

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable zone basse de la commune de Sidi lakhdar w. Ain Defla.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-18

APA Citation ( توثيق APA):

Drici, Karima (2018). Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable zone basse de la commune de Sidi lakhdar w. Ain Defla[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'ALIMENTATION  
EN EAU POTABLE ZONE BASSE DE LA COMMUNE  
DE SIDI LAKHDAR W.AIN DEFLA**

**Présenté Par :**

**M<sup>elle</sup> : DRICI Karima**

**Devant les membres du jury**

	<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup>	H. MEDDI	M.C.A	Présidente
M <sup>me</sup>	S.KHALED/HOULI	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup>	A. HACHEMI	M.C.B	Examinateur
M <sup>elle</sup>	C. SALHI	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup>	B.SALAH	Professeur	Promoteur

**Juin 2018**

# Remerciements

*Avant toute chose nous devons remercier Allah le tout puissant pour la volonté, le courage et la patience qu'il nous a apporté pour pouvoir réaliser ce travail.*

*Toute ma gratitude pour mon promoteur Monsieur **B.SALAH** pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*A Madame H.MEDDI. qui ma fait l'honneur de présider notre jury.*

*A Madame HOULI, monsieur HACHEMI et damoiselle SALHI. qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail. Je vous remercie également de nous transmettre votre savoir au cours de notre cursus universitaire.*

*Un remerciement particulier est adressé à M<sup>er</sup> HADJ SADOK Oussama pour leurs précieux conseils et orientations et pour me soutenir.*




*En fin, nous adressons nos sincères remerciements et nos profonds respects à nos très chères familles qui ont été toujours là avec nous, et qui, grâce à eux, nous sommes là aujourd'hui, à nos amis et à toute personne qui a contribué même avec un mot de soutien.*

*Nous les remercions pour croire en nous.*

**Merci à tous**

*Karima*

# Dédicace

*Je dédie  ce mémoire en priorité à mes parents qui m'ont toujours guidé  et orienté et en particulier pour leurs encouragements  durant tout mon cursus universitaire.*

*Je dédie également ce mémoire à mes chères frères Abdalh, Mohamed azize, ma sœur habiba, pour votre aide, vos encouragements si précieux, Votre soutien.*

*Je n'oublie pas ma grande mère, mes tantes, mes oncles, mes cousins et cousines oussama, mohamed, fadwa.*

*A mes amis HADJ SADOK Oussama, Bouali soumia, hadjer*

*Mon promoteur Monsieur B.Salah.*

*A mes collègues et professeurs de l'ENSH *

*A tous ceux qui m'ont soutenue au cours de la réalisation de ce mémoire.*



*KARIMA*

## ملخص :

تعاني حاليا المنطقة السفلى لمدينة سيدي لخضر المعنية بالدراسة من مشكل عويص من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب، و هذا يعود إلى قدم أنابيب شبكة التوزيع و صغر حجمها معظم الأنابيب من نوع amiante و ترتبط بأنابيب من نوع PEHD أين سجلنا نسبة تسرب عالية. ومن خلال دراستنا هذه التي تهدف إلى تجديد شبكة التوزيع بصفة شاملة، قدمنا أولا نظرة عامة على الوضعية الحالية لمختلف الينابيع المائية، شبكة التوزيع، و كذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة، ثم انتقلنا إلى حساب الأبعاد الملائمة للشبكة الجديدة وذلك من أجل تلبية حاجيات سكان المنطقة المدروسة.

## Résumé :

Notre zone d'étude (la zone basse de la commune de SIDI LAKHDAR ) reconnaît actuellement un problème dans le domaine d'alimentation en eau potable. Ce problème est dû essentiellement à l'état vétuste du réseau de distribution sous dimensionné, la majorité des conduites sont de type amiante reliées à des conduites en PEHD où l'on note une mauvaise conception et un pourcentage élevé des fuites.

En vue d'une rénovation totale du réseau, Notre travail consiste d'abord à donner en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage, par la suite procéder à son dimensionnement adéquat pour pouvoir satisfaire les besoins en eau de l'agglomération de cette zone.

## Summary:

Nowadays, town SIDI LAKHDAR (the lower zone) suffers from water supply problems. It is essentially due to the old state of subdimensioning mains where a bad designing and a high percentage of leaks are observed.

In order to renovate the whole network, our study consists of : giving a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, networks and storage structures and proceeding to their suitable sizing so as to meet the zone's water needs .

## SOMMAIRE

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

### **Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

I.1 Introduction :	.....	1
I.2 Situation géographique :	.....	1
I.3 Situation topographique :	.....	1
I.4 Situation Situation climatique :	.....	2
a) climat :	.....	2
b) température:	.....	2
c) précipitation :	.....	2
I.5 Sismicité :	.....	2
I.6 Situation hydraulique :	.....	2
a- forages :	.....	2
b- Réservoirs de stockage :	.....	3
c- Réseau de distribution actuel :	.....	4
d- Adduction actuelle :	.....	4
Conclusion :	.....	4

