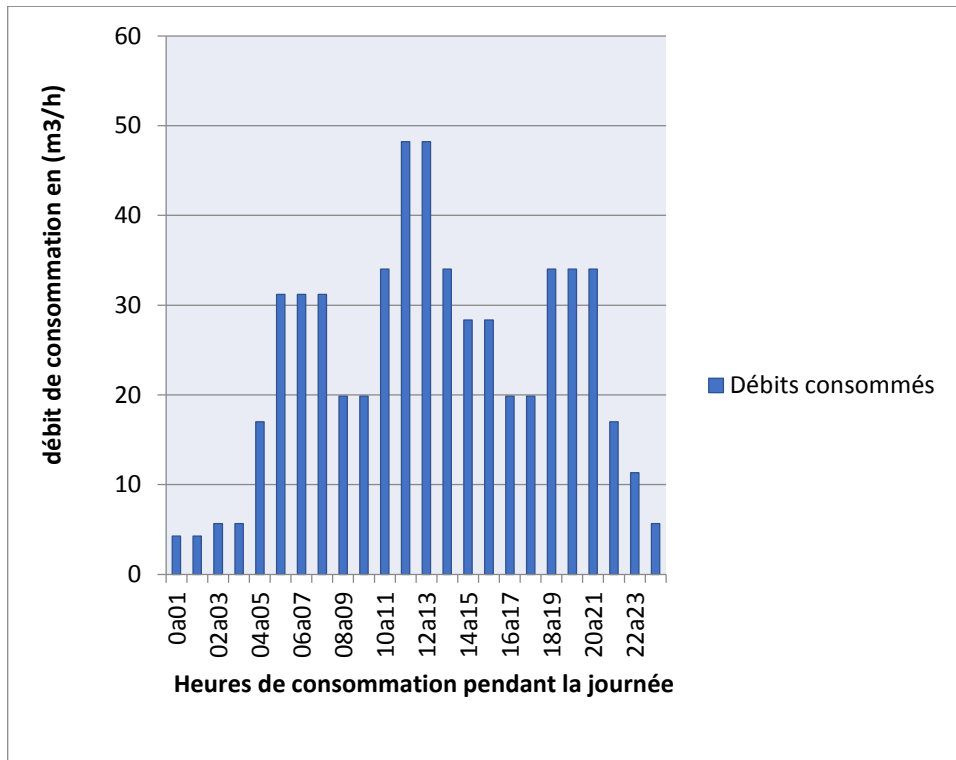


Figure II-2 : la variation horaire de consommation.

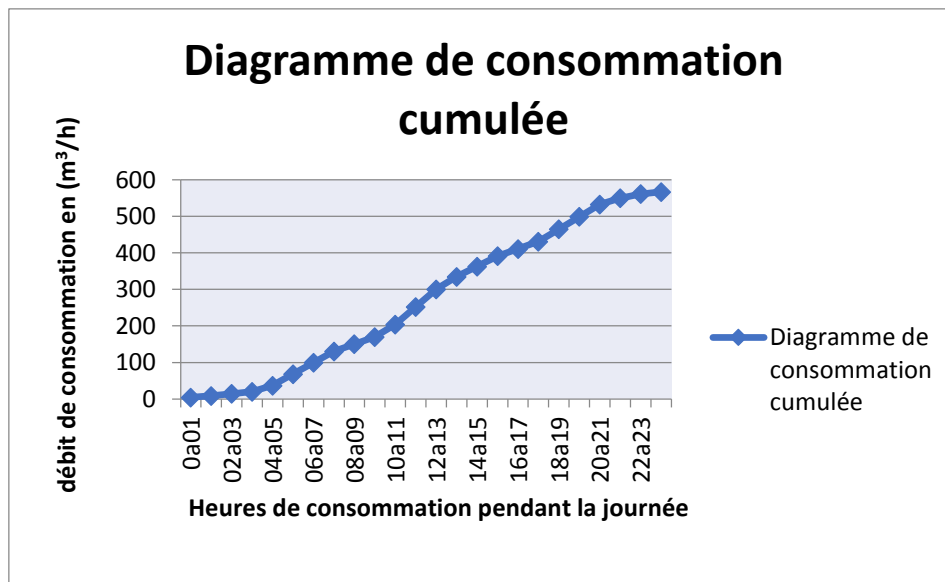


Figure II-3 : le cumul de consommation horaire.

II.8. Calcul du déficit de consommation :

Pour pouvoir satisfaire les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon étudié, il nous convient de déterminer le déficit par lequel nous dimensionnerons le réseau d'adduction.

Ce déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Pour la zone d'étude les deux localités El Ghourzi et El Charef, la production existante s'élève à un débit de 432 m³/j issus de forages AD1.

Alors que les besoins totaux de la ville sont de 864.06.m³/j, donc il y a un déficit égal à :

$$D = 1156.89 - 432 = \mathbf{724.89 \text{ m}^3/\text{j}}.$$

CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre est de définir les besoins en eau potable à l'horizon **2038** pour les localités w d'El Ghourzi et El Charef alimentés à partir d'un forage AD1 (Wilaya de Oum El Bouaghi).

Dans un premier temps un important travail de collecte de données sur les caractéristiques de la population et les ressources en eau exploitées, a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des villes du projet, les besoins futurs jusqu'à l'horizon **2038**.

Dans le premier chapitre on a vu que le débit max qu'on peut soutirer de forage AD1 est de **5 l/s**, d'après nos calculs cette valeur ne satisfait pas la demande d'eau potable pour l'horizon **2038**, d'où la nécessité d'exploiter les eaux du forage B1.

Chapitre III :

Etude d'adduction

Introduction :

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

L'acheminement de l'eau vers la commune d'Ain Disse nécessite l'étude d'un projet d'adduction, et vue aux reliefs accidentés l'adduction sera mixte.

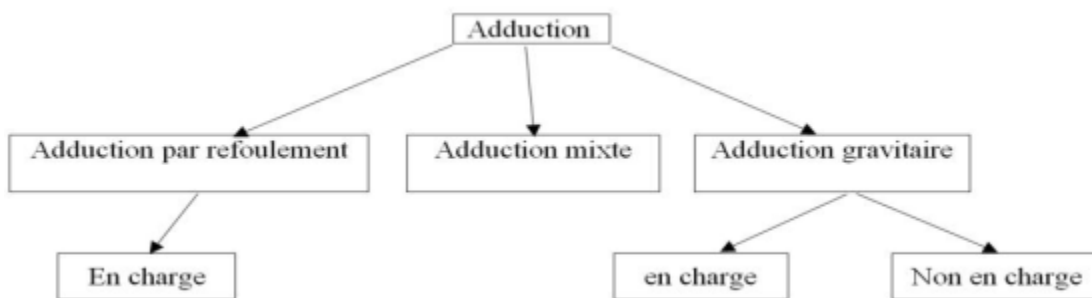
Tout projet d'adduction demande l'étude du choix de tracé le plus économique.

Dans notre projet, nous nous intéressons beaucoup plus sur l'étude technique qui est dans certains cas prime sur l'étude économique.

III.1 Type des adductions [1] :

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

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



III.1.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire se présente lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville situé à un niveau plus bas.

Cette disposition commandée la configuration des lieux au par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

- L'adduction gravitaire s'effectue soit par Aqueduc ou par conduite forcée.

Avec les Aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c.-à-d. sans pression, grâce à la pente, Ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudiée pour pouvoir transiter le débit voulu.

- Avec les conduites forcées, il est fait appel à l'écoulement sous pression.

Or, pour l'écoulement d'un même débit les pertes de charges seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un Aqueduc à la faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage de débit maximal.

III.1.2 Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques.

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3 Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

III.2 Adduction et types d'écoulement [5] :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre.
- Ecoulement en charge.

III.2.1 Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés, ce type est conditionné par la pente.

III.2.2 Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaire ou sous pression.

III.3 Critères du choix du tracé de l'adduction [2] :

Le tracé d'une adduction ne se fait pas de façon Aléatoire, mais plutôt, repose sur des critères pour avoir un tracé optimum contribuant à l'étude technique de dimensionnement et qui sont :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication d'ouvrages coûteux ou fragiles tel que la traversés des rivières et des routes, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée de massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible lors de la construction en évitant les points hauts.
- Avoir un tracé en bordure de routes et chemins permettant:

- Des travaux de terrassement et d'approvisionnement en conduites souvent moins onéreux.
- Un accès facile aux regards contenant les appareils de robinetterie
- A un terrain accidenté ou à une suite de points hauts, entraînant une accumulation d'air, en éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Si le tracé se trouve confronté à ces points, des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

III.4 Choix du tracé (partie refoulement) [1] :

En prenant en considération les recommandations sus citées, et en tenant compte de la topographie du terrain qui est relativement accidenté.

Nous essayerons d'établir un tracé court et adéquat, pour la partie refoulement on a une région montagneuse qui nécessite deux variante de point de vue pratique , cette dernière consiste de projeté un réservoir de stockage au niveau d'une colline situé a proximité du forage AD1 avec une cote d'implantation de 1173 m en dirigeant vers le Ouest du forage B1 avec une cote d'implantation de 850 m (UTM) , une longueur de refoulement de 5 Km .

Certainement la dénivelée sera importante mais a première vue, il paraît plus économique d'un point de vue pratique, puisque c'est le seul chemin qui assure le transport de l'eau potable vers le réservoir de stockage.

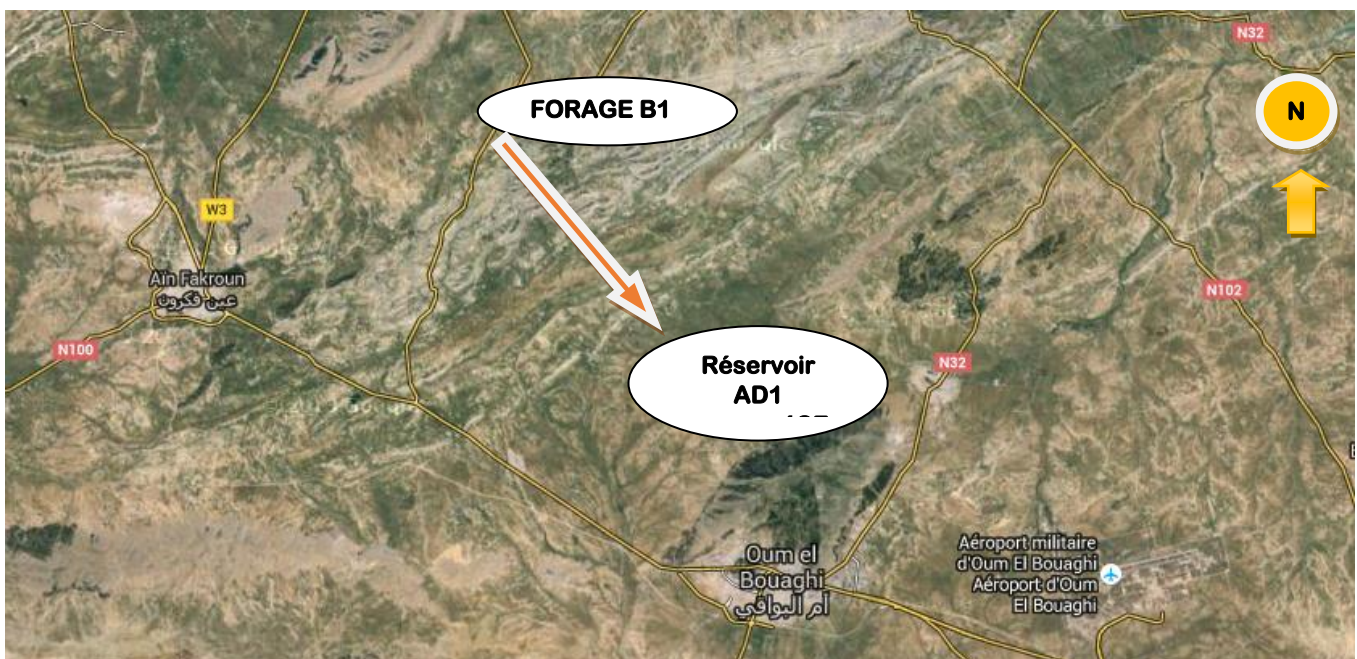


Figure III.1: Le tracé en plan partie refoulement (Forage B1 vers Réservoir AD2).

III.5 Choix du matériau des conduites :

Le choix de la nature et du type de matériau de la conduite à projeter représente un volet très important dans une étude d'adduction, ce choix prend en compte des critères techniques et économiques surtout lorsqu'il s'agit de conduites enterrées.

- Techniquement parlant, ce choix est tributaire de plusieurs exigences, nous pouvons citer :
 - Adaptation de la conduite aux terrains de pose et surtout aux plus insolites.
 - Résistance de la conduite aux pressions, aux attaques chimiques, à la corrosion et aux charges mobiles.
 - Les conduites doivent avoir une bonne étanchéité.
 - Facilité de manœuvre de la conduite et l'aisance d'entretien et de mise en service.
- Economiquement parlant, ce choix est tributaire :
 - De la disponibilité du produit sur le marché local et en quantité suffisante.
 - Du prix unitaire, de la fourniture et du transport.

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le polyéthylène haut densité (PEHD).

➤ **Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

➤ **Le polyéthylène à haute densité (PEHD) :**

Les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- résistance à toutes agressions chimiques ou électriques,
- canalisations robustes, rapides et faciles à poser,
- conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

III.6 Choix du constructeur de matériau :

Pour le choix du fabricant du matériau avec lequel nous projetons d'établir notre adduction nous devons nous assurer que ce dernier possède la certification : ISO 2531.

III.6.1 Pour la fonte ductile :

Il existe des fabricants et importateurs locaux tel que :

- BIWATER
- SGPEQUIPAG
- ELECTROSTEEL ALGERIE

Nous optons pour ELECTROSTEEL ALGERIE qui offre le plus bas prix des tuyaux en fonte ductile avec service de livraison gratuit si la commande dépasse les 2500 ML. Toutefois, la série des diamètres commence par le DN 100mm. Les prix du ML de la fonte ductile sont représentés en (**Annexe II.1**).

III.6.2 Pour le PEHD :

Le groupe **CHIALI** trône sur toutes les autres entreprises locales dans le domaine des canalisations et accessoires, ce qui nous pousse à opter pour cette entreprise si l'adduction vient à se faire en PEHD. Les prix du ML du PEHD sont représentés en (**Annexe II.2**).

III.7 Etude des variantes :

Une variante, c'est un choix d'un système de transfert pour acheminer l'eau d'un point A à un point B avec ses composants et leurs emplacements, ce choix représente l'itinéraire à suivre et qui est tributaire des critères du choix du tracé cité.

L'étude des variantes a pour but le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que du choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage, ainsi que l'emplacement des réservoirs.

Notre projet d'étude qui consiste en l'adduction en eau potable de les deux localités El charef et EL Gorzi comportera 2 variantes.

III.7.1 Variantes I :

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ cinq kilomètre (5000 ml)

- Longueur de l'adduction par refoulement est de cinq kilomètre (5 Km).

Le forage B1 alimente la station de pompage (B1) par une conduite gravitaire d'eau brute, l'eau de la source est stockée dans le réservoir.

- La station de pompage (B1) refoule vers le réservoir de stockage AIN DISS (AD2).
- Le réservoir AIN DISSE (AD2) alimente de manière gravitaire les deux mechtas en même temps.

la variante I consiste de projeté un réservoir de stockage AD2 situé en dirigeant vers le Ouest du forage B1 avec une cote d'implantation de 1043 m, une longueur de refoulement de 5000 ml d'un coté et un seul réseau de distribution qu'englobe les trois agglomérations de tel sort que l'alimentation se fera au même temps d'autre coté.

Dans cette variante, nous allons aussi proposer des Sous-variantes concernant le type de matériau de construction, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : Pour une adduction en PEHD.
- Sous-variante 2 : Pour une adduction en Fonte ductile.



Figure III.2: Le tracé en plan de la variante I (Forage B1 vers Réservoir AD2).

III.7.2 Variantes II :

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ de (4520 ml) donc la longueur de l'adduction par refoulement est de **(4.520 Km)**.

Le forage B1 aliment La station de pompage (AD1) par une conduite gravitaire d'eau brute , l'eau traitée est stockée dans le réservoir.

- La station de pompage (AD1) refoule vers le réservoir de stockage AIN DISS (AD2).
- Le réservoir AIN DISS (AD2) aliment de manière gravitaire les deux mechtas séparément.

La **variante II** consiste de projeté un réservoir de stockage AD2 avec une cote de 1180 m situé en dirigeant vers le Ouest du forage B1 avec une cote d'implantation de 1043 m, longueur de refoulement est 4520 ml.

Dans cette variante, nous allons aussi proposer des Sous-variantes concernant le type de matériau de construction, nous aurons donc :

- Sous-variante 1 : Pour une adduction en PEHD.
- Sous-variante 2 : Pour une adduction en Fonte ductile.

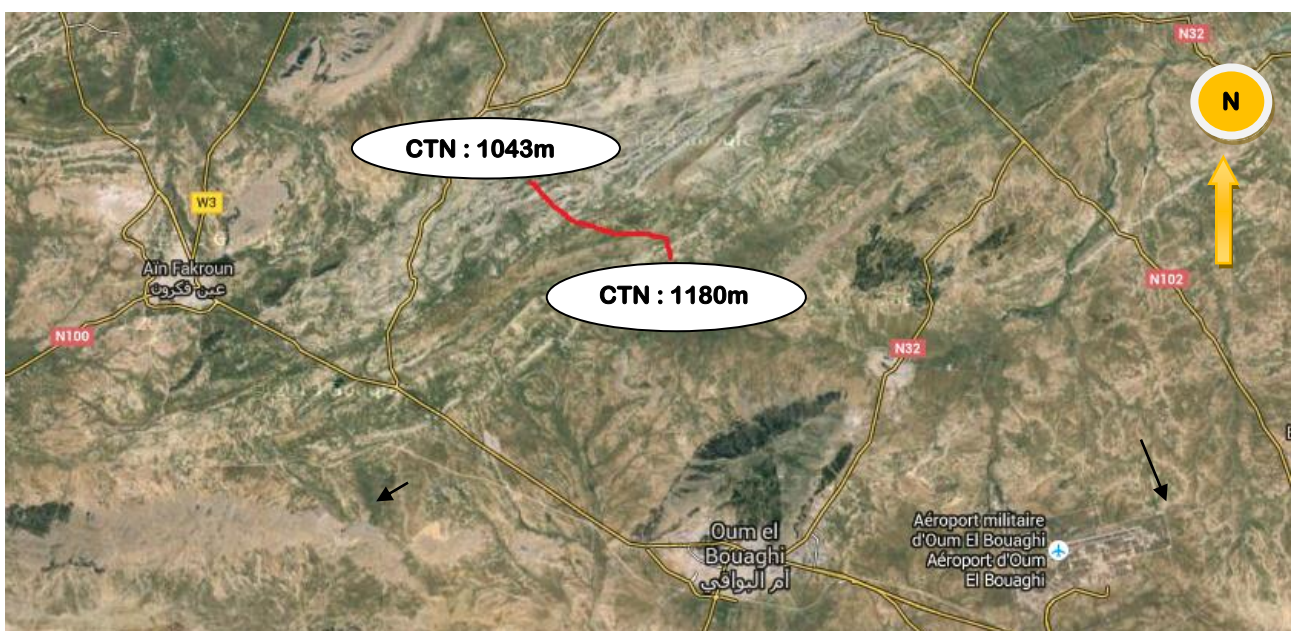


Figure III.3 : Le tracé en plan de la variante II (Forage B1 vers Réservoir AD2)

III.8 Calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique comporte des tronçons par refoulement et des tronçons gravitaires.

III.8.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement [1] :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

✓ Formule de BRESSE :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.1)$$

✓ Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m);

Q : Débit véhiculé (m³/s).

1. Calcul des pertes de charge linéaires [6] :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue ε exprimée en (mm) ;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_L = j \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

V: Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_L: Pertes de charge linéaires en (m) ;

j: Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

✓ Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

ϵ : Rugosité de la conduite en mm (0.1mm) ;

D: Diamètre de la conduite en (mm).

✓ Formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec : $\lambda = f(Re, \epsilon/D)$

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

V: Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

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

g: Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;

Re: Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS ;

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337.t+0,000221.t^2)} \dots\dots\dots(III.7)$$

t : Température de l'eau en degré (on prend l'eau à 20°C)

2. Calcul des pertes de charge singulière :

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)... etc.

Dans notre cas les pertes de charge singulières représente **10%** de celle linéaire :

$$\Delta H_S = 0,10 \times \Delta H_L \dots \dots \dots (III.8)$$

3. Calcul des pertes de charge Totale :

Par la suite la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,10 \times \Delta H_L \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale en (m) ;

ΔH_S : Perte de charge singulière en (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m).

4. La hauteur manométrique totale HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration (m), Dans notre cas $\Delta H_a = 0,5m$;

ΔH_r : Perte de charge au refoulement (m).

5. Puissance des pompes [8] :

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{g \times Q \times H_{MT}}{\eta} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

P: Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

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

Q: Débit à refoulé (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m);

η : Rendement du pompage (75%).

6. Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

E: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh) ;

P: Puissance absorbée (Kw) ;

T: Temps de pompage en (heure); dans notre cas T =20h.

7. Frais d'exploitation :

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

$$F_{exp} = E \times e \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

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

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kw) ;

e: Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. (e=4,2DA)

8. Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

P_{rc}: Prix de la conduite en (DA) ;

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

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

Avec :

i: Taux d'annuité (i = 10%);

n: Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n =30 ans.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i = \frac{0,1}{(1+0,1)^{30} - 1} + 0,1 = 0,1061 = 10,61\%$$

III.8.2 *Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires [5] :*

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

$$\Delta H = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (III.16)$$

De cette formule on va tirer le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \dots \dots \dots (III.17)$$

Avec :

L: Longueur de la conduite (m) ;

ΔH : Charge disponible (m) ;

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

K', β, m: Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

Tab III.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

matériau	K'	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Pour les conduites en **PEHD**, leur dimensionnement se fait en tenant compte de diamètre intérieur.

$$D_{int} = D_{ex} - 2e \dots \dots \dots (III.18)$$

Avec :

D_{int} : Diamètre intérieur (mm) ;

D_{ex} : Diamètre extérieur (mm);

e : Epaisseur (mm).

Pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limite de la vitesse $0,5 < V < 1,5$ m/s.

Les longueurs et leurs débits des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tab III.2: Linéaire de conduites avec leurs débits.

Point de départ	Altitude (m)	Point d'arrivé	Altitude (m)	Longueur (m)	Débit (l/s)
Par Refoulement					
SP AD1	1043	Réservoir AD1	1173	5000	10,31

III.8.3 Application numérique :

1. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement :

a. Sous-variante I Station de pompage (AD1) vers le réservoir (AD2) :

Le dimensionnement sera avec le **PEHD** pour cette Sous variante

Nous avons utilisés les prix des conduites de groupe CHIALI

(voir **ANNEXE I: TUBE PEHD EAU POTABLE PN20 Année 2016**).

$Q = 10,31$ l/s ; $L = 5000$ m ; côte de départ = **1043** m ; côte d'arrivé = **1173** m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,01031} = 0,1015 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,01031} = 0,1523 \text{ m}$$

- Frais d'exploitation

Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
90	10,1	69,8	2,69	188067,33	0,0218	5000	577,81	57,78	635,60
110	12,3	85,4	1,80	153713,11	0,0207	5000	200,12	20,01	220,13
125	14	97	1,40	135330,92	0,0201	5000	102,79	10,28	113,07
160	17,9	124,2	0,85	105693,23	0,0189	5000	28,08	2,81	30,89
200	22,4	155,2	0,54	84581,83	0,0179	5000	8,73	0,873	9,60

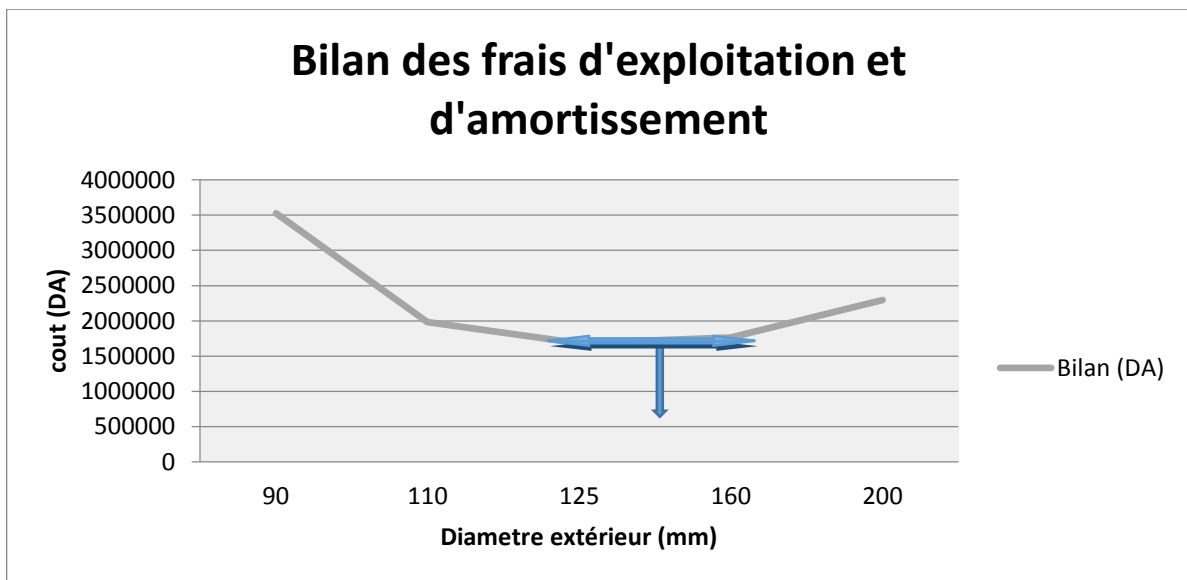
ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
635,60	130	765,60	103,24	753682,61	3165466,95
220,13	130	350,13	47,22	344683,49	1447670,68
113,07	130	243,07	32,78	239285,60	1004999,51
30,89	130	160,89	21,70	158389,16	665234,48
9,60	130	139,60	18,83	137430,54	577208,26

- Frais d'amortissement

Dint (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	Fam (DA)
90	678,64	5000	10,61	360018,52
110	1004,91	5000	10,61	533104,755
125	1273,74	5000	10,61	675719,07
160	2071,43	5000	10,61	1098893,62
200	3242,24	5000	10,61	1720008,32

- Bilan Totale

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
90	3165466,95	360018,52	3525485,47
110	1447670,68	533104,76	1980775,43
125	1004999,51	675719,07	1680718,58
160	665234,48	1098893,62	1764128,09
200	577208,26	1720008,32	2297216,58



Le diamètre économique est de **160 mm** avec une vitesse de **0.85 m/s**.

b. Sous-variante 2 ; Station de pompage (AD1) vers le réservoir (AD2) :

Le dimensionnement sera avec la fonte ductile pour cette Sous variante
Nous avons utilisés les prix du ML des conduites en fonte ductile selon

ELECTROSTEEL ALGERIE

(voir **ANNEXE I.2: TUBE FONTE DUCTILE EAU POTABLE EA**).

$Q = 10,31$ l/s ; $L = 5000$ m ; côte de départ = **1043** m ; côte d'arrivé = **1173** m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,01031} = 0,1015 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,01031} = 0,1523 \text{ m}$$

• **Frais d'exploitation :**

D (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔH_s (m)	ΔHT (m)
100	1,31	131271,00	0,0199	5000	87,39	8,74	96,13
125	0,84	105016,80	0,0189	5000	27,20	2,72	29,92
150	0,58	87514,00	0,0188	5000	10,87	1,09	11,96
200	0,33	65635,50	0,0169	5000	2,32	0,23	2,55
250	0,21	52508,40	0,0161	5000	0,72	0,07	0,80

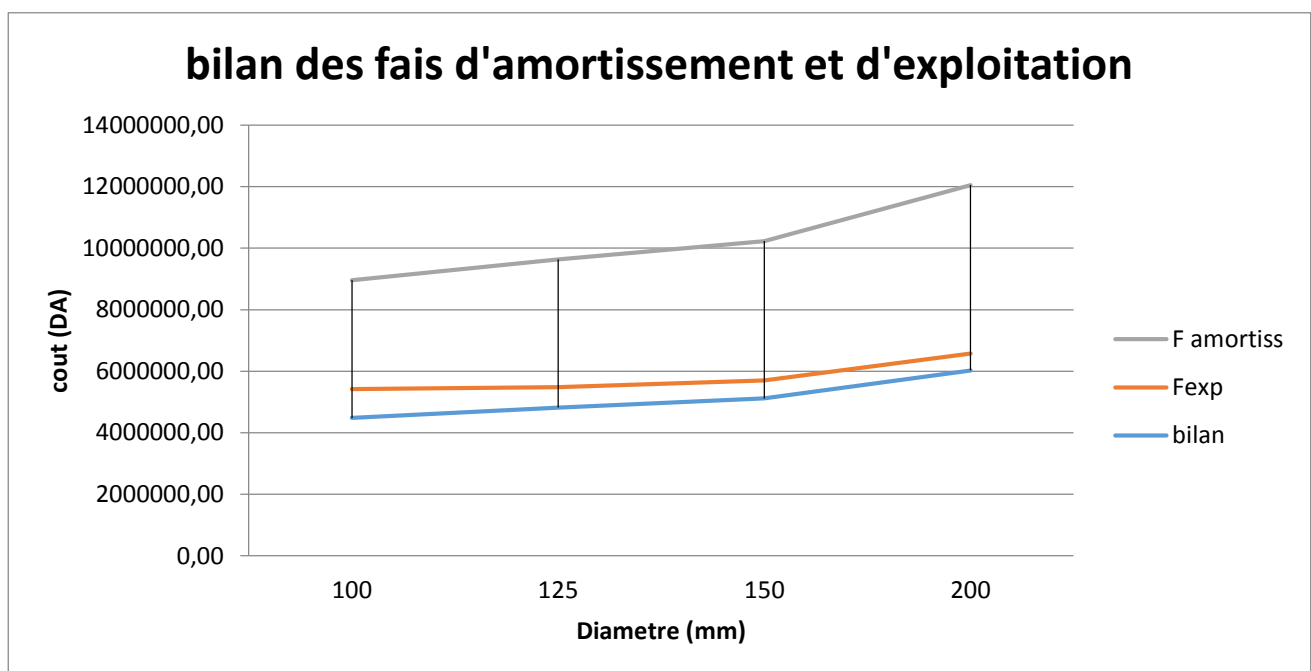
ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
96,13	130	226,13	30,49	222610,42	934963,8
29,92	130	159,92	21,57	157428,36	661199,09
11,96	130	141,96	19,14	139750,34	586951,42
2,55	130	132,55	17,88	130488,67	548052,42
0,80	130	130,80	17,64	128761,21	540797,06

• **Frais d'amortissement :**

D (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	Fam (DA)
100	6682,310	5000	10,61	3544965,46
125	7836,220	5000	10,61	4157114,71
150	8534,23	5000	10,61	4527409,02
200	10323,10	5000	10,61	5476404,55
250	11542,36	5000	10,61	6123221,98

- **Bilan Totale :**

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
100	934963,8	3544965,46	4479929,22
125	661199,093	4157114,71	4818313,8
150	586951,424	4527409,02	5114360,44
200	548052,418	5476404,55	6024456,97



Le diamètre économique est de **125 mm** avec une vitesse de **0,84 m/s**.

➤ **Conclusion :**

D'après les propriétés de notre zone d'étude le **PEHD** est un matériau convenable pour nos adductions ainsi que notre choix est motivé par la disponibilité de ce type des conduites dans le marché algérien et aussi il est fabriqué localement.

Après avoir comparé le Sous-variante 1 et 2 on constate que la Sous variante 1 est la plus économique pour la variante I, donc le dimensionnement de cette variante sera avec le **PEHD** et un diamètre de **160 mm** car ce dernier est compatible avec la nature de terrain (facile a manipuler) contrairement à la fonte qui est très difficile lors de l'emplacement (plusieurs coudes) n'est pas compatible avec la nature de terrain région montagneuse.

2. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement :

a. Sous-variante 1 Station de pompage (AD1) vers le réservoir (AD2) :

Le dimensionnement sera avec le **PEHD** pour cette sous-variante.

$Q = 10,31$ l/s ; $L = 4520$ m ; côte de départ = **1043** m ; côte d'arrivé = **1180** m

Pour cette variante on a proposé une nouvelle cote pour l'emplacement du réservoir 1180 m, cette dernière est considéré comme la plus grande cote dans cette région.

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,01031} = 0,1015 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,01031} = 0,1523 \text{ m}$$

- **Frais d'exploitation :**

Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
90	10,1	69,8	2,69	188067,33	0,0218	4520	522,34	52,23	574,58
110	12,3	85,4	1,80	153713,11	0,0207	4520	180,91	18,09	199,00
125	14	97	1,40	135330,92	0,0201	4520	92,92	9,29	102,21
160	17,9	124,2	0,85	105693,23	0,0189	4520	25,39	2,54	27,93
200	22,4	155,2	0,54	84581,83	0,0179	4520	7,89	0,79	8,68

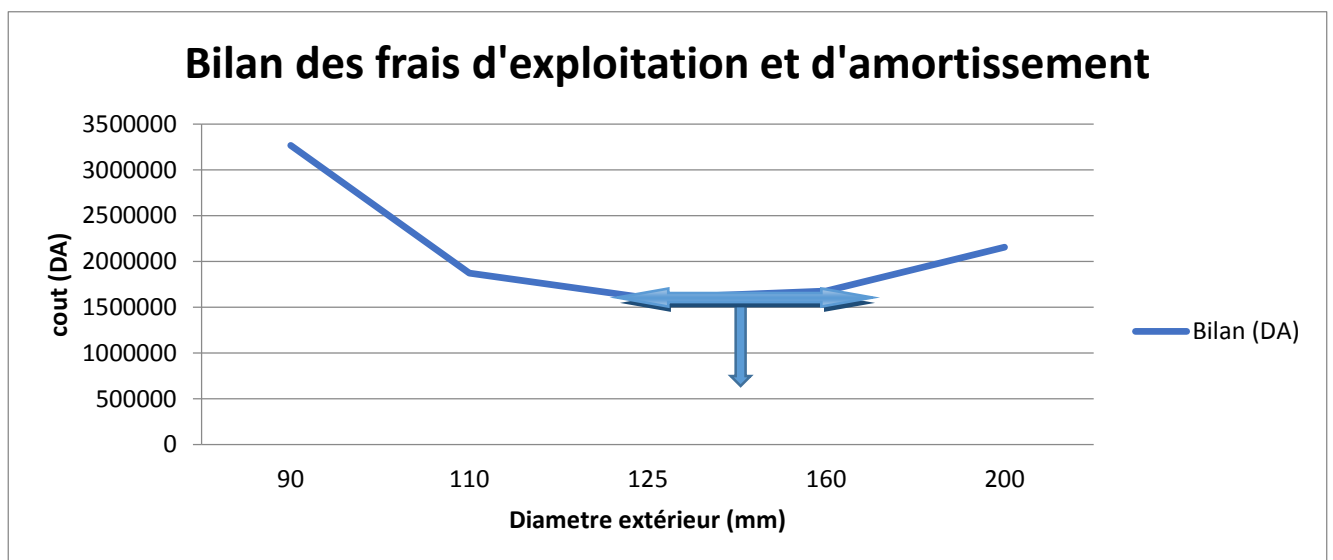
ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
574,58	137	711,58	95,96	700505,97	2942125,07
199,00	137	336,00	45,31	330770,77	1389237,24
102,21	137	239,21	32,26	235491,07	989062,50
27,93	137	164,93	22,24	162360,69	681914,91
8,68	137	145,68	19,65	143414,10	602339,21

• *Frais d'amortissement :*

Dint (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	Fam (DA)
90	678,64	4520	10,61	325456,742
110	1004,91	4520	10,61	481926,699
125	1273,74	4520	10,61	610850,039
160	2071,43	4520	10,61	993399,828
200	3242,24	4520	10,61	1554887,52

• *Bilan Totale :*

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
90	2942125,07	325456,742	3267581,81
110	1389237,24	481926,70	1871163,94
125	989062,50	610850,04	1599912,54
160	681914,91	993399,83	1675314,74
200	602339,21	1554887,52	2157226,74



Le diamètre économique est de **160 mm** avec une vitesse de **0.85 m/s**.

b. Sous-variante 2 ; Station de pompage (AD1) vers le réservoir (AD2) :

Le dimensionnement sera avec la fonte ductile pour cette Sous variante
 Nous avons utilisés les prix du ML des conduites en fonte ductile selon
ELECTROSTEEL ALGERIE

Q= 10,31 l/s ; L= 4520 m ; côte de départ = 1043 m ; côte d'arrivé = 1180 m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,01031} = 0,1015 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,01031} = 0,1523 \text{ m}$$

• **Frais d'exploitation :**

D (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔHL (m)	ΔHs (m)	ΔHT (m)
100	1,31	131271,00	0,0199	4520	79,00	7,90	86,90
125	0,84	105016,80	0,0189	4520	24,59	2,46	27,04
150	0,58	87514,00	0,0188	4520	9,83	0,98	10,81
200	0,33	65635,50	0,0169	4520	2,10	0,21	2,31
250	0,21	52508,40	0,0161	4520	0,65	0,07	0,72

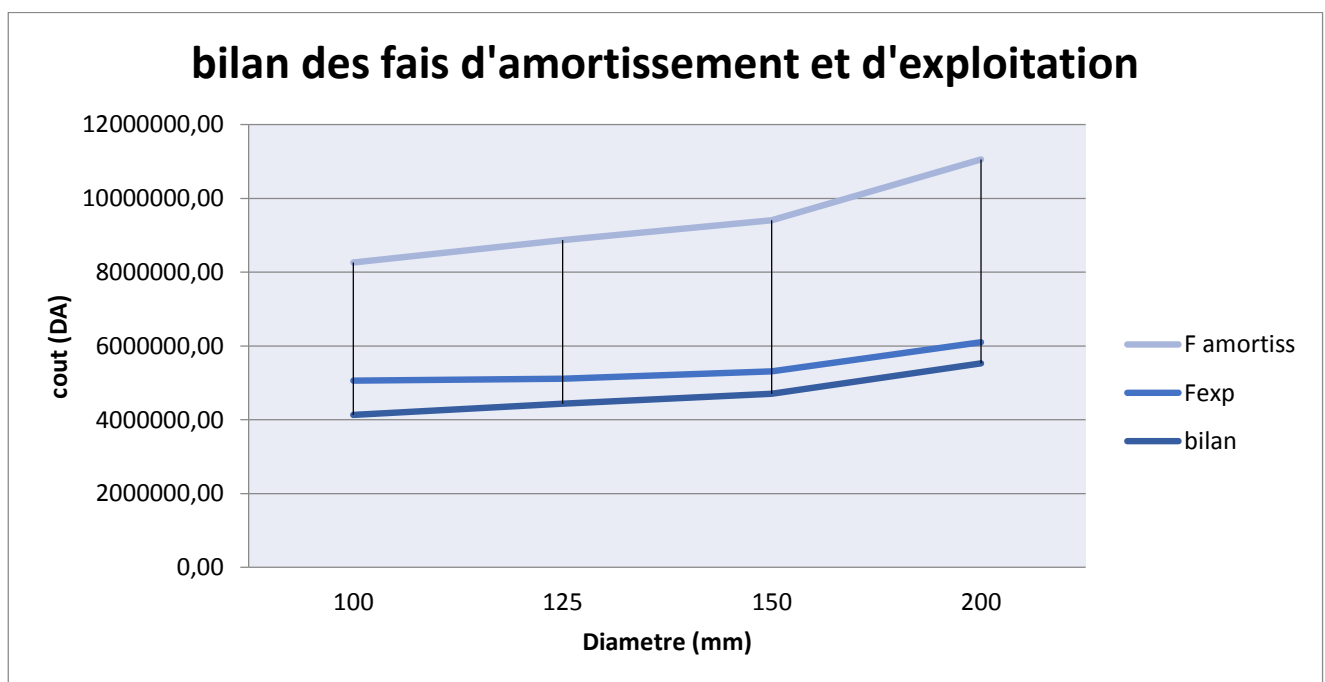
ΔHT (m)	Hg (m)	Hmt (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
86,90	137	223,90	30,19	220416,71	925750,2
27,04	137	164,04	22,12	161492,13	678266,93
10,81	137	147,81	19,93	145511,20	611147,03
2,31	137	139,31	18,79	137138,65	575982,33
0,72	137	137,72	18,57	135577,02	569423,49

• *Frais d'amortissement :*

D(mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	Fam (DA)
100	6682,310	4520	10,61	3204648,77
125	7836,220	4520	10,61	3758031,70
150	8534,23	4520	10,61	4092777,75
200	10323,10	4520	10,61	4950669,713
250	11542,36	4520	10,61	5535392,67

• *Bilan Totale :*

D(mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
100	925750,2	3204648,77	4130398,97
125	678266,927	3758031,7	4436298,62
150	611147,033	4092777,75	4703924,78
200	575982,332	4950669,71	5526652,05
250	569423,492	5535392,67	6104816,16



Le diamètre économique est de **125 mm** avec une vitesse de **0,84 m/s**.