### **Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

II.1 Introduction :	.....	5
II.2 Estimation de la population future :	.....	5
II.3 Estimation des besoins en eau :	.....	6
II.3.1 Consommation moyenne journalière :	.....	6
II.3.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :	.....	6
II.3.2.1 Les besoins en eau domestique :	.....	7
II.3.2.2 Les besoins scolaires :	.....	7
II.3.2.3 Besoins sanitaires :	.....	8
II.3.2.4 Besoins administratifs :	.....	8
II.3.2.5 Besoins culturels et sportif:	.....	8
II.3.2.6 Besoins des services publics :	.....	8
II.3.2.7 Besoins industriels :	.....	9
II.3.2.8 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :	.....	9
II.4 Etude des variations de la consommation :	.....	10
II.4.1 La consommation maximale et minimale journalière :	.....	10

II.4.2 Etude les variations des débits horaires :	11
II.4.2.1 Débit moyen horaire :	11
II.4.2.2 Débits maximum et minimum horaires :	11
II.4.2.2.a calculs les débits maximum et minimum horaires par des formules :	11
II.4.2.2.b Etude de la variation des débits horaires (la méthode graphique) :	13
II.4.3 Balance de ressources en eau / les besoins pour l'horizon 2027 et 2047 :	17
Conclusion :	17

### **Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

III.1 Introduction :	18
III.2 Définition de réseau de distribution :	18
III.3 Définition de réseau de distribution :	18
III.3.1 Les réseaux mailles :	18
III.3.2 Les réseaux Ramifiés :	18
III.3.3 Les réseaux combinés :	19
III.4 Classification des réseaux d'A.E.P :	19
III.5. Conception du réseau :	20
III.5.1 Principe du tracé du réseau :	20
III.5.2 Principe du calcul du réseau maillé :	20
III.5.2.1 méthode de Hardy-cross :	21
III .5.3 Choix du type de matériau :	22
III .5.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	23
III.5.4.1 Calcul des débits de dimensionnement :	23
III .5.4.1.a Cas de pointe :	23
III .5.4.1.a Cas de pointe +incendie :	25
III.5.4.2 Répartition arbitraire des débits :	26
III.5.4.3 Simulation par le logiciel EPANET :	27
A. Présentation du logiciel EPANET :	27
B. Etapes d'utilisation d'EPANET :	27
C. Paramètres d'entrée du réseau :	27
D. Les résultats de la simulation :	29
Conclusion :	34

## **Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS**

IV.1 Introduction :	35
IV.2 Etude des réservoirs :	35
IV.2.1 Rôles des réservoirs :	35
IV.2.2 choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :	35
IV.2.3 Classification des réservoirs :	35
IV.2.4 Comparaison des réservoirs :	36
IV.2.4.1 Réservoir en béton :	36
IV.2.4.2 Réservoir en métal :	36
IV.2.4.3 Réservoir en résine (en maçonnerie) :	36
IV.2.5 Choix du réservoir :	37
IV.2.6 Equipements du réservoir :	37
IV.2.6.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation:	37
IV.2.6.1.1 Par Le haut :	37
IV.2.6.1.2 Par Le bas :	37
IV.2.6.2 Conduite de départ ou de distribution :	38
IV.2.6.3 Conduite de trop-plein :	38
IV.2.6.4 Conduite de vidange :	39
IV.2.6.5 Conduite by-pass :	39
IV.2.7 Capacité des réservoirs :	40
IV.2.7.1 Cas d'une adduction par refoulement :	40
a. Méthode analytique :	40
b. Méthode graphique :	41
IV.2.7.2 Cas d'une adduction gravitaire :	42
IV.2.8 Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2047 :	42
Conclusion :	44

## **Chapitre - V- ETUDE D'ADDITION**

V.1. Etude d'adduction :	45
V.1.1. Classification des adductions :	45
a) Adduction gravitaire :	45
b) Adduction par refoulement :	45



c) Adduction mixte :.....	46
V.1.2. Critères de choix de tracé : .....	46
V.1.3. Choix du matériau de la conduite: .....	46
V.1.4. Site d’implantation de la station de pompage:.....	47
V.1.5. Calcul hydraulique:.....	47
V.1.5.1 Calcul les diamètres économiques : .....	47
V.1.5.2 Calcul des pertes de charge : .....	47
V.1.5.3 Calcul de la hauteur manométrique totale :.....	48
V.1.5.4 Frais d'exploitation : .....	49
V.1.5.5 Frais de l’investissement amorti :.....	49
V.1.5.6 Vérification de la vitesse d’écoulement : .....	50
V.1.6. Dimensionnement du réseau d’Adduction: .....	50
V.2. Etude de pompage : .....	52
V.2.1. Définition : .....	52
V.2.2. Couplage des pompes : .....	52
V.2.3. Différents types des pompes :.....	52
V.2.3.1 Pompes volumétriques :.....	52
V.2.3.2 Les turbopompes : .....	52
V.2.4. Choix du type de pompe : .....	53
V.2.5. Choix du nombre des pompes de secours : .....	53
V.2.6. Courbe caractéristique d’une conduite de refoulement : .....	53
V.2.7. Caractéristiques de la pompe : .....	53
V.2.7.1 Point de fonctionnement des pompes :.....	53
V.2.8. Étude de la cavitation :.....	54
V.2.9. Choix des pompes : .....	85
V.2.10. Courbes caractéristiques de la pompe : .....	55
V.3. Protection de la conduite contre le coup de bélier :.....	55
V.3.1. Les causes de coup de bélier :.....	55
V.3.2. Les conséquences de coup de bélier: .....	56
V.3.2.1. Cas de la surpression:.....	56
V.3.2.2. Cas de dépression : .....	56
V.3.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :.....	56
Conclusion :.....	57