➤ **Conclusion :**

Après avoir comparé le Sous-variante 1 et 2 on constate que la Sous variante 1 est la plus économique pour la variante I, donc le dimensionnement de cette variante sera avec le **PEHD** et un diamètre de **160 mm** car ce dernier est compatible avec la nature de terrain (facile a manipuler) contrairement à la fonte qui est très difficile lors de l'emplacement (plusieurs coudes) n'est pas compatible avec la nature de terrain (accidenté région montagneuse) et riche en matière verte.

III.9 Choix de variante :

On va comparer les deux variantes **I** et **II** afin de choisir la variante la plus fiable et la plus économique.

On note que la comparaison concerne la partie différant de tracé de ces deux conduites :

Tableau III.3: Comparaison des variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante I	<ul style="list-style-type: none"> - L'emplacement de réservoir est raisonnable une cote de 1173 un terrain plat. - une bonne assurance de la vitesse d'écoulement ainsi que la pression. 	<ul style="list-style-type: none"> - Longueur de la conduite de refoulement est grande par rapport à la 2^{eme} variante. - le réservoir de stockage est un peu éloigné de l'agglomération. - la multiplication d'ouvrages coûteux et fragiles puisqu'il y'a un des routes. - la HMT est importante.
Variante II	<ul style="list-style-type: none"> - diamètre très économique par rapport à la 1^{er} variante. - le tracé se trouve confronté à ces points, des dispositifs anti-béliers peuvent être installés. - La longueur de refoulement raisonnable en comparant avec la 1^{ère} variante. - La cote de réservoir est la plus haute implique une bonne assurance de pression pour le point le plus défavorable dans le réseau. - pas de multiplication d'ouvrage lors de la réalisation de tracé. 	<ul style="list-style-type: none"> - Longueur de la conduite de distribution est importante

D'après cette comparaison on voit que la **Variante II** présente moins de contraintes par rapport à la **Variante I**, donc on tient à choisir dans notre étude.

Tab III.4: Bilan du dimensionnement de la conduite de refoulement.

Point de départ	Point d'arrivé	L (m)	Q (l/s)	D _{ext} (mm)	V (m/s)
Par Refoulement					
Forage B1	Réservoir AD2	4520	10,31	160	0.85

CONCLUSION :

L'analyse des résultats de l'étude d'adduction effectuée sur la région de Ain disse Wilaya d'Oum El Bouaghi, a été réalisée en intégrant deux approches :

- Une approche technique qui nous a permis de faire une petite synthèse où l'ensemble des paramètres hydrauliques, vitesse, pression et pertes de charge ont été vérifiés.
- Une approche économétrique qui nous a permis de déterminer les facteurs influents sur le coût du projet.

L'étude techno-économique de l'adduction nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction sera composée d'une partie de refoulement de **4,52 Km** de longueur et un diamètre de **160 mm** et d'une partie gravitaire pour la distribution.

Chapitre IV :

Etude de stockage

INTRODUCTION :

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

Une fois l'estimation des besoins en eau de notre aire d'étude achevée et le déficit à combler déterminer, nous devons projeter des réservoirs de stockage et les dimensionner dans l'optique de prendre en charge la sécurité d'approvisionnement.

Ce chapitre portera sur l'étude des réservoirs de stockage destinés aux zones concernées.

IV.1. Fonctions des réservoirs [4] :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue.

Ils servent à :

- Compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Offrir la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régulariser le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Régulariser les pressions dans le réseau.
- Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

IV.2. Prescriptions sanitaires [6] :

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3. Classification des réservoirs [1] :

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Réservoirs métalliques.
 - Réservoirs en maçonnerie.
 - Réservoirs en béton armé.
 - Réservoirs en plastique.

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être:
 - Réservoirs enterrés.
 - Réservoirs semi enterrés.
 - Réservoirs surélevés.

- D'après la forme de la cuve :
 - Réservoirs carrés.
 - Réservoirs circulaires.
 - Réservoirs rectangulaires.

IV.4. Équipement des réservoirs :

Les réservoirs sont constitués de différents équipements à savoir :

- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).
- La section de la canalisation de trop-plein doit pouvoir absorber la fourniture d'eau à plein régime. Cette canalisation est siphonnée avec une garde d'eau suffisante.
- La canalisation de vidange doit être située au point le plus bas du fond du réservoir.
- Les orifices d'évacuation du trop-plein et de la vidange sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux.
- L'installation des vannes sur les canalisations de départs des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation.
- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).
- Une fermeture par flotteur de l'alimentation.
- Un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir et un by-pass entre l'adduction et la distribution (nettoyage, entretien, réparation).
- Une bêche d'arrivée d'eau d'un déversoir permettant la mesure des débits d'arrivée.
- Un by-pass pour assurer la distribution pendant la panne de l'un des réservoirs jumelée et relié la conduite d'amenée à la conduite de départ.

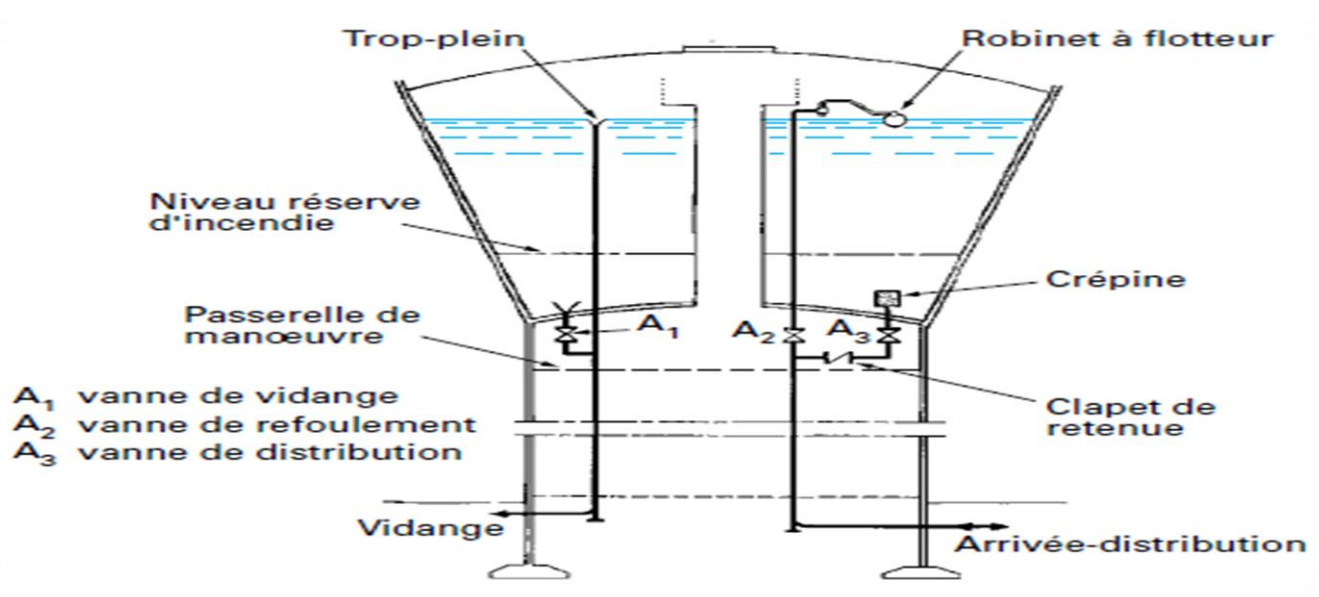


Figure IV.1: Coupe transversale d'un réservoir surélevé.

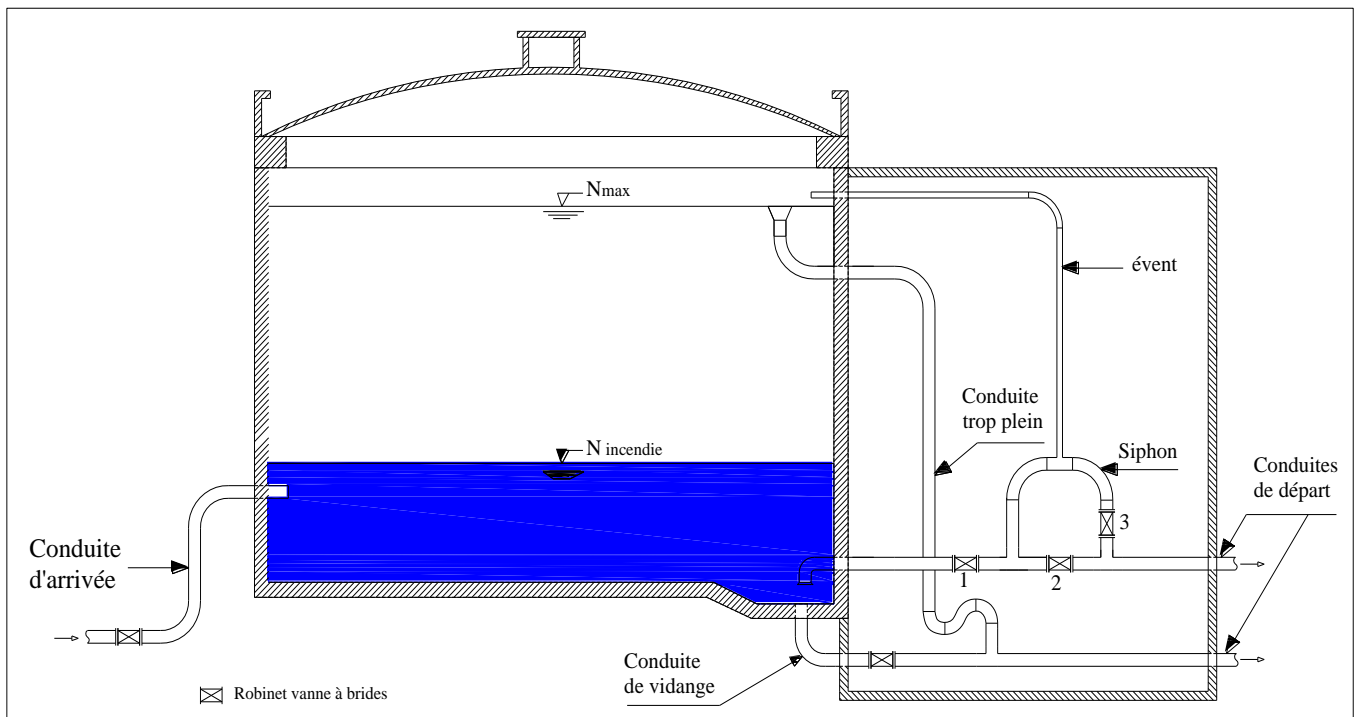


Figure IV.2: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

IV.5. Avantages de réservoirs :

- Servent à compenser l'écart entre les apports et la consommation ;
- Simplifient l'exploitation ;
- Peuvent constituer une réserve pour les imprévus ;
- Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas
- Régularisent le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant
- Régularisent les pressions dans le réseau ;
- Garantie une Réserve d'incendie. Une partie du volume est réservée pour la lutte contre l'incendie.

IV.6. Capacité des réservoirs [5] :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

a. Méthode analytique

On adopte un model linéaire pour la détermination du volume V_t du réservoir qui suit la forme suivante :

$$V_t = AX + B \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

Avec :

- V_t : Volume de réservoir (m^3) ;
- A : coefficient de dimensionnement (%) ;
- X : débit maximal journalier $Q_{Max,j}(m^3/J)$;
- B : réserve d'incendie ($B=120m^3$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{Max,j}}{100} + V_{INC} \dots \dots \dots \text{IV.2}$$

Avec :

- $|\Delta V^+_{MAX}|$: Excès dans les différences heures de la journée ;
- $|\Delta V^-_{MAX}|$: Déficit pendant les différentes heures de la journée ;

V_{INC} : Réserve d'incendie. Avec $V_{INC} = 120m^3$;

$Q_{Max,j}$: Débit journalier maximal (m^3/j).

Dans notre étude on a estimé la capacité théorique des réservoirs pour une durée de pompage 20h/24h, ce qui donne un pourcentage horaire de : 5.00% (100/20).

b. Méthode graphique [7] :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$V_t = \left[\frac{d+d'}{100} \times Q_{Max,j} \right] + V_{INC} \dots \dots \dots IV.3$$

Avec :

V_t : Volume totale du réservoir ;

V_{INC} : Réserve d'incendie estimé à 120 m^3 ;

d : Excès pendant les différentes heures de la journée ;

d' : Déficit pendant les différentes heures de la journée ;

$Q_{Max,J}$: Débit maximale journalière en (m^3 /j).

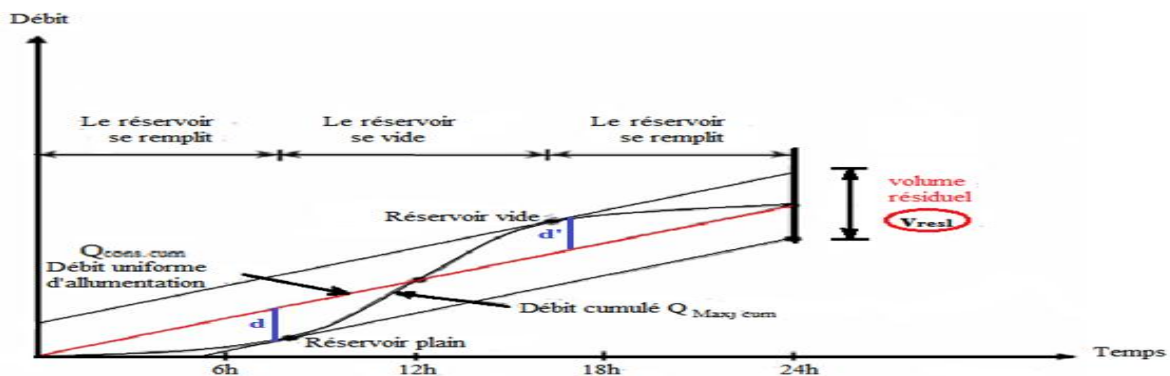


Figure IV.3: Représentation graphique de la consommation et l'apport

IV.7. Dimensionnement des réservoirs [1] :

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs.

IV.7.1. Calculer le coefficient de dimensionnement (A)

D'après la taille de population future estimée dans le **chapitre II**, on distingue que la commune Ain Disse (les deux localités El Charef et El Gourzi) appartient à La 1^{er} classe H<10000 dans le tableau de coefficient horaire de distribution :

Tableau IV.1: Calculer de coefficient de dimensionnent (A) pour la 1^{er} classe

Heures	Apport	Apport	Distribution	Distribution	différence	
	(Q _{max,j} %)	Cumulé	(Q _{max,j} %)	Cumulé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
0-1	5	5	0,75	0,75	4.25	
1-2	5	10	0,75	1,5	8.5	
2-3	5	15	1	2,5	12.5	
3-4	5	20	1	3,5	16.5	
4-5	5	25	3	6,5	18.5	
5-6	5	30	5,5	12	18	
6-7	5	35	5,5	17,5	17.5	
7-8	5	40	5,5	23	17	
8-9	5	45	3,5	26,5	18.5	
9-10	5	50	3,5	30	20	
10-11	5	55	6	36	19	
11-12	5	60	8,5	44,5	15.5	
12-13	5	65	8,5	53	12	
13-14	5	70	6	59	11	
14-15	5	75	5	64	11	
15-16	5	80	5	69	11	
16-17	5	85	3,5	72,5	12.5	
17-18	5	90	3,5	76	14	
18-19	5	95	6	82	13	
19-20	5	100	6	88	12	
20-21	0	100	6	94	6	
21-22	0	100	3	97	3	
22-23	0	100	2	99	1	
23-24	0	100	1	100	0	

$$A = \frac{|\Delta V_{MAX}^+| + |\Delta V_{MAX}^-|}{100} = \frac{20 + 0}{100} = 0,2$$

IV.7.2. Réservoirs de stockage

Les réservoirs de stockage du réseau d’adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude une (1) commune est concernée par le projet d’alimentation en eau potable.

- *La position du réservoir*

Les deux localités El Charef et El Gourzi se situe sur un haut plateau d’une altitude qui est inférieure à cent mètre (1000m), nous avons positionnés le réservoir sur une côte de mille cent soixante trois mètre (1173 m).



Figure IV.4 : Position du réservoir de stockage AD2

- *Calcul du volume de réservoir de stockage AD2 :*

✓ $Q_{max,j} = 423,56 \text{ m}^3 / j$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;

➤ $H = \text{Le nombre d'habitant} = 1732$ ($H < 10000$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{Max,J}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [20 + 0] \times \frac{436,625}{100} + 120 = 211,7 \text{ m}^3$$

$$V_t = 300 \text{ m}^3$$

IV.7.3. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Le diamètre D de la cuve :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

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

$$h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

- **La section de la cuve :**

$$S = \frac{V_t}{h} \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

- **La hauteur totale du réservoir :**

$$H = h + R \dots \dots \dots \text{IV.7}$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots \dots \dots \text{IV.8}$$

Avec :

D : Diamètre de la cuve (m) ;

V_t: Volume totale du réservoir (m) ;

V_{inc}: Réserve d'incendie estimé à 120 m³ ;

R : Revanche (m).

a. Dimensionnement de réservoir de stockage AD2 :

- Le diamètre D de la cuve :

On pose $h=4\text{m}$.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 300}{\pi \times 4}} = 9,77 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad D = 10 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$\text{AN: } h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 300}{\pi \times 10^2} = 3,8 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{300}{3,8} = 78,94 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

On prend : $R = 0,50 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = h + R = 3,8 + 0,50 = 4,3 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{AN: } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{78,94} = 1,52 \text{ m}$$

Les résultats finals du dimensionnement de réservoir sont représenté dans le tableau IV.4 suivant :

Tableau IV.3 : Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoir	Type	Forme	V_t (m^3)	D (m)	h (m)	R (m)	H (m)	S (m^2)
Réservoir AD2	Semi-enterré	Circulaire	300	10	3,8	0,5	4,3	78,94

CONCLUSION :

Dans ce présent chapitre, après l'estimation des besoins de notre agglomération à l'horizon d'étude, nous avons déterminé la capacité de réservoir de stockage AD2 qui est estimé à **300 m³** et qui sera de forme circulaire et de type semi-enterrés.

Chapitre V :

Etude de pompage

Introduction :

La pompe hydraulique est construite pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H .

Elle transmet au courant liquide qui la traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression, en d'autres termes la pompe transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

V.1. Rôle de la pompe

Une pompe est une machine utilisée pour aspirer un fluide situé à un niveau bas, pour le refouler à un niveau haut, et cela suite à la transformation de l'énergie mécanique fournie par le moteur en énergie acquise par le fluide.

V.2. Choix de la pompe

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

En effet, le choix consiste de déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums.

Il existe plusieurs type de pompes, on site trois (3) grand catégories englobant ce types à savoir :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

• Pompes centrifuges [8] :

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et tournant à l'intérieur d'intérieur d'une enveloppe appelée corps de pompe.

Son principe de fonctionnement est d'utiliser la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.

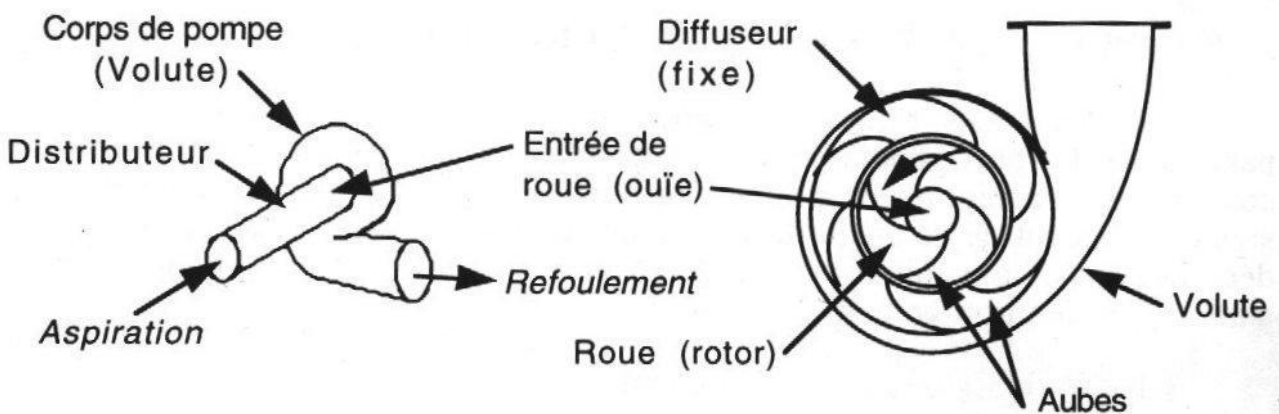


Figure V.1: Constitution d'une pompe centrifuge

- **Pompes volumétrique :**

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

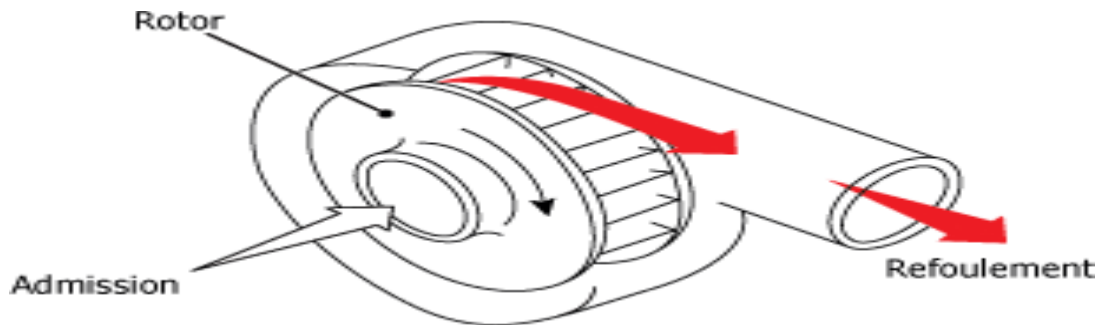


Figure V.2 : Schéma d'une pompe volumétrique

- **Les turbopompes :**

Dans les turbopompes, une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge (Figure V.3) ;
- Pompe axiale (Figure V.4) ;
- Pompe hélico-centrifuge (Figure V.5).

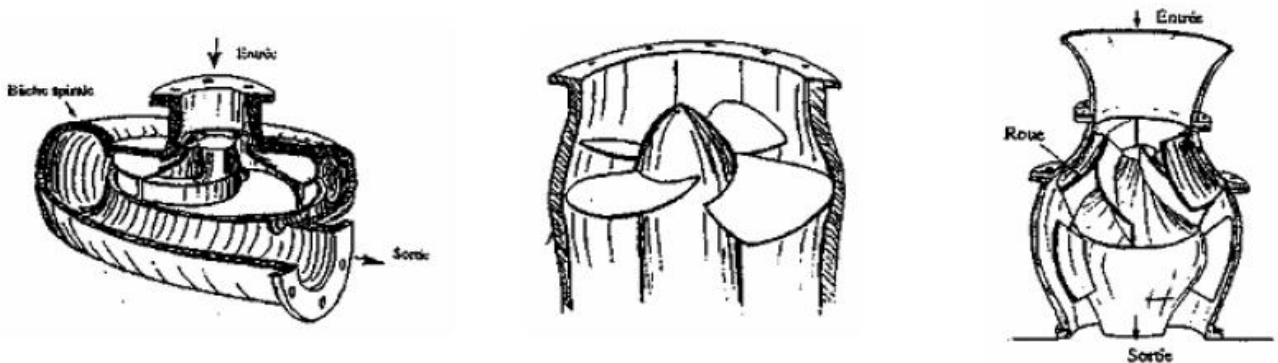


Figure V.2: Pompe centrifuge Figure V.3: Pompe axiale Figure V.4: Pompe hélico-centrifuge

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges car elles les plus utilisées en hydraulique urbaine et en plus possèdent beaucoup d'avantage à savoir :

- Un bon rendement ;
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement ;
- Cout réduit ;
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle ;
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

V.3. Couplage des pompes [7] :

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fournie par une seule pompe est insuffisant.

V.6.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement individuel conduit à une conduite générale commune, pour une même hauteur d'élévation (H_{MT}) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.

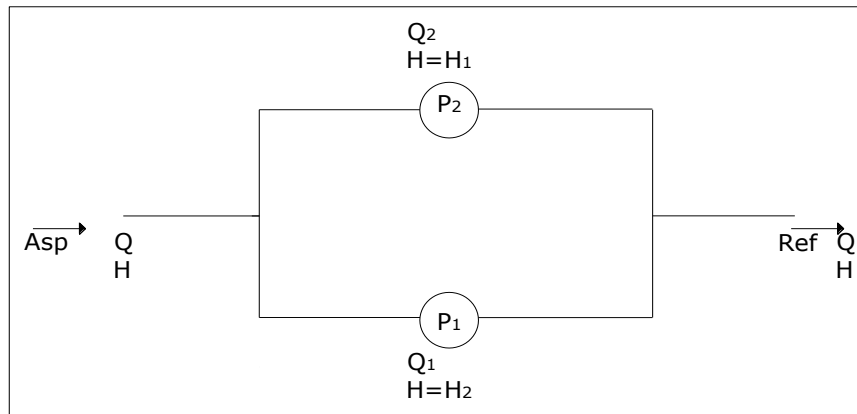


Figure V.5: Couplage de deux pompes en parallèle

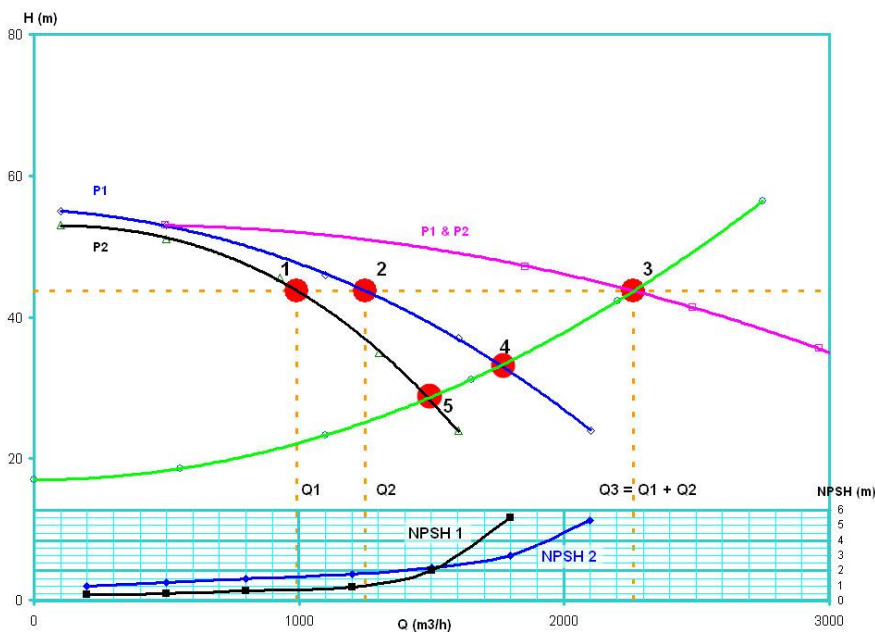


Figure V.6: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en parallèle

V.6.1. Couplage en série

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.

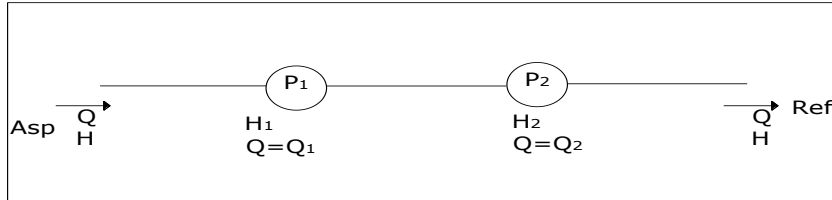


Figure V.7: Couplage de deux pompes en série

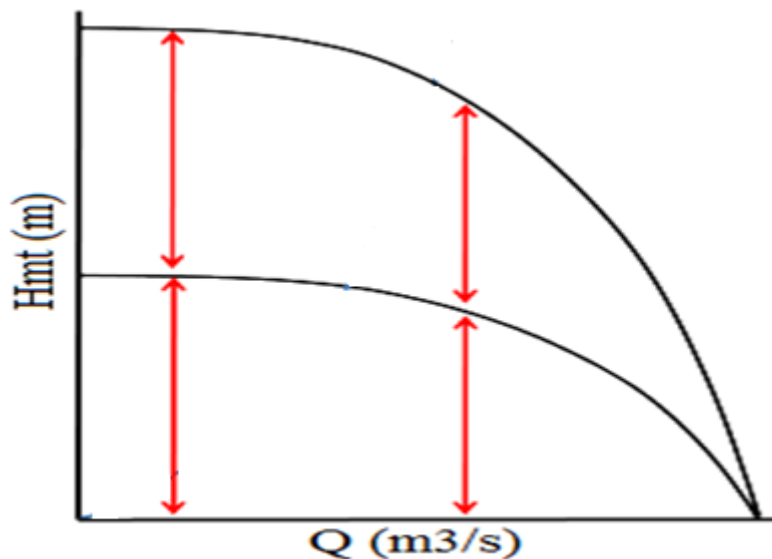


Figure V.8: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en série

V.4. Choix de nombre de pompe

Les critères de choix de pompes sont :

- Nombre de pompe minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation élevée (t_r/min) ;
- Puissance absorbé minimal ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH_{requis}$) minimal.

V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement [5] :

On appelle caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction de débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots V.1$$

Avec :

- H_g** : Hauteur géométrique (m) ;
- R** : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \dots\dots\dots V.2$$

Avec :

- λ** : Coefficient de perte de charge;
- L** : Longueur de la conduite(m) ;
- g** : Accélération de la pesanteur (9,81m².s⁻¹);
- D** : Diamètre de la conduite(m).

V.6. Caractéristiques de la pompe

V.6.1. Vitesse spécifique

C'est la vitesse à laquelle tournerait une pompe étalon et calculée pour élever un débit de 1m³/s à une hauteur de 1m.

Elle intervient pour connaître le type de la roue (radiale, axiale, mixte).

La vitesse spécifique N_s d'une pompe est déterminée par la formule suivante :

$$N_s = \frac{N \times \sqrt{Q}}{(H_{MT})^{3/4}} \dots\dots\dots V.3$$

Avec :

- N_s** : La vitesse spécifique (tr/min) ;
- N** : Nombre de tour (tr/min);
- Q** : Débit de pointe (m³/s) ;
- H_{MT}** : Hauteur manométrique (m).

Tableau V.1: Type de la roue

N_s	Entré de la roue	Sortie de la roue
10-37	Radiale	Radiale
37-80	Mixte	Radiale
80-165	Mixte	Mixte
100- 500	Axiale	Axiale

V.6.2. Point de fonctionnement des pompes

Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe P_F est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (donnée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

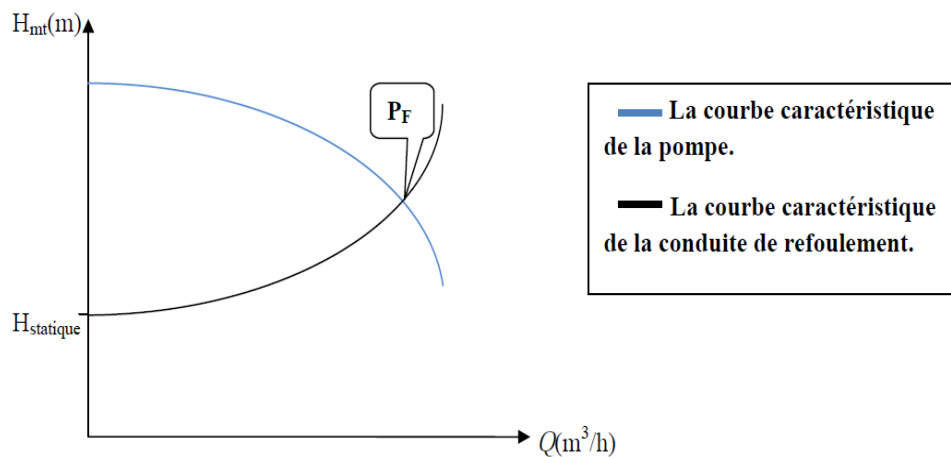


Figure V.9: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.6.3 Type et mode de réglage

Lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal, la pompe fonctionne alors dans les conditions optimales d'utilisation.

Cette condition, dans la plupart des cas n'est généralement pas satisfaite, c'est pourquoi on sera obligé d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, dont le but est de l'adapter à des conditions données.

A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Modification de la vitesse de rotation ;
- Réduction du temps de pompage.

a. Le vannage

On conserve la courbe caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charges singulières, on a la hauteur d'élévation pour le même débit désirer donc la perte de charge singulière à créer.

b. Le rognage

Ce procédé consiste à réduire le diamètre de la roue d'après la loi de la similitude.

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 \times D^2} = \frac{1}{m^2} \dots \dots \dots V.4$$

Avec :

- m** : Coefficient du rognage ;
- D** : Diamètre avant le rognage (m) ;
- Q** : Débit avant le rognage (m³/s) ;
- d** : Diamètre après le rognage (m) ;
- q** : Débit après le rognage (m³/s) ;
- H** : Hauteur d'élévation avant le rognage (m).
- h** : Hauteur d'élévation après le rognage (m) ;

On trace la droite (H = a × Q).

Tel que : $a = \frac{h}{q}$ et $d=1-m < 15\%$

Si le pourcentage de rognage $a=1-m < 15\%$, on accepte la modification du diamètre de la roue extérieure qui sera réduit à : $d = m \times D$.

c. Modification de la vitesse de rotation

Ce procédé a pour but de trouver une vitesse N' de manière à ce que la courbe H = a × q² passe par le point de fonctionnement désire avec :

$$a = \frac{h}{q^2} \dots \dots \dots V.5$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \dots \dots \dots V.6$$

$$\frac{H}{H'} = \frac{N^2}{N'^2} \dots \dots \dots V.7$$

De la formule (V.6) on a : $N' = \frac{N \times Q'}{Q}$

De la formule (V.7) on a : $N' = N \times \left[\frac{H'}{H} \right]^{\frac{1}{2}}$

d. Réduction du temps de pompage

Si nous gardons le point de fonctionnement P₁ ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$T'_p = q \times \left[\frac{T_p}{Q} \right] \dots\dots\dots V.8$$

Avec :

- T_p : Temps de pompage (heurs) ;
- q : Débit (m³/h);
- Q : Débit de pointe (m³/h).

Les frais annuels d'énergie :

$$F_e = P \times T_p \times 365 \times e \dots\dots\dots V.9$$

Avec :

- T_p : Temps de pompage (20h/24h) ;
- P : Puissance absorbée (Kw);
- e : Prix du (Kw); (e=4,2DA).

V.7. Étude de la cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur décondensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation entraîne de grave incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition suivante :

$$NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$$

NPSH_{disponible} : charge net d'aspiration disponible (Net positive section Head)

Calculé par la formule suivante :

$$NPSH_{disponible} = \frac{P_0}{\omega} - (H_{asp} + j_{asp} + H_v) \dots\dots\dots V.10$$

Avec :

$\frac{P_0}{\omega}$: Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration(m)

H_{asp} :Hauteur d'aspiration(m) ;

j_{asp} : Perte de charge à l'aspiration(m) ;

H_v : Tension de vapeur (m).

La tension de vapeur est fonction de la température, les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2: Tableau représentatif de la tension de vapeur H_v pour une température donnée

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
H_v(m)	0,06	0,083	0,125	0,25	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Pour les eaux ne dépassant pas 20°C, nous pouvons poser :

$$\frac{P_0}{\omega} - H_v \cong 10m$$

- 1^{ère} cas :

Le fonctionnement en charge, la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide (Voir la **Figure V.10**).

La hauteur en charge $H_{asp} = (Z_0 - Z_1)$.

Nous aurons donc : $NPSH_{desponible} \approx 10 + H_{asp} - j_{asp}$.

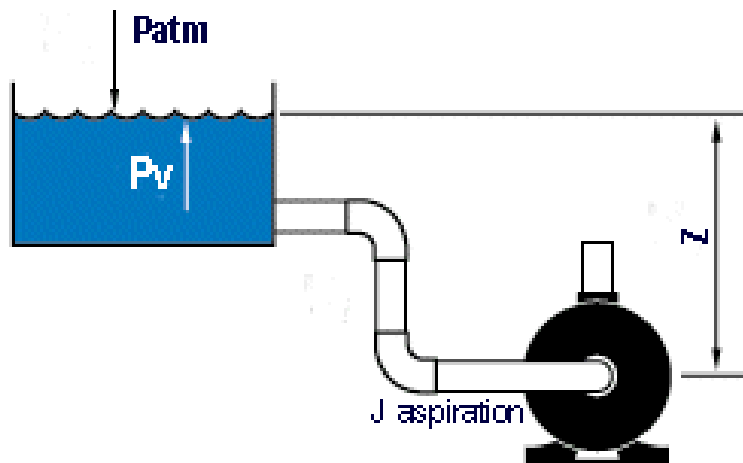


Figure V.10: Fonctionnement de la pompe en charge

- 2^{ème} cas :

Le fonctionnement en charge, la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide (Voir la Figure V.11).

La hauteur en charge $H_{asp} = (Z_0 - Z_1)$.

Nous aurons donc : $NPSH_{desponible} \approx 10 - H_{asp} - j_{asp}$.

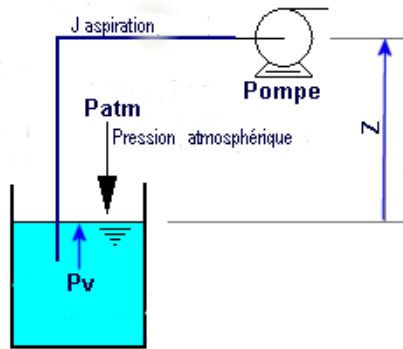


Figure V.11: Fonctionnement de la pompe en aspiration

V.8. Application numérique

V.8.1 Choix des pompes AD1

a. AD1 vers réservoir de stockage AD2:

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (PM 100/ 10 B) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Description de la pompe PM 100/ 10 B :**

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

- **Données techniques :**
 - Q : 11,82 l/s;
 - H : 174 m;
 - n. poles : 2 ;
 - Tension : 400 V ;
 - Diamètre refoulement : DN100 (UNI PN40) ;
 - Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25) ;

- **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de 10,31 l/s nous avons utilisé une pompe de type Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 100/ 10 B) avec une autre pompe identique de secours.

Nous allons prendre une **PM 100/ 10 B** parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée et meilleur rendement.