**Chapitre -VI-**  
**LES ACCESSOIRES DU RESEAU D’ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

VI.1. Introduction :	58
VI.2. Rôle des accessoires :	58
VI.3. Organes accessoires utilisés dans le réseau :	58
VI.3.1. les robinets vannent :	58
VI.3.1.1. les robinets vannent :	58
VI.3.1.2. Les vannes-papillons :	59
VI.3.1.3. Les vannes à clapet anti retour :	59
VI.3.1.3.1 Clapet anti-retour à double battant :	60
VI.3.1.4 les vannes de réduction de pression :	60
VI.3.1.5 les vannes de vidange :	60
VI.3.2 Les ventouses :	60
VI.3.2.1. Détermination du débit d’air évacué :	61
VI.3.2.2. Mode d’utilisation des ventouses :	62
VI.3.2.2.1 Remplissage à débit réduit :	62
VI.3.2.2.2 Remplissage sans limitation de débit (cas des conduites pleines):	62
VI.3.3. Les poteaux d’incendie:	62
VI.3.4. Réducteurs de pression :	63
VI.3.4.1. Réducteurs de pression aval :	64
VI.3.4.2. Réducteurs de pression amont :	64
VI.3.5. les organes de mesures :	65
VI.3.5.1. mesure de débits :	65
VI.3.5.2. mesure de pression :	66
VI.3.6. les bouche de lavage :	67
VI.3.7. les moyens antis béliers :	68
VI.4. Pièces spéciales de raccordements:	68
VI.4.1. Soudure bout à bout :	68
VI.4.2. Les raccords électro- soudables :	69
VI.4.3. Les raccords mécaniques :	70
Conclusion :	74

**Chapitre - VII-**  
**POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

VII.1. Introduction :	75
VII.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :	75
VII.2.1. Pose de canalisation en terre :	75
VII.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :	75
VII.2.3. Pose des conduites en traversées des routes:	76
VII.3. Utilisation des Butées et verrouillage :	77
VII.4. Les différents travaux de mises en place des canalisations:	78
VII.4.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	78
VII.4.1.1. Matérialisation :	78
VII.4.1.2. Nivellement :	78
VII.4.2. Excavation des tranchées :	78
VII.4.2.1. Enlèvement de la couche végétale :	78
VII.4.2.2 Réalisation des fouilles :	78
VII.4.2.2.1 la section de la tranchée :	80
VII.4.2.2.2. le volume de déblai :	80
VII.4.2.3. Lit de pose :	81
VII.4.2.4. Remblayage des tranchées:	81
VII.4.2.4.1. Le remblai d'enrobage :	81
VII.4.2.4.2. Le remblai supérieur:	81
VII.4.2.4.3. Calcul Le volume de remblai :	82
VII.4.2.5. Nivellement et compactage :	83
VII.4.2.6. Désinfection du réseau :	83
VII.4.2.7. Remplissage progressif :	84
VII.4.2.8. Définitions des engins de terrassement utilisés:	84
VII.4.2.8.1. Pelle hydraulique :	84
VII.4.2.8.2 Chargeur :	85
VII.4.2.8.3. Dozer :	85
VII.4.2.8.4. Compacteur :	86
VII.5. EVALUATION DU PROJET :	86
VII.5.1. Devis estimatif et quantitatives :	86

Conclusion :..... 88

CONCLUSION GENERALE :..... 89

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tab.I.1 : Variations des températures et des vitesses des vents .....	2
Tab.I.2 : Précipitations maximales journalières .....	2
Tab.I.3 : Les caractéristiques des forages .....	3
Tab.I.4 : Caractéristiques des réservoirs existants .....	3

### Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Tab.II.1 : Estimation de la population future de l'horizon d'étude .....	6
Tab.II.2 : Besoins domestiques .....	7
Tab.II.3 : Besoins scolaires .....	7
Tab.II.4: Besoins sanitaires .....	8
Tab.II.5: Besoins administratifs .....	8
Tab.II.6: Besoins culturels et sportifs .....	8
Tab.II.7: Besoins des services publics .....	8
Tab.II.8: Besoins industriels .....	9
Tab.II.9: Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2047). .....	9
Tab.II.10: La demande en eau de l'agglomération, au moyen et à long terme .....	10
Tab.II.11: Récapitulatif des débits journaliers $Q_{moyj}$ , $Q_{maxj}$ , $Q_{minj}$ . .....	11
Tab.II.12: Variation du coefficient $\beta_{max}$ .....	12
Tab.II.13 : Variation du coefficient $\beta_{min}$ .....	12
Tab.II.14: Débits (max et min) horaires pour chaque horizon .....	12
Tab.II.15: Répartition des débits horaires (à moyen terme) .....	13
Tab.II.16 : Répartition des débits horaires (à long terme). .....	15
Tab.II.17 : Balance de ressources en eau / les besoins .....	17