Tableau V.3: Donnés sur le système de pompage de la SP AD1 vers le réservoir AD2

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Nombre de pompe
174	11,82	CAPRARI PM 100/ 10 B	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	2

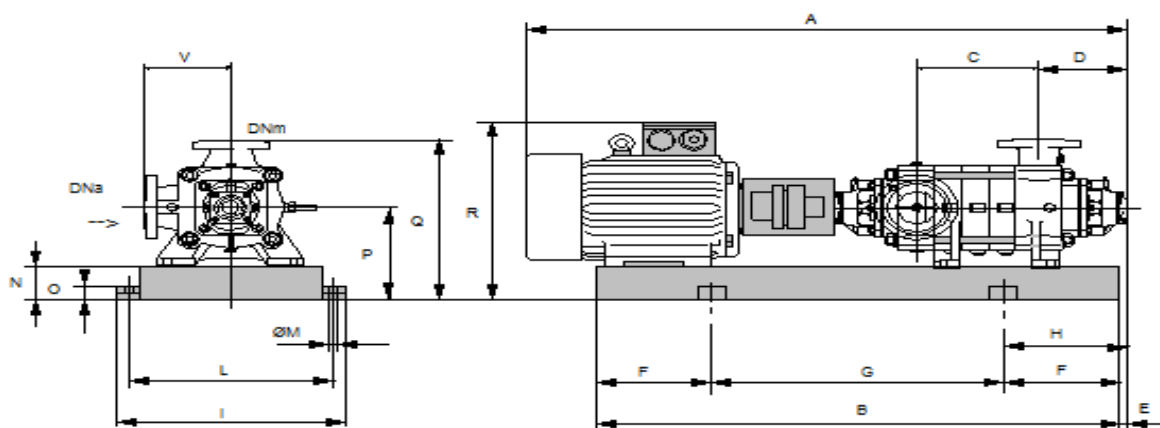


Figure V.12 : Schéma de la pompe PM 100/ 10 B

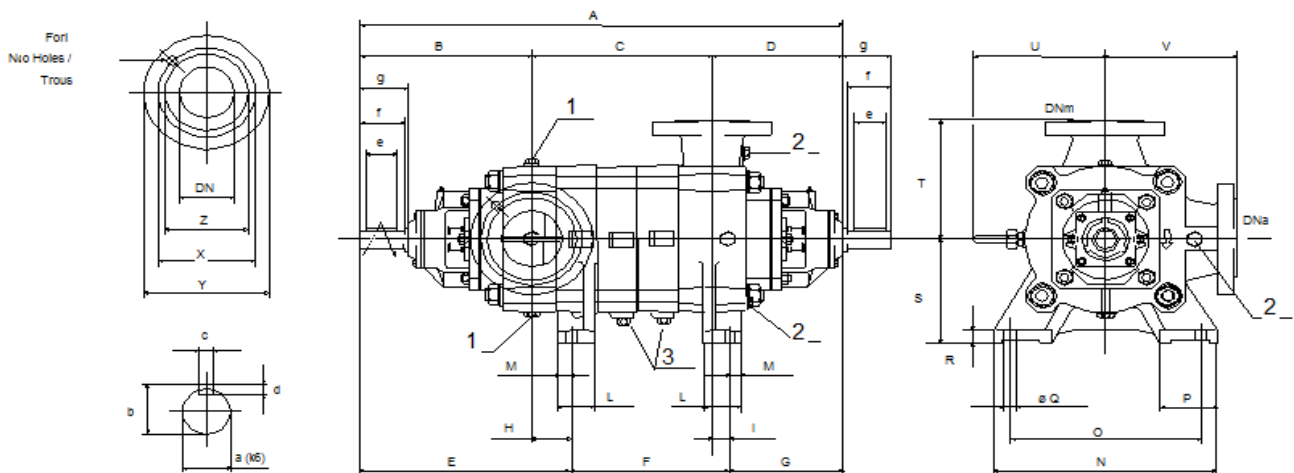


Figure V.13 : Dimensions de la pompe PM 100/ 10 B.

Tableau V.4: Dimensions de la pompe choisie pour la SP AD1.

Désignation	Dimensions (mm)
A	1428
B	365
C	770
D	293
E	419
F	749
G	260
H	54
I	33
L	85
M	32
N	460
O	400
P	117
Q	24
R	30
V	270
DNa	125
DNm	100

• Courbe caractéristique de la conduite :

Q= 10, 31 l/s; L = 4520m; H_{MT} = 164, 93 m; H_g=137 m; D = 124, 2 mm; λ=0, 0189

$$H_c = H_g + (R \times Q^2)$$

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0198 \times 4520}{9,81 \times \pi^2 \times 0,1242^5} = 250470.93$$

$$H_c = 137 + (250470.93 \times Q^2)$$

Tableau V.5: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP AD1 vers réservoir AD2)

Q (m ³ /s)	0	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,012	0,013	0,014
H _c (m)	137	137,3	138,0	139,3	141,0	143,3	146,0	149,3	153,0	157,3	162,0	167,3	173,1	179,3

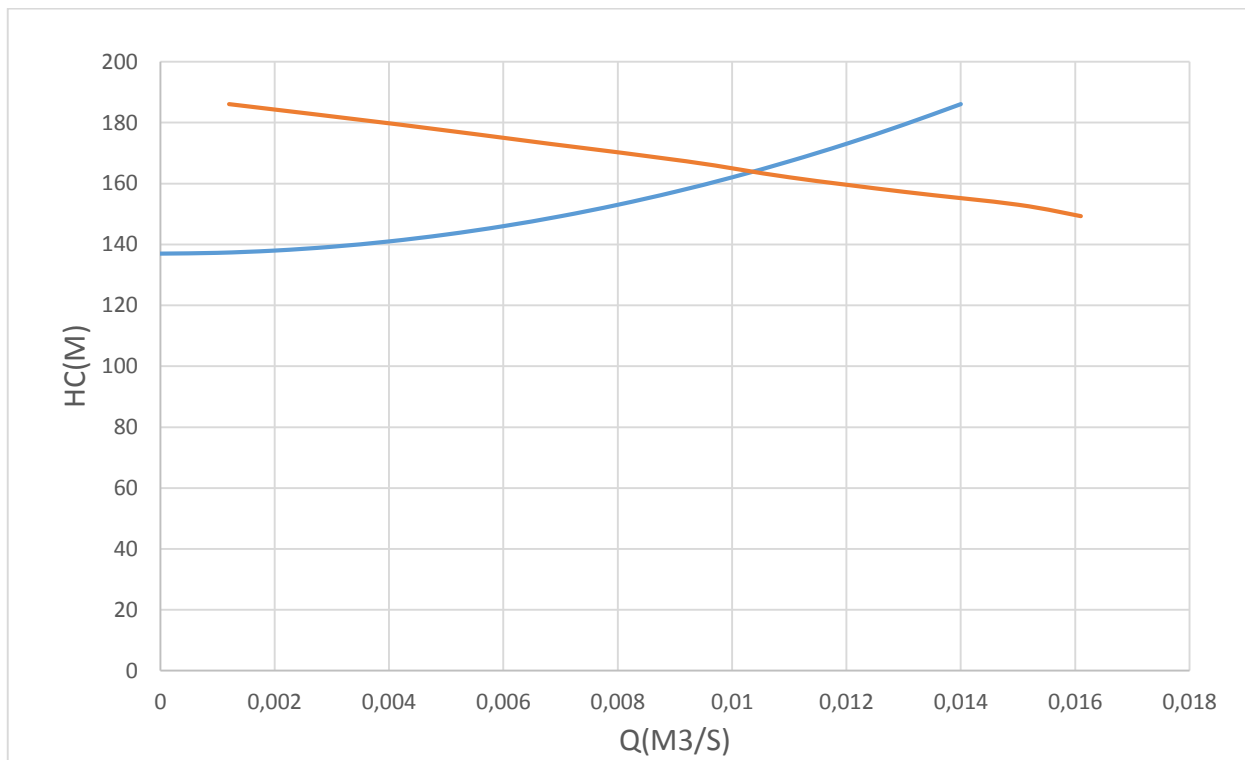


Figure V.14: Point de fonctionnement de la SP AD1 vers le réservoir AD2

On a diminué la vitesse de rotation de **1450 tr/min** jusqu'à **1400 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

HMU40-2/ 5C : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.6: Caractéristiques de la pompe AD1 vers réservoir AD2

Données techniques	Caractéristiques
Q	11,82 l/s
H	174 m
Rendement	76,5 %
Puissance	75 kW
Vitesse	1450 tr/min
NPSH_{requis}	1,89

Pour le conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN125), alors on prend **D= 125 mm**.

$$v_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.01031}{\pi \times 0.125^2} = 0.84 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

Dans notre cas nous avons $D_a \leq 250 \text{ mm}$ nous avons donc une vitesse entre : 0,7 et 1 m/s

- **Vérification de non cavitation :**

Nous avons $(NPSH)_d = (NPSH)_r + S$ Avec $S = (0,1-0,5) \text{ m}$;

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

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

Patm : pression atmosphérique (mce) ;

$$Patm = 10,33 - 0,00139 \times H \dots \dots \dots (V.13).$$

Avec : H : altitude de la station en (m NGA).

Tv : tension de vapeur d'eau (mce).

Tableau V.6 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

La tension de vapeur d'eau à une température T°=18 °C ⇒ Tv = 0,216 mce.

Δhasp: Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{asp}^{lin}$$

Δh^{lin}_{asp} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration.
En utilisant la formule :

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,28	10,33

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec : L : longueur de la conduite d'aspiration, L = 10 m .

D : diamètre de la conduite d'aspiration (m), Da= 120mm

Q : débit refoulé (m3/s)

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 1.85 m. La station de pompage AD1 sera implanté a la cote 1040 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 1040$$

$$P_{atm} = 8,9 \text{ mce}$$

(En a utilisé le cas 2 voir figure V.11)

- $V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,01031}{3,14 \times 0,125^2} = 0,84 \text{ m/s}$

- $\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} = 0,073 \text{ m}$

- $\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,07 = 0,0803 \text{ m}$.

- $H^{adm} = 8,9 - 0,216 - \frac{0,84^2}{2 \times 9,81} - 1,89 - 0,5$

$$H^{adm} = 6,25 \text{ m}$$

$$NPSH_{desponible} = 8,9 - 0,216 - 0,0803 - 0,0423 - 6,25 = 2,31 \text{ m}$$

$$NPSH_{desponible} = 2,31 \text{ m}$$

$$NPSH_{requis} = 1,89 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($NPSH_{desponible} > NPSH_{requis}$)

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

V.8.2 Choix du moteur :

Selon le logiciel CAPRARI, le moteur adéquat pour notre pompe devrait avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- ✓ Forme de construction : B3
- ✓ Degré de protection : IP55
- ✓ Classe d'isolation : F

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\omega \cdot Q_{max} \cdot Hc_{min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

$\eta_{tr} = 1$ Accouplement direct.

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95).

η_p : Rendement de la pompe (0,8).

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau suivant

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour : **K= 1,25**

$$P_{abs} = (9810 \cdot 0,01031 \cdot 164,93 \cdot 1,25) / (0,95 \cdot 1 \cdot 0,8) = \mathbf{27436.18 \text{ KW}}$$

Après la correction de la puissance absorbée avec l'augmentation de sécurité la puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P = 27436.18 \text{ KW}}$$

Nous prendrons une vitesse du moteur de $V = 2950 + 200 = \mathbf{3150 \text{ tr/min.}}$

V.8.3 Dimensionnement du bâtiment SP AD1 :

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots V.12$$

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,7 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm} ; \text{ on prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 620 mm = 62 cm

$$h_5 = 0.62 + 0,7 + 0,6 = 1.92 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,4 \text{ m}$

h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = 0,4 \text{ m}$

h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,6 \text{ m}$

Donc :

$$H_b = 1.92 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,12 \text{ m}$$

$$H_b = 6,12 \text{ m}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$L = 2l_1 + l_2 + l_3 + l_p + 2*S \dots \dots \dots V.13$$

Avec

S : épaisseur des murs $S = 0,3 \text{ m}$

l_1 : distance entre le mur et le 1er organe tel que $l_1 = 0,3 \text{ m}$

l_2 : longueur des accessoires d'aspirations = **1.85m**

l_3 : longueur des accessoires de refoulement = **1.04m**

l_p : longueur de la pompe = **0.53 m**

$$L = 2*0.3 + 1.85 + 1.04 + 0.53 + 2*0.3 = 4.62$$

$$L = 4.62 \text{ m}$$

c. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p * L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots V.14$$

N_p : nombre de pompe = 2

L_{int} : distance entre deux axe de pompe voisines = **0.845 m**

L_r : Longueur de L'armoire électrique = **1m**

L_p : longueur du bureau du personnel = **3m**

L_{pf} : longueur de la plateforme = **1.12m**

$$L_b = 2 * 0.845 + 1.12 + 1 + 3 = 6.81$$

$$L_b = \mathbf{6.81 \text{ m}}$$

V.8.4 *Calcul de frais de pompage*

Le frais de pompage est calculé par la formule suivante :

$$F_e = P \times T_p \times 365 \times e$$

Tableau V.7 : Frais de pompage

La station	Direction	Puissance(KW)	Temps de pompage	Fe(DA)
SP AD1	SP AD1 Vers Réservoir AD2	75	20	547500 ,00

CONCLUSION :

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leurs exploitations.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour notre station de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

Chapitre VI :

Etude de distribution

Introduction:

Le but de ce chapitre est d'étudier la distribution de l'eau potable pour les deux mechtas Ain El Charef et El Gourzi la commune de Ain Disse avec une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution à l'aide de logiciel EPANET.

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs.

Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles etc.....).

VI.1. Définition [1] :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée, les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...).

Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux: réseaux ramifiés et réseaux maillés.

➤ Réseau ramifié:

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,...). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (encas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

➤ Réseau maillé :

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés. Les petites rues sont toujours alimentés par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivants: plus de sécurité dans l'alimentation(en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par

les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.

VI.2. Conception d'un réseau :

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 les quels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

VI.3. Choix du type de matériaux [6] :

Le choix du type de matériaux dépend essentiellement de certains paramètres aussi on peut citer :

- Le diamètre.
- La pression de service supportée.
- Les conditions de pose.
- Le prix.
- La durée de vie.

Pour notre projet, on a préconisé des conduites en PEHD et ce parce qu'elles présentent les avantages suivants :

- la disponibilité sur le marché
- économique.
- Utilisation dans les terrains accidentés et montagneux.
- Pose de conduite plus simple.

VI.4. Détermination des débits du réseau :

On estime de projeter un système de distribution avec un réservoir en tête pour notre commune Ain disse exactement les deux ville Ain El Charef et El Gourzi , ce système est caractérisé par deux cas :

- cas de pointe.
- cas de pinte plus incendie.

Pour notre projet le réseau de distribution est un réseau ramifié, donc l'alimentation sera gravitaire à partir du réservoir de stockage AD2 vers les deux villes.

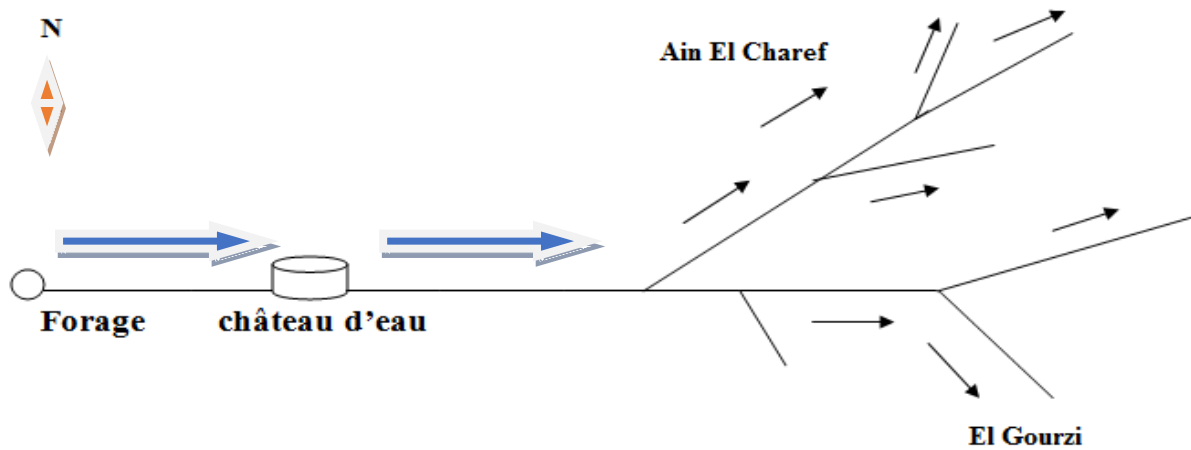


Figure VI.1: Le Schéma de tracé du réseau ramifié avec l'emplacement du réservoir pour la commune de Ain Disse Wilaya d'Oum El bouaghi .

le réservoir AD2 est destiné a alimenter trois agglomération séparé constituant chacune un réseau de distribution ramifié :

- Le réservoir AD2 vers l'agglomération El Gourzi .
- Le réservoir AD2 vers l'agglomération Ain El Charef .

VI.4.1 Le débit spécifique :

Pour le calcul on admet l’hypothèse selon laquelle les besoins de l’agglomération répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_{pi} / \sum L_i \text{ [l/s /m1]} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec:

- Q_{pi} = débit de pointe du secteur «S_i» [L/S].
- $\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons du secteur .

VI.4.2 Les débits en route :

Le débit en route de chaque tronçon est un débit uniformément reparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_R = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad [l/s] \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

- Q_R : débit en route.
- Q_{cons} : débit de consommation.
- Q_{conc} : débit concentré.

VI.4.3 débits aux nœuds (nodaux) :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum q_r + \sum Q_{comc} \quad [l/s] \dots \dots \dots (VI.3)$$

Où :

- Q_{ni} = débit en nœud.
- $\sum Q_{con}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré .
- $\sum q_r$: somme des débits en route des tronçons relies deux nœuds.

VI.4.4 Débits de dimensionnement des tronçons :

Les débits de tronçons sont déterminés par la formule suivant:

$$Q_{tr,i} = 0.55 q \cdot L_i + Q_{i-1} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

- $Q_{tr,i}$: Débit du tronçon .
- q : Débit spécifique.
- L_i : Longueur de tronçon.
- Q_{i-1} : Débit qui est déjà entré dans le tronçon .

VI.4.5 Perte de charge :

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

$$\Delta H_{i \text{ totale}} = \frac{K' \cdot L_i \cdot Q^\beta}{D_i^m} \dots\dots\dots \text{(VI.5).}$$

Avec :

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

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

Tuyau	K'	m	β
Fonte	0,00179 à ,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
PEHD	0,001052	4,774	1,77
Acier	0,00179 à ,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2

Tableau VI.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types de matériau

VI.4.6 Détermination des cotes piézométriques :

On choisit le point le plus défavorable :

- ✓ si c'est le cas d'un terrain plat le point le plus défavorable est le plus éloigné du réservoir.
- ✓ si c'est le cas d'un terrain accidenté le point le plus défavorable est le plus haut.

Pour les autres points on peut écrire :

$$C_{p [n-1]} = C_{p[n]} + \Delta H_{[(n-1),(n)]} \dots\dots\dots \text{(VI.6).}$$

- Pour les point les plus défavorable sont les plus éloignés on impose une pression de l'ordre de 10 m.c.e dans ce point ce qui nous amène à écrire :

$$C_{p10} = C_{Tn5} + [H]_{\text{imposé}} \dots\dots\dots \text{(VI.7).}$$

VI.4.7. Vitesse d'écoulement :

On utilisant l'équation de continuité, la vitesse d'écoulement s'écrit sous la forme suivante :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VI.7).$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement.

Q : débit de dimensionnement.

S : section du tuyau.

La vitesse doit être : $0.3 < V < 2$

Le meilleur cas est quand la vitesse d'écoulement s'approche de **1m/s**.

VI.4.8. Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :

Pour le futur réseau de distribution, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter.

En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 40 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 4 bars.

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \dots\dots\dots (VI.8).$$

Avec :

- P_{Si} = Pression au sol au point (i) ;
- C_{Pi} = Cote piézométrique au point (i) ;
- C_{Ti} = Cote terrain naturel au point (i) ;

VI.5. Calcul hydraulique :

VI.5.1. Dimensionnement du réseau ramifié de la commune de Ain disse :

- Cas de pointe :

On calcule le débit spécifique à partir de la relation (VI.1) :

On a : $Q_{spi} = Q_{pi} / \sum L_i$ [l/s / m] avec $Q_{pi} = 10,31$ l/s et $\sum L_i = 5226,72$ m

$$Q_{spi} = 1,97 * 10^{-3} \text{ l/s / m}$$

le débit en route de chaque tronçon est exprimé à partir de la relation (VI.2) donc les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Calcul de débit en route : cas de pointe .

Tronçon	q_{sp} (l/s/m)	L (m)	Q_r (l/s)
R-1	0,00197256	164,22	0,324
1-2	0,00197256	326,35	0,644
2-3	0,00197256	193,83	0,382
3-4	0,00197256	393,81	0,777
4-5	0,00197256	128,86	0,254
4-31	0,00197256	40,73	0,080
5-6	0,00197256	104,61	0,206
6-7	0,00197256	58,03	0,114
7-8	0,00197256	150,65	0,297
6-9	0,00197256	88,45	0,174
9-10	0,00197256	67,16	0,132
10-11	0,00197256	91,6	0,181
11-12	0,00197256	86,16	0,170
3-13	0,00197256	152,47	0,301
3-14	0,00197256	153,66	0,303
14-15	0,00197256	525,95	1,037
15-32	0,00197256	210,28	0,415
15-16	0,00197256	511,54	1,009
16-17	0,00197256	95,44	0,188
17-18	0,00197256	58,43	0,115
18-19	0,00197256	350,83	0,692
19-20	0,00197256	162,5	0,321
20-21	0,00197256	123,85	0,244
21-22	0,00197256	205,2	0,405
22-23	0,00197256	78,04	0,154
23-24	0,00197256	216,62	0,427
16-25	0,00197256	72,44	0,143
25-26	0,00197256	25,31	0,050
26-27	0,00197256	37,32	0,074
27-28	0,00197256	107,5	0,212
28-29	0,00197256	46,52	0,092
29-30	0,00197256	198,36	0,391
Total		5226,72	10,310

On calcule par suite les débits nodaux avec la relation (VI.3) les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul de débits aux noeuds : cas de pointe .