### **Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

Tab.III.1 : Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux. ....	22
Tab.III.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe) .....	24
Tab.III.3 : <i>Calcul des débits nodaux (cas de pointe)</i> .....	25
Tab.III.4 : La répartition arbitraire ( <b>préliminaire</b> ) des débits .....	26
Tab.III.5 : Résultat Des Différents Tronçons (cas de points) .....	29
Tab.III.6 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe) .....	30
Tab.III.7 : Résultat Des Différents Tronçons (Cas de pointe+ inc) .....	31
Tab.III.8 : Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ inc) .....	31

### **Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS**

Tab.IV.1 : Calcul de la capacité de réservoir à l’horizon d’étude 2047 .....	42
--	----

### **Chapitre - V- ETUDE D’ADDUCTION**

Tab.V.1 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT. ....	50
Tab.V.2 : Calcul des frais d’exploitation de la station de pompage.....	50
Tab.V.3 : Calcul des frais d’investissement amorti.....	51
Tab.V.4 : Bilan des frais d’exploitation et d’investissement amorti .....	51
Tab.V.5 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	55

### **Chapitre -VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

Tab.VII.1 : Calcul de volume déblai des fouilles et volume décapé de terre végétale .....	80
Tab.VII.2 : Calcul du volume du remblai.....	82
Tab.VII.3 : Produits de désinfection (Doses et temps de contact) .....	83
Tab.VII.4 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l’ouvrage de stockage.....	86

## LISTE DES FIGURES

### **Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Figure I.1 : Carte géographique de la commune de Sidi Lakhdar .....	1
---	---

### **Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

FigureII.1 : Diagramme à barres représentant la consommation en eau à moyen terme. ....	14
FigureII.2 : Courbe intégrale de la consommation en eau à moyen terme. ....	15
FigureII.3 : Diagramme à barres représentant la consommation à long terme. ....	16
FigureII.4 : Courbe intégrale de la consommation en eau à long terme. ....	16

### **Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

Figure III.1 : Schéma de réseau ramifier .....	19
Figure III.2 : Schéma de réseau combiné. ....	19
Figure III.3 : Schéma de réseau étagé. ....	20
Figure III.4 : Interface de logiciel EPANET.....	29
Figure III.5 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe).....	32
Figure III.6 : Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe).....	33
Figure III.7 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe + inc).....	33
Figure III.8 : Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe+inc).....	34

### **Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS**

Figure IV.1 : Différentes points d'arrivée de la conduite d'apport.....	38
Figure IV.2 : Point départ de la conduite de distribution. ....	38
Figure IV.3 : Conduite de trop-pein .....	39
Figure IV.4 : Conduite de vidange. ....	39
Figure IV.5 : Conduite de by-pass.....	40
Figure IV.6 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	41

**Chapitre - V-  
ETUDE D'ADDUCTION**

Figure V.1 : Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement. ....	51
Figure V.2 : Détermination du point de fonctionnement.....	54
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe .....	55

**Chapitre -VI-  
LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

Figure VI.1 : Robinet vanne.....	59
Figure VI.2 : Vanne à papillons. ....	59
Figure VI.3 : Vanne à clapet anti retour.....	59
Figure VI.4 : Clapet anti-retour à double battant .....	60
Figure VI.5 : Les vannes de réduction de pression .....	60
Figure VI.6 : La ventouse .....	61
Figure VI.7: Le fonctionnement de la ventouse .....	61
Figure VI.8 : Le poteau d'incendie .....	63
Figure VI.9 : Réducteurs de pression .....	64
Figure VI.10 : Le venturi .....	65
Figure VI.11: Schématisation de ces débitmètres .....	66
Figure VI.12 : manomètre à aiguilles .....	67
Figure VI.13: Bouche de lavage.....	67
Figure VI.14 : Anti bélier .....	68
Figure VI.15 : Les équipements de soudure bout à bout .....	69
Figure VI.16 : Raccordement par accessoires électro-soudables.....	70
Figure VI.17: Assemblages par électro soudage.....	70
Figure VI.18 : Coude à 2 emboitement .....	71
Figure VI.19 : Le tés .....	71
Figure VI.20 : Croix de jonction .....	72
Figure VI.21 : Croix de jonction + incendie.....	72
Figure VI.22 : Les manchons.....	72
Figure VI.23 : Cône à bride .....	73
Figure VI.24 : by-pass .....	73



## **Chapitre - VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

Figure VII.1 : Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.....	75
Figure VII.2 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine .....	76
Figure VII.3 : L'emplacement des différents réseaux par rapport réseau d'AEP .....	77
Figure VII.4 : Les butées .....	77
Figure VII.5 : Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire.....	79
Figure VII.6 : Lit de pose.....	81
Figure VII.7: Remblayage des tranchées.....	82
Figure VII.8 : Pelle hydraulique.....	84
Figure VII.9 : Chargeur .....	85
Figure VII.10 : Bulldozer.....	85

### **Liste des planches**

**Planche 01** : plan de masse de la ville de SIDI LAKHDAR et le réseau projeté.

**Planche 02** : profil en long de la conduite maitresse (Réservoir – nœud n°08).

**Planche 03** : Les équipements de Réservoirs 1000 m<sup>3</sup>.

**Planche 04** : détail des nœuds.

**Planche 05** : profil en long de l'adduction.

### **Liste des annexes**

**ANNEXE II.1:** La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

**ANNEXE III.1:** Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

**ANNEXE III.2:** Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

**ANNEXE III.3:** Les diamètres normalisés des conduites en PEHD selon la pression nominale.

**ANNEXE V.1:** Le prix de mètre linéaire des conduites en PEHD suivant le catalogue de CHIALI.

**ANNEXE V.2:** Fiche technique de la pompe choisie.

**ANNEXE V.3:** Les dimensions géométriques de la pompe choisie.

**ANNEXE VII.1** : Devis quantitatif de réservoir de volume 1000 m<sup>3</sup>.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE :

Le réseau d'eau potable constitue un élément très important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité et à une pression et en quantité suffisantes.

Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble des conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assure l'alimentation en eau potable de la ville à partir des réservoirs de stockage. A cela il faut ajouter les accessoires de réseau qui permettent une bonne exploitation et un bon entretien de ce dernier, il doit présenter une bonne sécurité d'approvisionnement de toutes les parties de l'agglomération.

Ceci implique un bon maillage du réseau et la pose des vannes de sectionnement. Ainsi il serait possible d'isoler un tronçon de réseau tout en maintenant l'alimentation dans les conduites voisines.

Le réseau de distribution de la zone d'étude présente de nombreux problèmes dus à sa vétusté selon le rapport de la direction d'hydraulique d'Ain Defla et que la date de réalisation de certains tronçons revient à l'époque coloniale, et ne pouvant satisfaire les besoins en eau de la commune de Sidi Lakhdar. Vu l'extension et le développement qu'a connus la ville de Sidi Lakhdar, selon le POS, les réservoirs de volume 1500m<sup>3</sup> existants n'assurent pas l'approvisionnement suffisant en eau potable, à l'horizon d'étude, et voir des fuites d'eau importantes notamment au niveau des joints reliant les conduites de différents matériaux (PEHD, amiante).

Mettre à niveau l'état de fonctionnement des réseaux d'eau potable de cette ville (l'étude concerne la zone basse). Notre tâche consiste également à un redimensionnement de système d'alimentation en eau potable.

Les études qui ont été menées dans le cadre de ce projet et ayant permis son aboutissement ont suscitées une démarche bien élaborée. Elle consistait tout d'abord à recueillir les données de bases auprès des autorités communales et le plan d'urbanisme de la ville. Elles sont indispensables pour la suite du projet et concernent la démographie, la nature et l'occupation du sol. Ces données nous permettent d'aboutir en second lieu à la planification et à la conception du réseau.

Cette étape déterminante était l'occasion de mettre au point les composantes et les paramètres de calcul de réseau en se basant parfois sur des hypothèses et dans le respect des critères de conception. Dans le calcul de ces derniers, on a fait usage aux logiciels élaborés et adaptés aux domaines de l'hydraulique notamment EPANET 2.0, CAPRARI.

**Chapitre -I-**  
**PRESENTATION DE LA ZONE**  
**D'ETUDE**

# Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

## I-1 Introduction

Avant d'entamer les différentes étapes nécessaires à l'étude du projet, il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la ville de Sidi Lakhdar. Ces caractéristiques vont nous guider à faire un bon diagnostic du réseau de distribution et la mise en place du schéma d'alimentation projeté. Ces caractéristiques sont présentées par la situation géographique, topographique, climatique, sismicité et hydraulique.

## I-2 Situation géographique

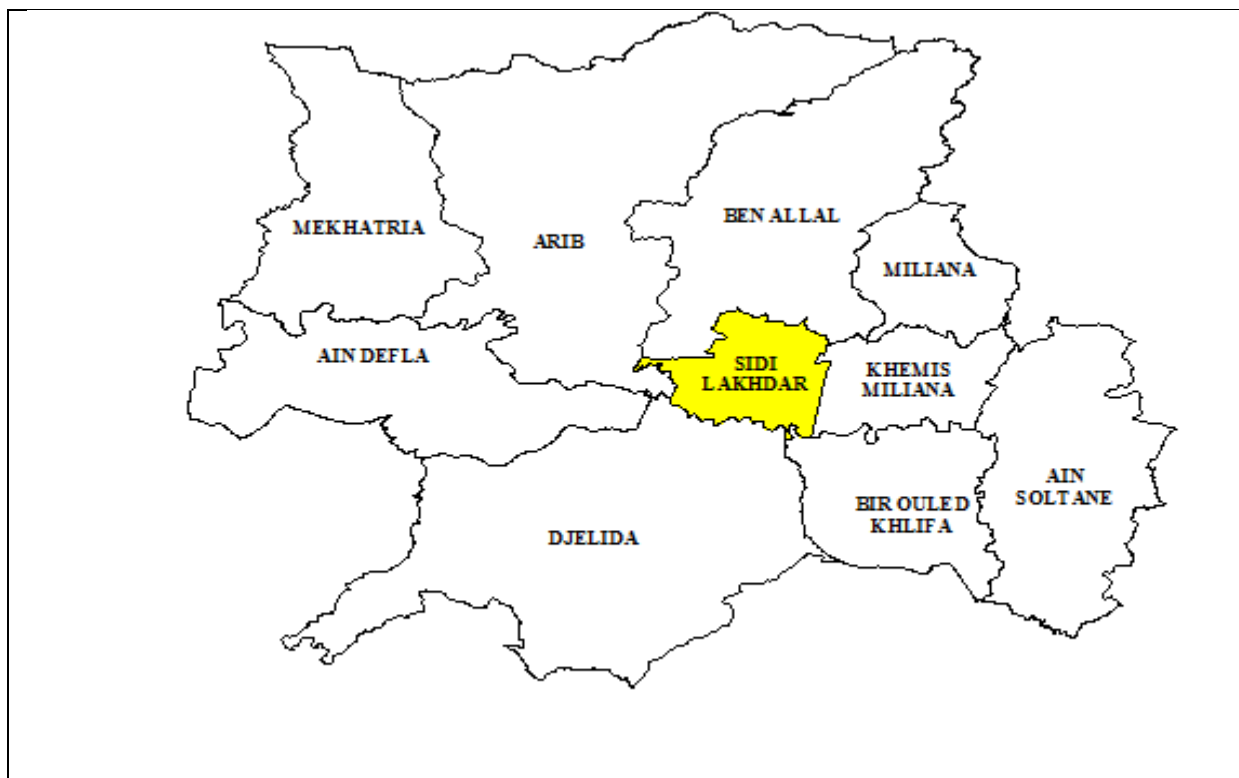
La ville de Sidi Lakhdar est située à environ 15 km à l'Est de l'ACL de la wilaya d'Ain Defla et à 5 km à l'ouest de la ville de Khemis Miliana .Cette ville est divisée en deux zones : la zone haute et la zone basse. Le chef-lieu de Sidi Lakhdar est limité :