Nœud	Tronçon Appliqué	Cote	Qnodal (l/s)
1	1-R,1-2	1146,36	0,48
2	1-2,2-3	1101,34	0,51
3	2-3,3-13,3-4, 3-14	1047,9	0,88
4	3-4,4-5,4-31	1049,04	0,56
5	5-4,5-6	1059,71	0,23
6	6-7,5-6,6-9	1058,42	0,25
7	6-7,7-8	1062,32	0,21
8	7-8	1072,5	0,15
9	9-6,9-10	1064,4	0,15
10	9-10,10-11	1066,22	0,16
11	10-11,11-12	1072,59	0,18
12	11-12	1078,99	0,08
13	3-13	1058,99	0,15
14	3-14,14-15	1034,16	0,67
15	15-14,15-32,15-16	1040,08	1,23
16	16-25,16-17	1058,92	0,67
17	16-17,17-18	1054,25	0,15
18	17-18,18-19	1054,84	0,40
19	18-19,19-20	1079,46	0,51
20	19-20,20,21	1078,05	0,28
21	20-21,21-22	1083,12	0,32
22	21-22,22-23	1070,02	0,28
23	23-24,22-23	1070,13	0,29
24	23-24	1069	0,21
25	16-25,25-26	1058,78	0,10
26	26-27,25-26	1057,21	0,06
27	26-27,27-28	1057,55	0,14
28	27-28,28-29	1057,9	0,15
29	28-29,29-30	1061,99	0,24
30	29-30	1068,58	0,20
31	4-31	1051,18	0,04
32	15-32	1041,3	0,21

- Cas d'incendie :

On calcule le débit spécifique à partir de la relation (VI.1) :

On a : $Q_{spi} = Q_{pi} / \sum L_i$ [l/s /m1] avec $Q_{pi} = 27,31$ l/s et $\sum L_i = 5226,72$ m

$$Q_{spi} = 5,225 * 10^{-3} \text{ l/s /m1}$$

Le débit en route de chaque tronçon est exprimé à partir de la relation (VI.2) donc les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Calcul de débit en route : cas de pointe plus incendie .

Tronçon	q_{sp} (l/s/m)	L (m)	Q_r (l/s)
R-1	0,00522507	164,22	0,858
1-2	0,00522507	326,35	1,705
2-3	0,00522507	193,83	1,013
3-4	0,00522507	393,81	2,058
4-5	0,00522507	128,86	0,673
4-31	0,00522507	40,73	0,213
5-6	0,00522507	104,61	0,547
6-7	0,00522507	58,03	0,303
7-8	0,00522507	150,65	0,787
6-9	0,00522507	88,45	0,462
9-10	0,00522507	67,16	0,351
10-11	0,00522507	91,6	0,479
11-12	0,00522507	86,16	0,450
3-13	0,00522507	152,47	0,797
3-14	0,00522507	153,66	0,803
14-15	0,00522507	525,95	2,748
15-32	0,00522507	210,28	1,099
15-16	0,00522507	511,54	2,673
16-17	0,00522507	95,44	0,499
17-18	0,00522507	58,43	0,305
18-19	0,00522507	350,83	1,833
19-20	0,00522507	162,5	0,849
20-21	0,00522507	123,85	0,647
21-22	0,00522507	205,2	1,072
22-23	0,00522507	78,04	0,408
23-24	0,00522507	216,62	1,132
16-25	0,00522507	72,44	0,379
25-26	0,00522507	25,31	0,132
26-27	0,00522507	37,32	0,195
27-28	0,00522507	107,5	0,562
28-29	0,00522507	46,52	0,243
29-30	0,00522507	198,36	1,036
Total		5226,72	27,310

On calcule par suite les débits nodaux avec la relation (VI.3) les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul de débits aux noeuds : cas de pointe plus incendie .

Nœud	Tronçon Appliqué	Cote	Q nodal (l/s)
1	1-R,1-2	1146,36	1,28
2	1-2,2-3	1101,34	1,36
3	2-3,3-13,3-4, 3-14	1047,9	2,34
4	3-4,4-5,4-31	1049,04	1,47
5	5-4,5-6	1059,71	0,61
6	6-7,5-6,6-9	1058,42	0,66
7	6-7,7-8	1062,32	0,55
8	7-8	1072,5	0,39
9	9-6,9-10	1064,4	0,41
10	9-10,10-11	1066,22	0,41
11	10-11,11-12	1072,59	0,46
12	11-12	1078,99	0,23
13	3-13	1058,99	0,40
14	3-14,14-15	1034,16	1,78
15	15-14,15-32,15-16	1040,08	3,26
16	16-25,16-17	1058,92	1,78
17	16-17,17-18	1054,25	0,40
18	17-18,18-19	1054,84	1,07
19	18-19,19-20	1079,46	1,34
20	19-20,20,21	1078,05	0,75
21	20-21,21-22	1083,12	0,86
22	21-22,22-23	1070,02	0,74
23	23-24,22-23	1070,13	0,77
24	23-24	1069	0,57
25	16-25,25-26	1058,78	0,26
26	26-27,25-26	1057,21	0,16
27	26-27,27-28	1057,55	0,38
28	27-28,28-29	1057,9	0,40
29	28-29,29-30	1061,99	0,64
30	29-30	1068,58	0,52
31	4-31	1051,18	0,11
32	15-32	1041,3	0,55

VI.5.2 Calcule du réseau par logiciel EPANET :

VI.5.2.1 Présentation du logiciel :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression.

IL calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace.

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres dans chaque cas (cas de pointe ainsi que le cas de point plus incendie), voila les résultats dans les tableaux suivantes :

- cas de pointe :

Tableau VI. 6 : résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe).

N° des conduites	Longueur (m)	Tronçon	Diamètres (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Observation
C1	164,22	R-1	125	10,29	0,85	admissible
C2	326,35	1-2	125	9,56	0,79	admissible
C3	193,83	2-3	110	9,24	0,97	admissible
C4	393,81	3-4	90	1,97	0,33	admissible
C5	128,86	4-5	75	1,41	0,41	admissible
C6	40,73	4-31	75	1,28	0,45	admissible
C7	104,61	5-6	75	0,36	0,31	admissible
C8	58,03	6-7	63	0,15	0,53	admissible
C9	150,65	7-8	63	0,57	0,41	admissible
C10	88,45	6-9	63	0,42	0,45	admissible
C11	67,16	9-10	63	0,26	0,57	admissible
C12	91,6	10-11	50	0,18	0,41	admissible
C13	86,16	11-12	63	0,2	0,64	admissible
C14	152,47	3-13	110	6,05	0,57	admissible
C15	153,66	3-14	110	5,38	0,43	admissible
C16	525,95	14-15	90	0,21	0,62	admissible
C17	210,28	15-32	90	3,94	0,37	admissible
C18	511,54	15-16	90	2,38	0,35	admissible
C19	95,44	16-17	90	2,23	0,41	admissible
C20	58,43	17-18	75	1,83	0,3	admissible
C21	350,83	18-19	75	1,32	0,33	Admissible
C22	162,5	19-20	75	1,04	0,37	Admissible
C23	123,85	20-21	63	0,72	0,4	admissible
C24	205,2	21-22	63	0,5	0,43	Admissible
C25	78,04	22-23	50	0,21	0,43	Admissible
C26	216,62	23-24	75	0,89	0,45	Admissible
C27	72,44	16-25	75	0,79	0,4	Admissible
C28	25,31	25-26	63	0,73	0,37	Admissible
C29	37,32	26-27	63	0,59	0,47	Admissible
C30	107,5	27-28	63	0,44	0,35	admissible
C31	46,52	28-29	50	0,2	0,41	admissible
C32	198,36	29-30	50	0,04	0,51	admissible

Tableau VI. 7 : résultats de la simulation sur les nœuds.

N° des nœuds	CTN (m)	débit (l/s)	cote de charge(m)	Pression (m)	Observation
N1	1146,36	0,48	1222,97	76,61	admissible
N2	1101,34	0,51	1142,15	40,81	admissible
N3	1047,9	0,88	1119,29	71,39	admissible
N4	1049,04	0,56	1118,64	69,60	admissible
N5	1059,71	0,23	1118,35	58,64	admissible
N6	1058,42	0,25	1117,95	59,53	admissible
N7	1062,32	0,21	1117,33	55,01	admissible
N8	1072,5	0,15	1116,21	43,71	admissible
N9	1064,4	0,15	1116,96	52,56	admissible
N10	1066,22	0,16	1116,49	50,27	admissible
N11	1072,59	0,18	1115,51	42,92	admissible
N12	1078,99	0,08	1112,79	33,80	admissible
N13	1058,99	0,15	1116,38	57,39	admissible
N14	1034,16	0,67	1108,63	74,47	admissible
N15	1040,08	1,23	1116,81	76,73	admissible
N16	1058,92	0,67	1114,14	55,22	admissible
N17	1054,25	0,15	1113,92	59,67	admissible
N18	1054,84	0,40	1113,81	58,97	admissible
N19	1079,46	0,51	1112,71	33,25	admissible
N20	1078,05	0,28	1112,43	34,38	admissible
N21	1083,12	0,32	1112,11	28,99	admissible
N22	1070,02	0,28	1109,25	39,23	admissible
N23	1070,13	0,29	1110,74	40,61	admissible
N24	1069	0,21	1094,07	25,07	admissible
N25	1058,78	0,10	1113,67	54,89	admissible
N26	1057,21	0,06	1113,54	56,33	admissible
N27	1057,55	0,14	1113,16	55,61	admissible
N28	1057,9	0,15	1112,43	54,53	admissible
N29	1061,99	0,24	1112,19	50,20	admissible
N30	1068,58	0,20	1109,71	41,13	admissible
N31	1051,18	0,04	1116,02	64,84	admissible
N32	1041,3	0,21	1113,92	72,62	admissible

Après la simulation du schéma sur EPANET on a obtenu les résultats suivantes :

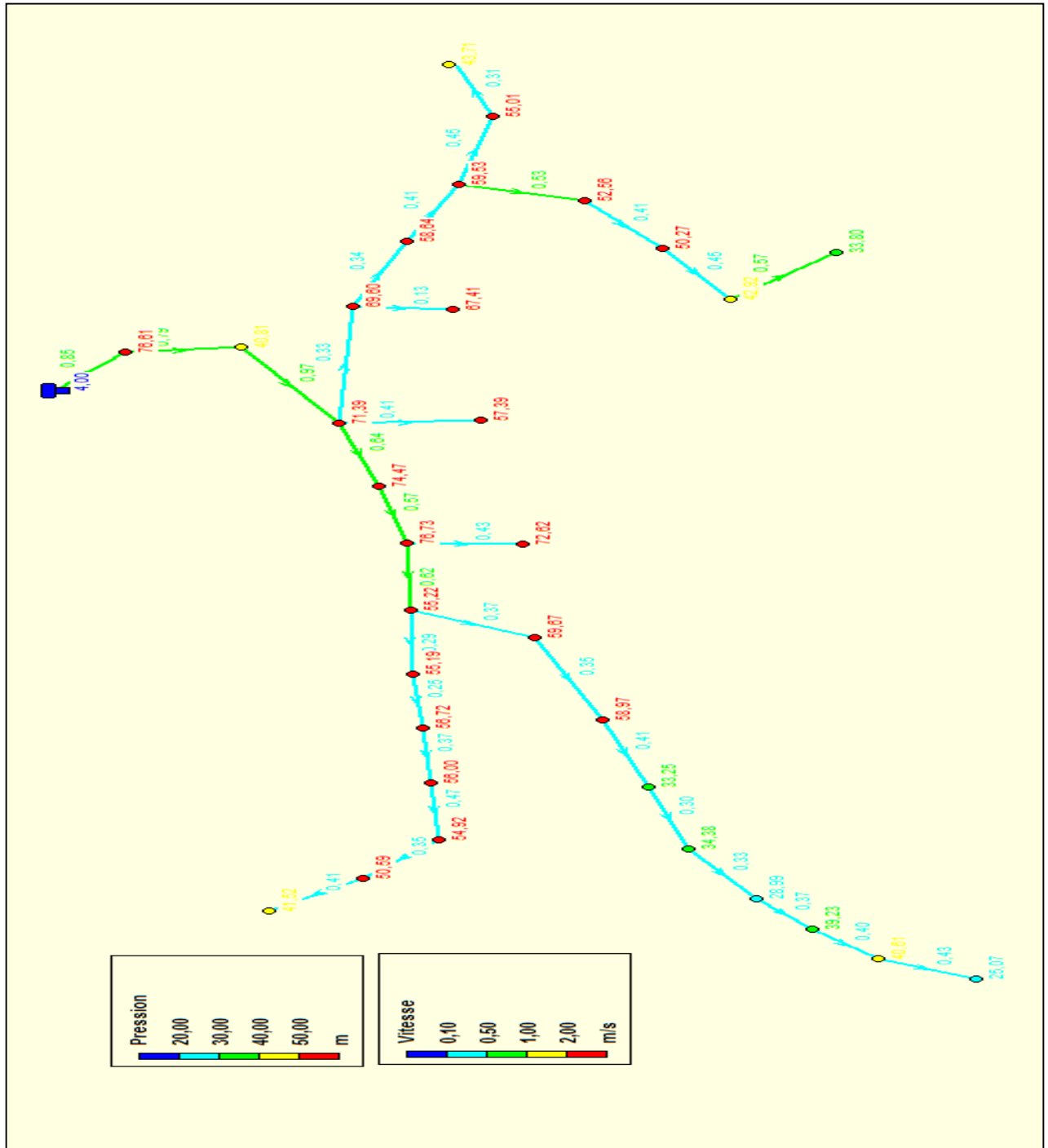


Figure VI.2 : Vitesse et pression pour le cas de pointe

- cas de pointe et incendie :

Tableau VI.8: résultats de la simulation sur les conduites (Cas de pointe et incendie).

N° des conduites	Longueur (m)	Tronçon	Diamètres (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Observation
C1	164,22	R-1	160	26,52	1,32	admissible
C2	326,35	1-2	160	25,24	1,26	admissible
C3	193,83	2-3	160	23,88	1,19	admissible
C4	393,81	3-4	110	5,3	0,83	admissible
C5	128,86	4-5	110	3,72	0,58	admissible
C6	40,73	4-31	90	3,11	0,49	admissible
C7	104,61	5-6	90	0,94	0,3	admissible
C8	58,03	6-7	90	0,39	0,31	admissible
C9	150,65	7-8	75	1,51	0,48	admissible
C10	88,45	6-9	75	1,1	0,35	admissible
C11	67,16	9-10	75	0,69	0,35	admissible
C12	91,6	10-11	63	0,23	0,47	admissible
C13	86,16	11-12	63	0,55	0,44	admissible
C14	152,47	3-13	110	15,69	1,65	admissible
C15	153,66	3-14	110	13,91	1,46	admissible
C16	525,95	14-15	110	0,21	0,43	admissible
C17	210,28	15-32	90	10,44	1,64	admissible
C18	511,54	15-16	90	6,5	1,02	admissible
C19	95,44	16-17	90	6,1	0,96	admissible
C20	58,43	17-18	75	5,03	0,79	admissible
C21	350,83	18-19	75	3,69	0,58	Admissible
C22	162,5	19-20	75	2,94	0,67	Admissible
C23	123,85	20-21	75	2,08	0,47	admissible
C24	205,2	21-22	75	1,34	0,43	Admissible
C25	78,04	22-23	63	0,57	0,45	Admissible
C26	216,62	23-24	90	2,16	0,34	Admissible
C27	72,44	16-25	75	1,9	0,3	Admissible
C28	25,31	25-26	75	1,74	0,39	Admissible
C29	37,32	26-27	75	1,36	0,31	Admissible
C30	107,5	27-28	63	0,96	0,31	admissible
C31	46,52	28-29	63	0,32	0,4	admissible
C32	198,36	29-30	63	0,11	0,35	admissible

Tableau VI. 9 : résultats de la simulation sur les nœuds.

N° des nœuds	CTN (m)	débit (l/s)	cote de charge(m)	Pression (m)	Observation
N1	1146,36	1,28	1208,22	61,86	admissible
N2	1101,34	1,36	1139,02	37,68	admissible
N3	1047,9	2,34	1126,3	78,40	admissible
N4	1049,04	1,47	1123,68	74,64	admissible
N5	1059,71	0,61	1133,07	73,36	admissible
N6	1058,42	0,66	1132,72	74,3	admissible
N7	1062,32	0,55	1132,59	70,27	admissible
N8	1072,5	0,39	1131,97	59,47	admissible
N9	1064,4	0,41	1132,26	67,86	admissible
N10	1066,22	0,41	1132,06	65,84	admissible
N11	1072,59	0,46	1131,71	59,12	admissible
N12	1078,99	0,23	1130,31	51,32	admissible
N13	1058,99	0,40	1125,12	66,13	admissible
N14	1034,16	1,78	1077,23	43,07	admissible
N15	1040,08	3,26	1102,18	62,1	admissible
N16	1058,92	1,78	1105	46,08	admissible
N17	1054,25	0,40	1103,68	49,43	admissible
N18	1054,84	1,07	1102,98	48,14	admissible
N19	1079,46	1,34	1100,06	20,6	admissible
N20	1078,05	0,75	1099,3	21,25	admissible
N21	1083,12	0,86	1103,36	20,24	admissible
N22	1070,02	0,74	1095,55	25,53	admissible
N23	1070,13	0,77	1097,22	27,09	admissible
N24	1069	0,57	1106,15	37,15	admissible
N25	1058,78	0,26	1104,85	46,07	admissible
N26	1057,21	0,16	1104,82	47,61	admissible
N27	1057,55	0,38	1104,49	46,94	admissible
N28	1057,9	0,40	1104,51	46,61	admissible
N29	1061,99	0,64	1104,41	42,42	admissible
N30	1068,58	0,52	1102,69	34,11	admissible
N31	1051,18	0,11	1130,16	78,98	admissible
N32	1041,3	0,55	1119,3	78	admissible

Après la simulation du schéma sur EPANET on a obtenu les résultats suivants :

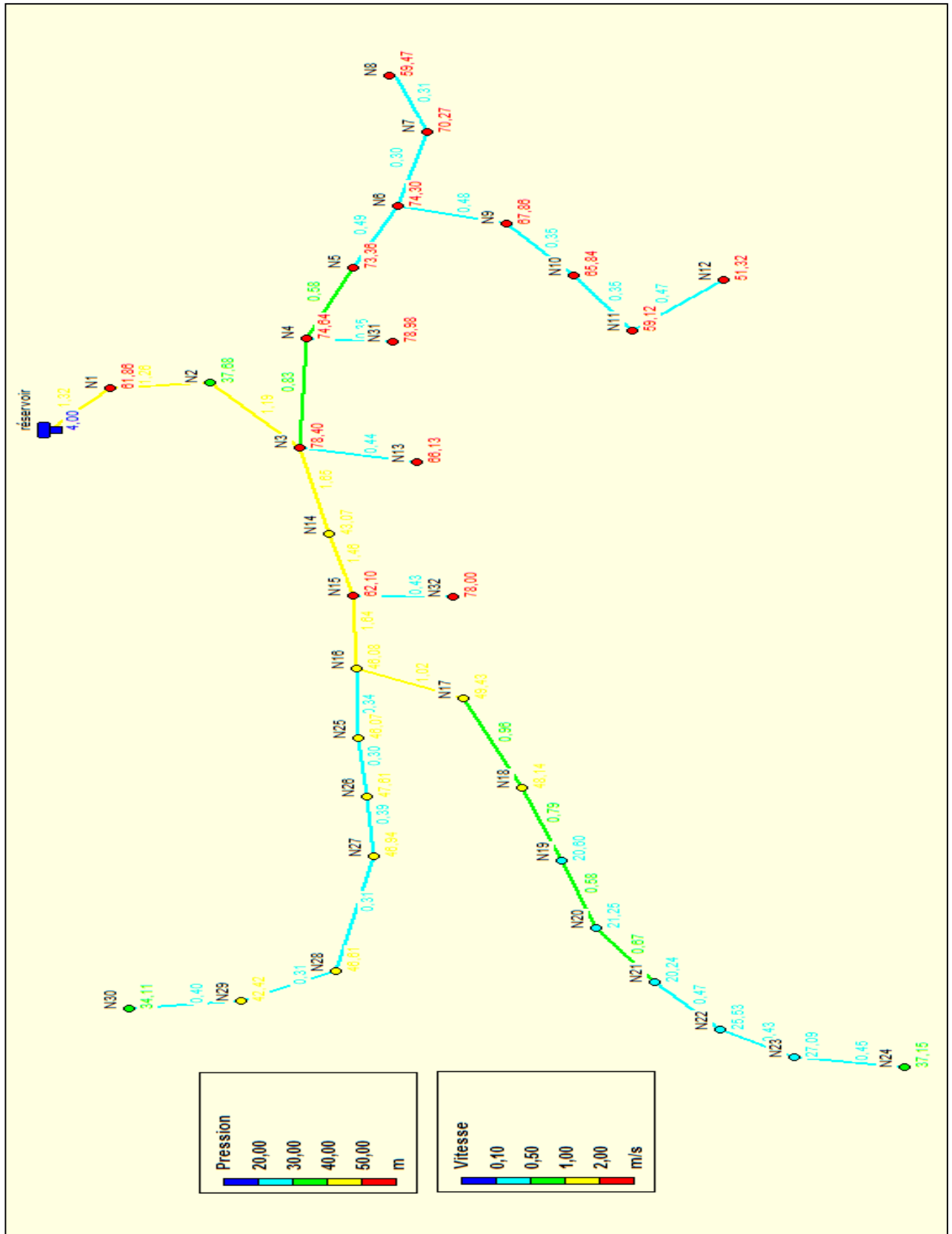


Figure VI.3 : Vitesse et pression pour le cas de pointe plus incendie.