Au Nord : Par une zone montagneuse.

Au Sud : Par l'oued raihane.

A l'Est : Khemis Miliana.

A l'Ouest : Par la commune d'Ain defla.



*Figure I.1 :Carte géographique de la commune de Sidi Lakhdar*

## I-3 Situation topographique :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau.

La levée topographique du site est effectuée à l'échelle 1/1000 .La zone d'étude présente une pente variant entre 0et 6% du sud au nord et de l'est à l'ouest.

## Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

### I-4 Situation climatique :

#### a) Climat :

Le climat de la région de Sidi Lakhdar est de type méditerranéen semi aride. Les vents dominants soufflent du nord –ouest avec un hiver court et froid et un été chaud sec.

#### b) température :

La température moyenne du mois le plus froid est de 8.3°C et celle du mois le plus chaud est de 32.5°C. Elles correspondent respectivement au mois du janvier et d’Août, les températures moyennes, maximales, minimales et les vents moyennes pour chaque mois de l’année 2017 sont représentées dans le tableau I.1 :

**Tableau I.1 :** Variations des températures et des vitesses des vents

Mois	Sept	Oct	Nov	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Tmoy (°C)	25,9	22,8	14,7	11,5	8,3	13,1	14,4	17,2	23,2	28,1	31,2	32,5
Tmin (°C)	14,0	9,0	4,0	1,4	-1,0	0,4	1,0	5,0	9,0	13,2	14,4	15,6
Tmax (°C)	41,8	36,6	31,4	20,2	19,0	22,0	28,6	31,2	39,4	42,6	43,1	43,8
Vent moy (Km/h)	3,71	3,31	2,56	2,16	30,4	4,42	3,74	3,46	3,4	3,91	3,33	3,12

(Source ANRH 2018)

#### c) Précipitations :

Cette commune est située dans la zone où la pluviométrie annuelle est comprise entre 400 et 800 mm/an.

Le tableau ci- dessous représente les valeurs des précipitations maximales journalières pour chaque mois.

**Tableau I.2 :** Précipitations maximales journalières

Mois	Sept	Oct	Nov	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pjmax (mm)	5,9	6,2	47,7	46,4	137,4	1,1	23,8	0,0	5,8	34,6	0,0	0,0

(Source ANRH 2018)

### I-5- Sismicité :

D’après la classification du C.T.C l’organisme du contrôle des constructions le périmètre d’intervention se situe dans la zone trois des sismicités.

### I-6- Situation hydraulique

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle du système d’alimentation en eau potable de la commune de Sidi Lakhdar et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage et revoir le réseau de distribution et de l’adduction.

#### a-Forages :

L’alimentation du chef lieu est assurée principalement par deux forages (forage remplaçant F1,forage 3) situant dans le champ de captage de la ville de sidi lakhdar.Ils permettent la mobilisation et le captage des eaux de la nappe phréatique. Ces deux forages sont situés dans

## Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

la région Sud du périmètre du chef lieu de la ville et, ils permettent la mobilisation d'un débit total de 60 l/s.