CONCLUSION :

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre **50 mm** et **160 mm** et les pressions varient entre **20 m** et **78 m**.

Chapitre VII :

Pose de canalisation et Organisation de Chantier

INTRODUCTION

La pose de canalisation joue un rôle très important dans leur stabilisation, et leur durabilité, et par conséquent dans la durée de vie du réseau et son bon fonctionnement. Dans ce contexte, et dans le but d'obtenir une meilleure coordination des travaux sur terrain, nous allons exposer la pose de canalisation en général, à effectuer dans notre agglomération, une chronologie des travaux à entreprendre, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

VII.1. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération [8] :

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites :

- la Pose en terre;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées
- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement
- la Passage de ponts
- la Pose sans tranchée ouverte

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

VII.1.1. Pose de canalisation en terre :

Choix est justifié par la présence du réseau dans un terrain ordinaire en sa totalité.

Dans ce type de pose on procède à l'enfouissement des canalisations dans une tranchée de largeur et profondeur suffisante (détaillé ci-après) avec établissement des niches, et cela va nous permettre de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de les mettre à l'abri du gel.

VII.1.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Ce cas concerne quelques tronçons dans notre projet qui seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30m, comme l'indique la figure suivante :

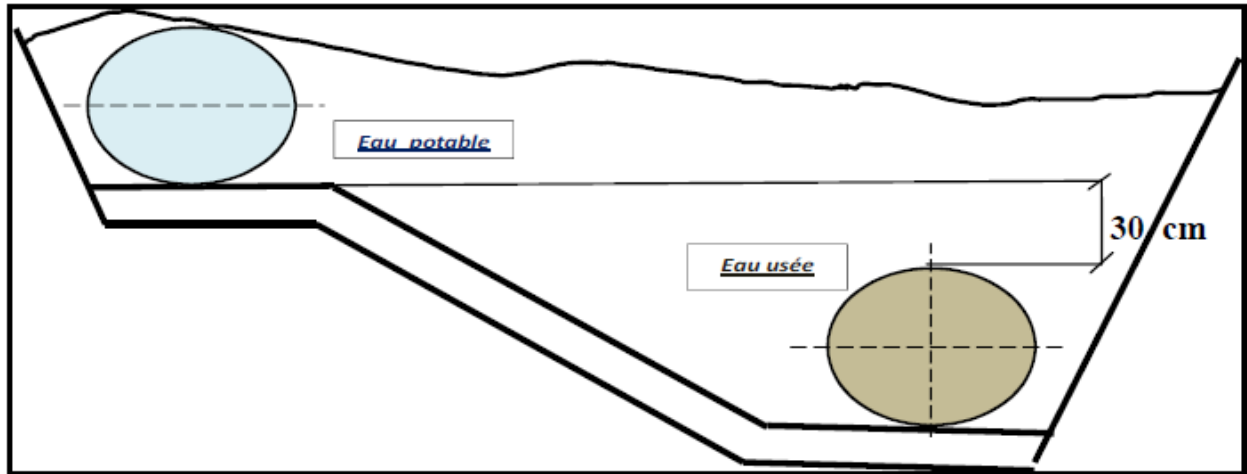


Figure VII.1 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

VII.1.3. Pose des conduites en traversées des routes :

Cette pose aussi sera appliquée pour quelques tançons dans notre projet, pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

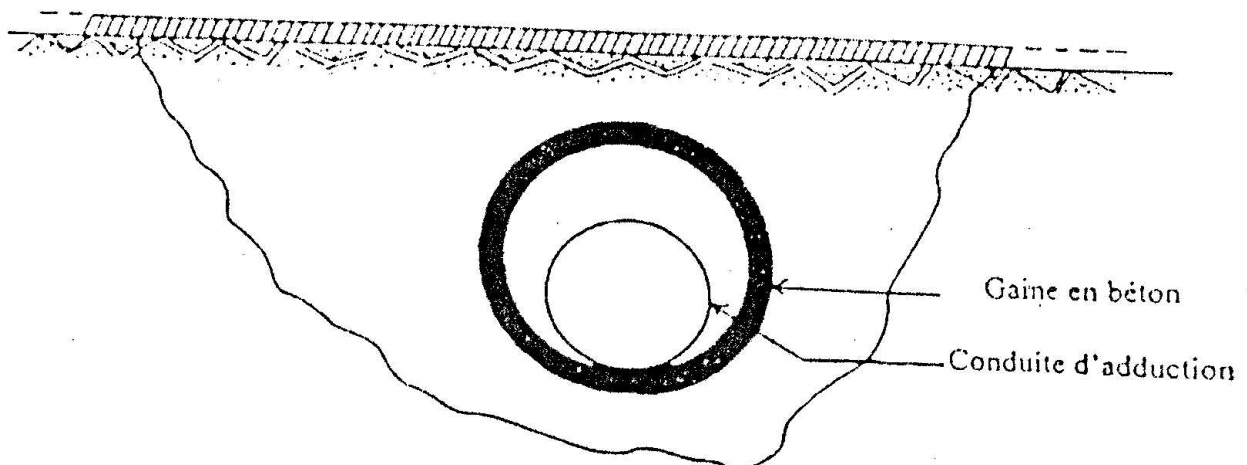


Figure VII.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

VII.1.4. Utilisation des Butées et verrouillage :

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple.

Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

- **L'utilisation de massifs de butées en béton :**

Est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression, différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique. Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids).
- Appui sur le terrain en place (massif butée).

En pratique, les massifs en béton sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

- **Verrouillage :**

Le verrouillage des joints à emboîtement est une technique alternative aux massifs en béton pour reprendre les efforts de poussées hydrauliques. Elle est essentiellement employée lorsqu'il existe des contraintes d'encombrement.

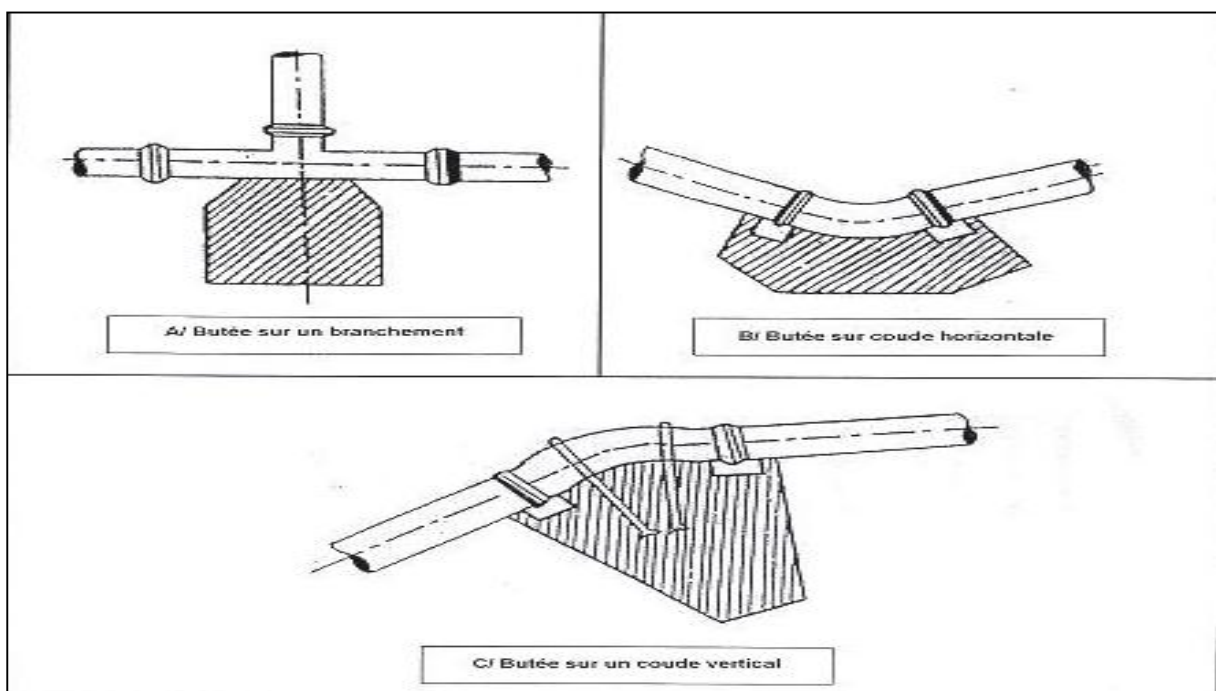


Figure VII.3 : Les butées.

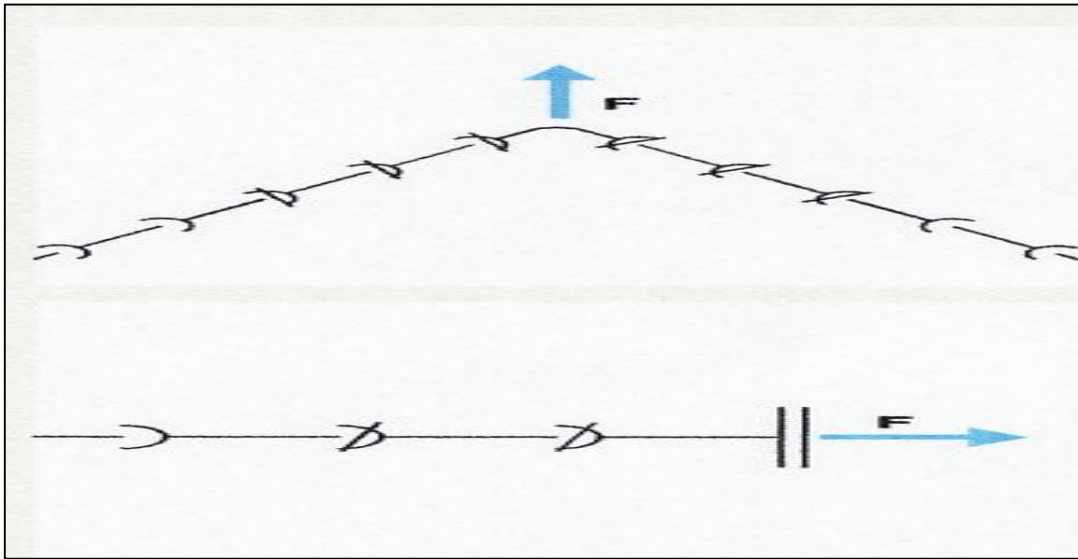


Figure VII.4 : Verrouillage.

NB : pour notre cas on opte pour le verrouillage sur tout le réseau mise à part au niveau des deux coudes et du piquage, ou l'on prévoit des butées en béton.

VII.2. Aménagement du lit de pose :

VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

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

VII.2.2. Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

VII.2.3. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

- **Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer (voir **Figure VII.10**).

- **Réalisation des fouilles :**

La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :

- Environnement ;
- Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;
- Nature du terrain (avec ou sans eau) ;
- Profondeur de pose.

NB : on choisi d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles (figure5.9).

a. Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque coté de celle-ci. (**Figure VII.5**). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30).....en (m)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

b. La profondeur de la tranchée :

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges (**Figure VII.5**).

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H=D + H1 + H2.....en (m)$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée (m);

H1:profondeur du lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H2:distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m)

D : diamètre de la conduite (mm).

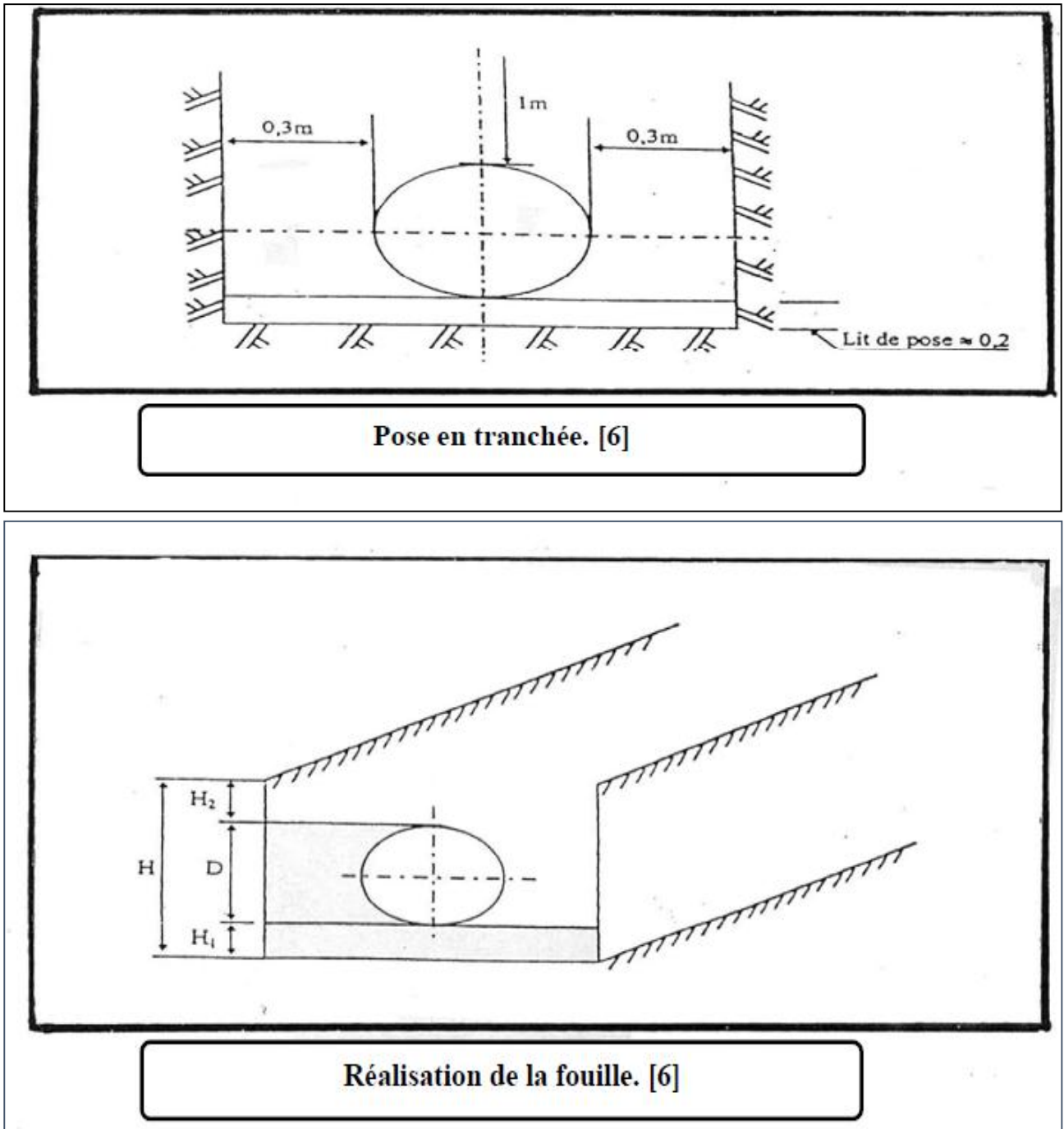


Figure VII.5 : Schéma d’une tranchée avec une conduite circulaire.

c. Lit de pose :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d’un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d’épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

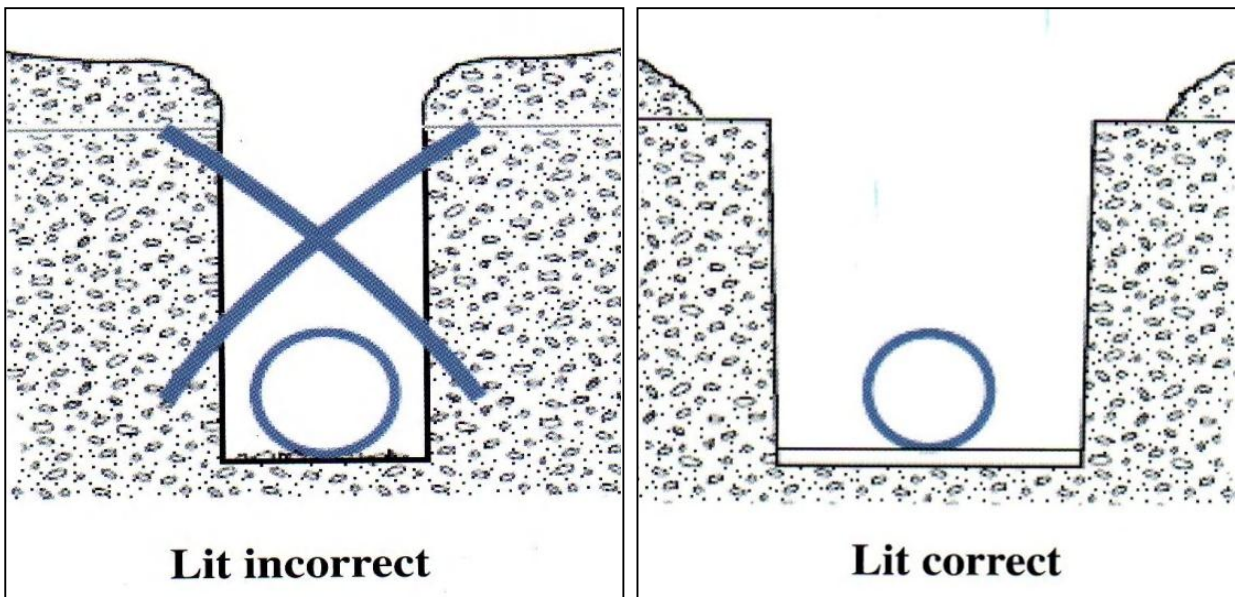


Figure VII.6: Lit de pose.

d. L'assise :

Au dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et lui constituer l'assise prévue.

L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui [9].