**Tableau I.3 :** Les caractéristiques des forages existants dans la région

Nom du paramètre	Coordonnées lambert (m)			Profondeur (m)	Nstatique (m)	Ndynamique (m)	HMT (m)	Débit exploité (l/s)	Année de mise en service	Etat du forage
	X	Y	Z							
Remp (F1)	451.14	328.69	261	136	24.6	30	130	30	2001	Exploité
Forage 3	451.36	328.09	259	160	26	30	170	30	2003	Exploité

(Source DRE 2018)

La longueur totale de la conduite de refoulement est de 1.6 km

Les deux forages fonctionnent en parallèle avec un temps de pompage de 20 heures et le débit pompé pour chaque forage reste constant de 30l/s.et les eaux superficielles du Barrage de Sidi M'hamed Ben Taiba (SMBT).Après la réalisation du transfert des eaux de barrage de SMBT vers les agglomérations de Ain-defla, Khemis-Miliana, Sidi Lakhdar, Arib, Mekhatria et Amra avec une capacité de production lors de sa mise en service qui est de 15 000 m<sup>3</sup> par jour soit un débit de 174 l/s .Le débit alloué pour l'alimentation de la ville de sidi lakhdar sera de 37 l/s. (source ADE 2018)

Les eaux du barrage de Sidi M'hamed Ben Taiba seront transférées vers les réservoir de volume de500 m<sup>3</sup> par l'intermédiaire d'une conduite en fonte de diamètre  $\Phi$ 200.

### *b-Réservoirs de stockage :*

Les habitants de la ville sidi lakhdar s'étagent entre les cotes 366.50 m et 263.50 m soit un dénivelé de 103 m, les ouvrage de stockage sont situés de comme suit.

- Les deux Réservoirs (R<sub>500m<sup>3</sup></sub>) Sitent au sommet d'une montagne en aval de l'agglomération de sidi Lakhdar ont une cote 341.81m et 341.41 respectivement, ces réservoirs sont destiné pour alimenté la zone basse de notre agglomération.
- Réservoir 03 (R<sub>500m<sup>3</sup></sub>) situe au nord et plus Éloigné à l'Agglomération a une cote 378.21 m, ce réservoir destinée de distribuer l'eau vers les habitants de la partie supérieurs du site (zone haut).

Le stockage se fait dans des réservoirs situés à une cote permettant une desserte gravitaire de la totalité de la ville. La capacité globale est de 1500 m<sup>3</sup>

**Tableau I.4 :** Caractéristiques des réservoirs existants

N°	Nature	Capacité	Cote du radier	Année de mise en service	Etat
01	Réservoir	500 M3	341.81	2002	Bon - exploité
02	Réservoir	500 M3	378.21	2002	Bon - exploité
03	Réservoir	500 M3	341.41	2006	Bon - exploité

(Source DRE 2018)



## **Chapitre -I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

### *c- Réseau de distribution actuel :*

Le système d'alimentation en eau potable de chef lieu de sidi lakhdar est un système à réservoir de tête. Le réseau de distribution de sidi lakhdar est un réseau ramifié alimentant une zone basse et une zone haute vue la différence de cotes élevée. La totalité des conduites sont de type amiante et assemblées par des conduites en PEHD. Le réseau de distribution présente de nombreux problèmes dus à sa vieillesse selon le rapport de la direction d'hydraulique d'Ain Defla et que la date de réalisation de certains tronçons revient à l'époque coloniale, et ne pouvant satisfaire les besoins en eau de la commune de sidi lakhdar. Vu l'extension et le développement qu'a connu la ville de sidi Lakhdar, selon le POS, les réservoirs de volume 500m<sup>3</sup> existants n'assurent pas l'approvisionnement suffisant en eau potable.

Les diamètres de réseau est formé de conduites de diamètres allant de 40 mm jusqu'à 250 mm pour la distribution.

D'après les informations recueillies au niveau du service de la subdivision de l'hydraulique et l'A.P.C de sidi lakhdar, la position et les caractéristiques de la majorité des conduites se trouvant dans la zone basse restent inconnues. Une visite effectuée sur le site de cette zone ,a révélé :

- des fuites d'eau importantes notamment au niveau des joints reliant les conduites de différents matériaux ( PEHD, amiante ).
- Des chutes de pression dues à ces fuites et des diamètres faibles.
- Certains habitants se plaignent de la couleur marron de l'eau après ouverture des robinets de prise : cela montre qu'il existe des conduites métallique à travers des quelles la vitesse d'écoulement est faible (d'où corrosion interne).

### *d- Adduction actuelle:*

L'alimentation en eau potable de la ville de sidi Lakhdar est assurée essentiellement à partir de deux forages (forage n01, forage n02, barrage sidi m'hamed ben Taïba).

- Les trois sources alimentent les réservoirs, de volume 500m<sup>3</sup>, avec un débit global de 97 l/s. Le refoulement vers ces réservoirs se fait par une conduite de diamètre D = 250mm en fonte à partir des deux forages de la longueur 2.6 km, Le pompage se fait par deux pompes, refoulant un débit de 60 l / s environ.

Une conduite d'adduction de DN 200 en PEHD provenant de la station de traitement du barrage de sidi mhamed ben Taïba vers le réservoir 500 m<sup>3</sup>.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

Cette commune est composée de deux zones haute et basse. Cette dernière se trouve alimentée par un réseau de distribution très vétuste n'arrivant pas à satisfaire les besoins en eau de la dite zone comparativement à la zone haute . Dans notre projet nous sommes concernés par l'alimentation en eau potable de la zone basse.