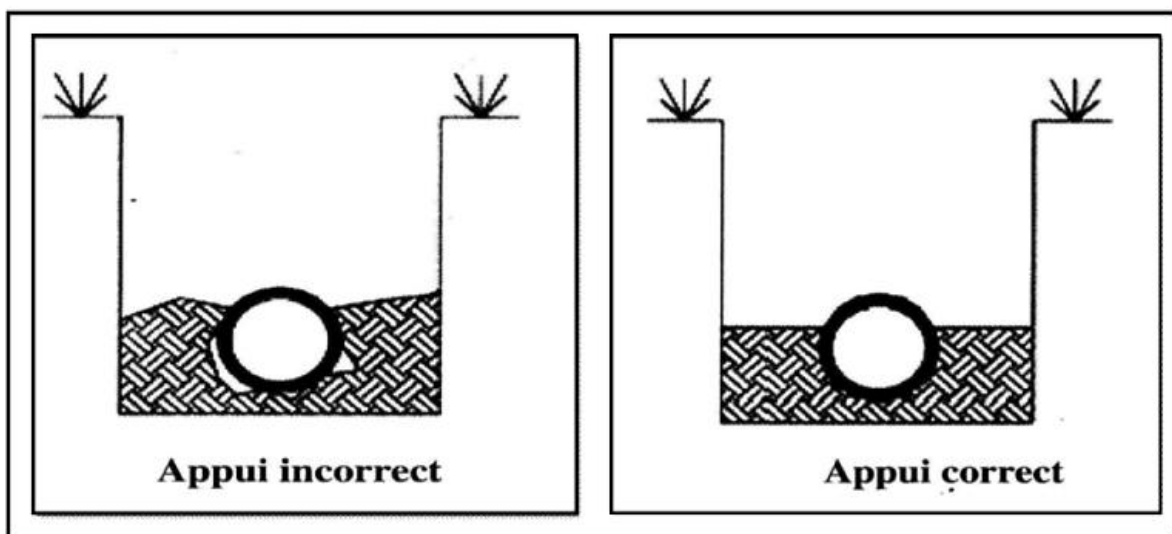


Figure VII.7 : Appui des conduites. [7]

VII.3. Pose des conduites :

- Avant la descente des conduites aux fouilles, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs.
- la descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.
- Chaque élément posé dans la tranchée doit être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé, et au cours de la pose, il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux afin d'avoir une pente régulière entre deux regards, pour y opérer correctement on effectue des visées à l'aide des nivelettes tous les 80 m environ
- Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre.
- A chaque arrêt de travail un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation pour éviter l'introduction des corps étrangers.

Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire.

NB : puisque nous avons des petits diamètres (inférieur à 250mm) on va faire descendre les conduites de manuellement.

VII.3.1. Epreuve de joints et de la canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai (pompe d'épreuve), qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.3.2. Remblayage des tranchées :

Le remblai une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm.

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- **Le remblai d'enrobage :**

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection, le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10cm au dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

- **Le remblai supérieur :**

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Ceux-ci seront toute fois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation [9].

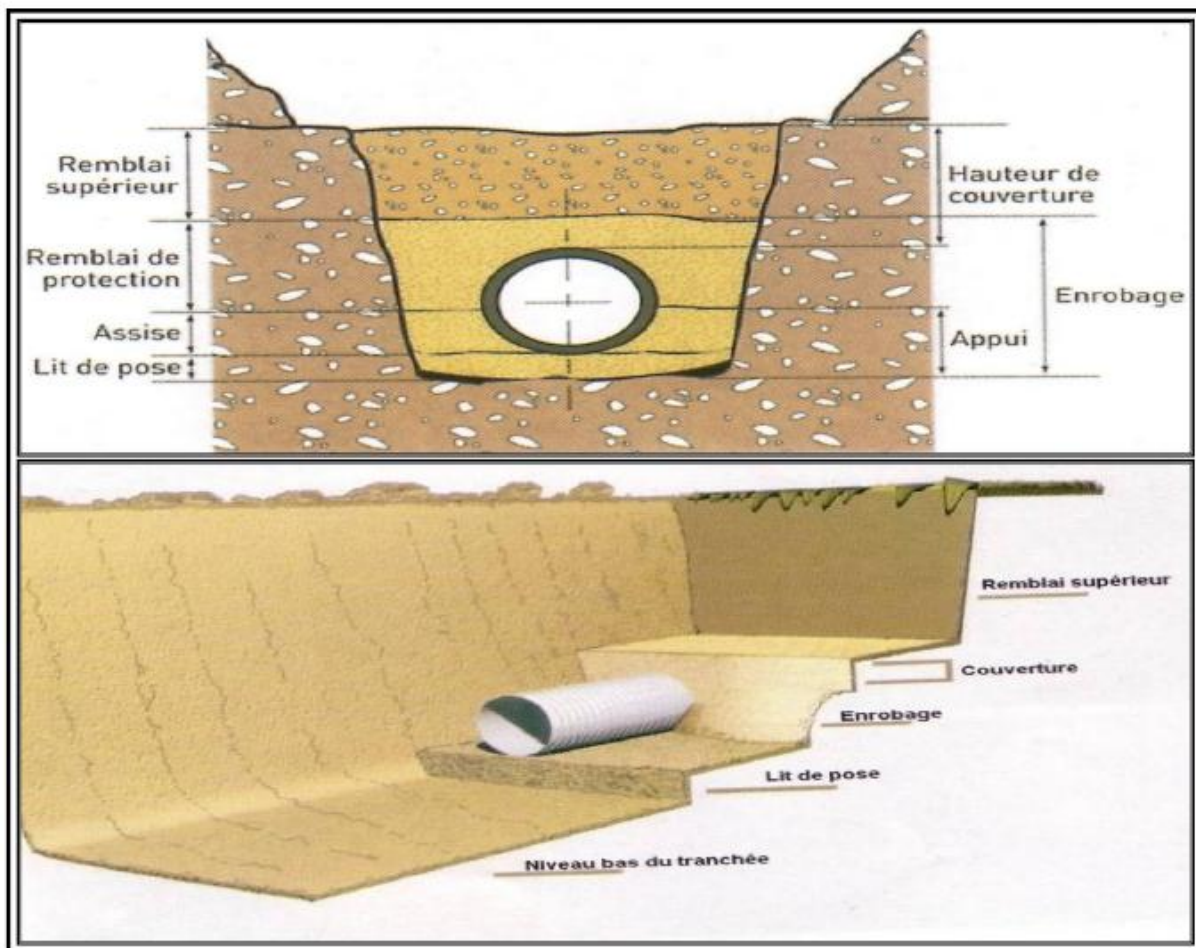


Figure VII. 8 : Remblayage des tranchées. [9]

NB : nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (voir **Figure VII.11**).

VII.4. Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

NB : nous optons pour un compacteur (vibrateur de sol) pour le compactage.

VII.5. Désinfection du réseau :

Lors de la pose, la terre ou les poussières peuvent être introduites à l'intérieur des conduites, pour éliminer ces corps étrangers, il est indispensable de procéder à un nettoyage et un rinçage du réseau avant de livrer l'eau à la consommation publique.

Les principaux produits susceptibles d'être utilisés comme désinfectants sont :

- Le permanganate de potassium (KMnO₄).
- Hypochlorite de calcium (ClO₂Ca).
- L'hypochlorite de sodium (ClONa ou eau de javel).

Avec un temps de contact qui dépend du produit utilisé et de sa dose introduite ; en fin on procède au rinçage à l'eau claire.

Tableau VII.1 : Produits de désinfection (Doses et temps de contacte).

Désinfectants utilisés	Temps de contacte minimum en heurs	Dose de désinfectant (mg / l)	Précautions
Eau de Javel	24	90 à150	-Se dégrade rapidement à la lumière. -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Hypochlorite de calcium	24 – 1,2 – 0,5 – instantané	10 – 50 – 150 – 10.000	-Ne pas utiliser en milieu confiné -Neutraliser le chlore avant le rejet pour les grandes quantités
Permanganate de potassium	24	50	-A préparer au moins 24 heures d'avance -Ne pas rejeté directement dans les eaux de surface (forte coloration)

Remarque : Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, des prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux, et si les résultats sont défavorables, l'opération est renouvelée dans les mêmes conditions.

VII.6. Les engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux public, les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.



Figure VII.9 : Pelle hydraulique.

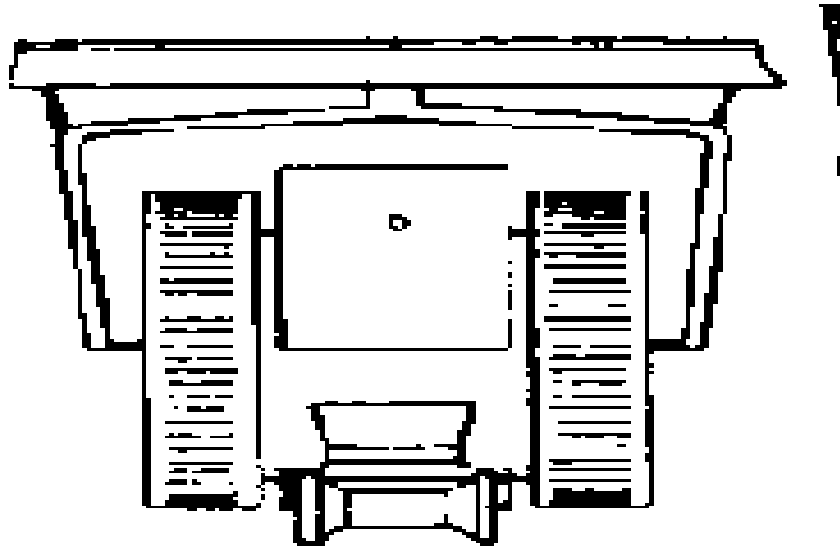


Figure VII.10 : Bulldozer.



Figure VII.11 : Chargeur

VII.7. Accessoires :

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

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

VII.7.1. Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes papillon :

a. Robinet à papillon centré :

Le robinet à papillon peut être manœuvré par commande manuelle, électrique, pneumatique, hydraulique. Pour ces robinets de grand diamètre, le couple dépend des caractéristiques hydrauliques du circuit.

Applications

- Adduction d'eau, traitement d'eau, irrigation, assainissement, dessalement, l'industrie ;
- Circuits de refroidissement et d'incendie ;
- Construction navale, sidérurgie et dans les centrales électriques (hydrauliques, thermiques et nucléaires) ;
- Sectionnement et régulation dans tous les secteurs de l'industrie.

Conditions de service

- Température : **de 0° C** minimum à **+65° C** maximum.
- La température d'utilisation dépend du fluide véhiculé et de la nature de l'élastomère de la manchette utilisée.
- D'autres températures peuvent être proposées.
- Pression admissible (**PS**) jusqu'à **25 bar** à la température ambiante.

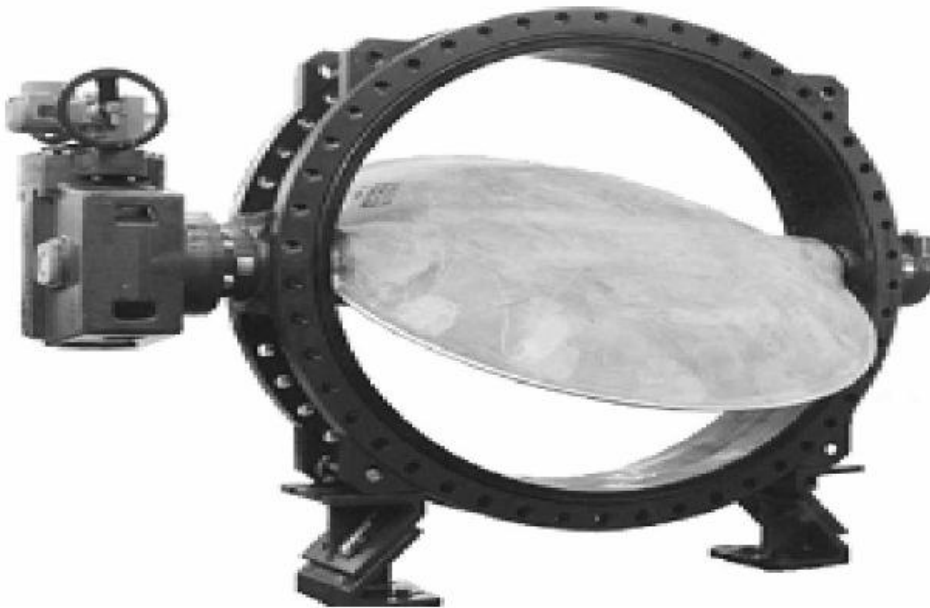


Figure VII.12 : Vanne à papillon centré.

b. Robinet vanne à opercule :

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

Applications

- Processus industriels, centrales électriques et chantiers navals ;
- Pour eau, vapeur, gaz, huiles et autres produits non agressifs ;
- Autres applications sur demande.

Conditions de service :

- Pression de service maxi admissible : **40 bars.**
- Température maxi admissible : **400 °C.**



Figure VII.13 : Robinet vanne à opercule.

VII.7.2. Clapet anti retour :

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

Application

- Industrie et installations de chauffage ;
- Fluides, vapeur, gaz ;
- Installations de chauffage à eau chaude ;
- Installations de chauffage à eau surchauffée ;
- Installations thermo conductrices.

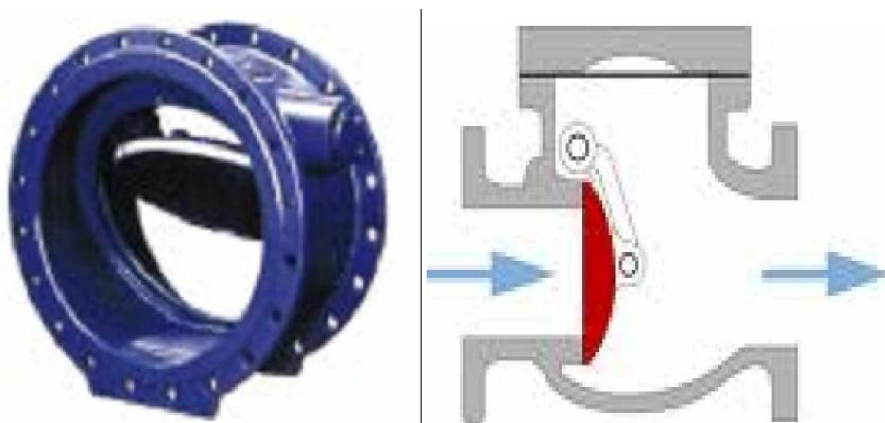


Figure VII.14 : Clapet anti retour.

VII.7.3. Ventouse :

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus, l'air, compressible, est le pire ennemi des installations.

Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux.

On injecte donc de l'air par les ventouses.

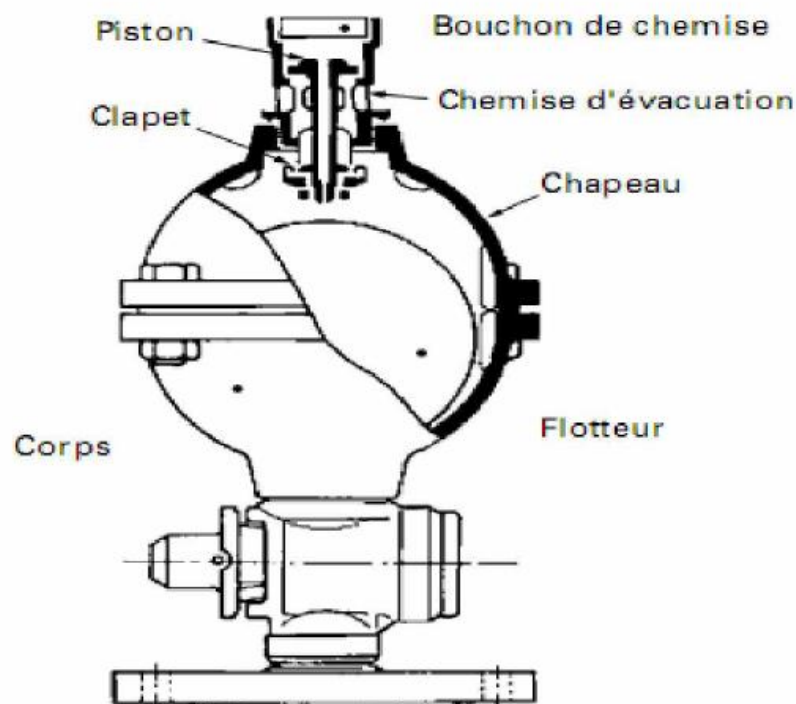


Figure VII.15: Ventouse à fonction unique.

VII.7.4. Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

a. Manomètres à aiguilles :

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



Figure VII.16 : Manomètre à aiguilles.

b. Manomètres à soufflet :

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (**voir figure VII.16**). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

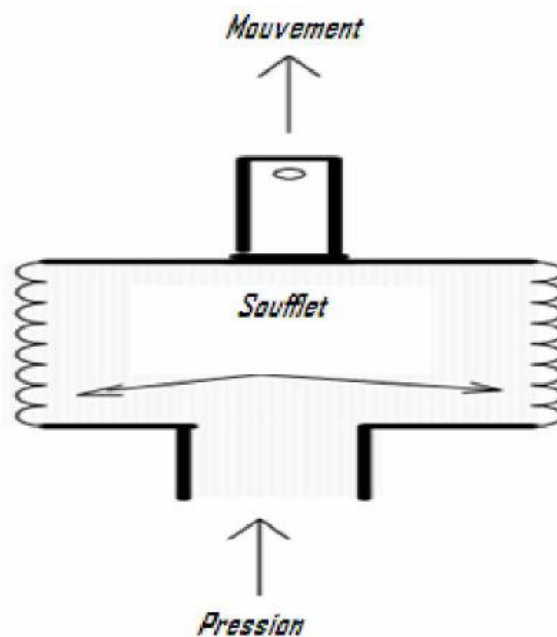


Figure VII.17 : Manomètre à soufflet

CONCLUSION :

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder, mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses.

Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous estimons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de l'alimentation en eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- satisfaire les besoins en eau de la population de la commune de Ain Disse exactement les deux localités Ain El Charef et El Gourzi la wilaya de Oum El Bouaghi.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'alimentation en eau potable est faite pour l'horizon **2046**, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **2376** habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les deux localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **10310 m³/s** des eaux du Forage B1.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

La nature du terrain (montagneuse) a exigé l'implantation du réservoir sur une altitude de **1180 m** afin d'assurer une distribution uniforme pour les deux localités et aussi satisfaire les besoins avec les pressions et les vitesses exigeantes.

Au long du réseau d'adduction sur 4520 m de linéaire, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas, et aussi des réducteur de pression pour le réseau de distribution .

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction et aussi de distribution est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

Bibliographie

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **SALAH Boualem (E.N.S.H 1994)** : Cours d'alimentation en eau potable.
- [2] **A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux
Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- [3] **F.VALIRON** « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement»,
Tome I, 2003.
- [4] **Bonnin J (1986)** : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes
importances. Edition Eyrolles, Paris.
- [5] **I. ABDI**. « Etude du transfert du barrage de BOUSSIABA (W.Jijel) vers le barrage de BENI
HAROUN (W.MILA) » .242. Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2011.
- [6] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [7] **CARLIER M (1972)**: Hydraulique générale et appliqué Editions Eyrolles Paris
- [8] **YAHIAOULS et MOULLA.M (2009)** : contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en
eau potable de la ville de Bouira à partir de barrage de Tilesdit, mémoire d'ingénieur d'état en
agronomie, UMMTO.
- [9] **Catalogue PPI** : Plastic pipe institut.
- [10] **RICHARDS W.BANDS** : Ductile Iron Pipe Research association USA, 2013.

Logiciels :

CAPRARI

EPANET

Sites web :

<http://www.wilayadeskikda-dz.com>.

<https://www.sndl.cerist.dz/>

Annexes

**ANNEXE I: TUBE PEHD EAU POTABLE PN16 selon CHIALI
(Année 2016)**

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192,06	11 924,71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889,78	18 591,04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229,57	29 518,59

**ANNEXE I.1: TUBE PEHD EAU POTABLE PN20 selon CHIALI
(Année 2016)**

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110090201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP. 3.0 mm	ML	38,00	44,46
110090251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP. 3.5 mm	ML	60,57	70,86
110090321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP. 4.4 mm	ML	93,71	109,64
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP. 5.5 mm	ML	146,28	171,15
110090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP. 6.9 mm	ML	226,56	265,07
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP. 8.6 mm	ML	361,70	423,18
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP. 10.3 mm	ML	508,54	595,00
110090901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 20 EP 10.1mm	ML	678,64	794,01
110091101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 004,91	1 175,74
110091251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 273,74	1 490,27
110091601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN20 EP. 17.9 mm	ML	2 071,43	2 423,58
110092001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24	3 793,42
110092501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49	5 900,88
110093151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN20 EP. 35.2 mm	ML	7 705,89	9 015,89
110094001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN20 EP. 44.7 mm	ML	12 418,48	14 529,62
110095001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN20 EP. 55.8 mm	ML	19 337,24	22 624,58
110096301	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 630 PN 20 EP 70.3 mm	ML	30 722,26	35 945,05

ANNEXE II.I: Prix du ML des conduites en fonte ductile selon ELECTROSTEEL ALGERIE

Diamètre en (mm)	Prix du ML (DA)
100	6682,31
125	7836,22
150	8534,23
200	10323,1
250	11542,36
300	12336,05
350	13521,23
400	14910,06
450	15982,11
500	17885,15
600	22831,78
700	27777,32
800	31722,86
900	35668,4

ANNEXE II : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge.

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.6	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	30	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29