**Chapitre -II-**  
**ESTIMATION DES BESOINS EN**  
**EAU POTABLE DE**  
**L'AGGLOMERATION**

## Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

### II.1- Introduction

Les réseaux de distribution doivent satisfaire les besoins en eau potable pour les différentes catégories formant l'agglomération : besoins domestiques, industriels, agricole...etc.

L'estimation de ces besoins se fait à partir d'une norme fixée pour chaque catégorie de consommation. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, les équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...)

Les besoins en eau sont classés comme suit :

- Les besoins domestiques
- Les besoins des équipements publics (scolaire, administratifs, sanitaires, culturels,...).
- Les besoins industriels.

### II.2-Estimation de la population future :

L'estimation de la population future se fait pour l'horizon 2047. Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte de la croissance démographique et l'évolution de la population dans le temps.

Notre agglomération croît à un rythme d'environ 2.52%, le nombre d'habitants dans le futur est estimé par la formule suivante :

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

$P_n$ : population à l'horizon d'étude (hab).

$P_0$ : population de l'année de référence 2017 (hab).

$P_0 = 17074$  hab (source APC de sidi lakhdar 2017)

$n$ : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

$\tau$ : taux d'accroissement.

*Taux d'accroissement ( $\tau$ ) :*

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il tient compte du nombre de naissances et de décès enregistrés pendant la période .

Ce taux dépend de plusieurs facteurs :

- Le mode de vie des habitants ;
- L'éducation (planning familial) ;
- Le développement socioculturel ;

D'après l'APC de la commune de sidi lakhdar, le taux d'accroissement de la région est de 2.52%.

## Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Evolution de la population se résume dans le tableau suivant :

**Tableau II.1 :** *Estimation de la population future de l'horizon d'étude*

L'année	2017	2027	2047
Nombre d'hab	17074	21899	36024

### II.3 Estimation des besoins en eau:

#### II.3.1 Consommation moyenne journalière:

La consommation moyenne journalière désignée par  $Q_{moy}$  est donnée

Par la formule suivant:

$$Q_{moyj} = \frac{(Ni \times D)}{1000} (m^3/j) \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

$Q_{moyj}$  : consommation moyenne journalière en  $m^3/j$ .

D : dotation journalière en l/j/cons.

Ni : nombre de consommateurs.

La dotation de notre agglomération sera 200 l/j/cons (source APC de sidi lakhdar)  
Est calculé en fonction des sources existant.

#### II.3.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur:

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour l'étude de la zone 02 de la commune de sidi lakhdar il est nécessaire des épancher sur les différentes catégories de besoins telles que:

- les Besoins domestiques;
- les Besoins sanitaires;
- les Besoins scolaires;
- les Besoins commerciaux ;
- les Besoins socioculturels et sportifs;
- les Besoins publics;

*Choix de la norme unitaire de la consommation en eau :*

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, paramètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

## Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en eau en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont:

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants;
- Le développement urbain de la ville;
- Ressources existantes.

### II.3.2.1 Les besoins en eau domestique :

Selon les informations recueillies auprès de la subdivision de la commune de sidi lakhdar, La dotation en eau est prise à 200 l/j/hab.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.2 : Besoins domestiques**

Année	Population	La dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m3/j)
2027	21899	190	4160.81
2047	36024	200	7204.8

### II.3.2.2 Les besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

On considère que chaque élève demande 10 L par jour dans le cas externat et 20l/j dans le cas demi-pension.

**Tableau II.3 : Besoins scolaires**

Désignation	unité	Nombre	Dotation L/j/élève	Consommation moy.(m3/j)
Lycée hachama ben Ouda	élève	808	20	16,16
C.E.M Massoudi Ahmed	élève	1170	10	11,7
Nouveaux C.E.M	élève	580	10	5,8
6 Ecole primaires	élève	1777	10	17.77
Crèche	élève	100	20	2
C.F.P.A	élève	450	20	9
TOTAL				62.43 m3/j

*(source DRE 2017)*

**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

**II.3.2.3 Besoins sanitaires :**

**Tableau II.4 : Besoins sanitaires**

Désignation	Unité	Nombre	Dotation L/j/lit	Consommation moy. m3/j
Polyclinique	lit	30	40	1,2
Salle de soin	lit	20	25	0,5
Sante scolaire	lit	01	10	0,01
TOTAL				1.71m3/j

*(source DRE 2017)*

**II.3.2.4 Besoins administratifs:**

**Tableau II.5 : Besoins administratifs**

Désignation	Unité	Nombre	Dotation l/j/ employé	Consommation moy.m3/j
ADE	employés	5	15	0,075
Siège APC	employés	28	15	0,42
La poste	employés	05	15	0,075
TOTAL				0.57m3/j

*(source DRE 2017)*

**II.3.2.5 Besoins culturels et sportif:**

**Tableau II.6 : Besoins culturels et sportifs**

Désignation	Unité	nombre	Dotation L/j/unité	Consommation moy.m3/j
Mosquée	Fidèle	750	5	3,75
Ecole coranique	élève	200	5	1
Maison de jeunes	jeune	500	5	2,5
3 Salles de sport	personne	60	50	3
Bibliothèque	employés	10	5	0,05
Stade	vestiaire	50	50	2,5
TOTAL				12.8 m3/j

*(source DRE 2017)*

**II.3.2.6 Besoins des services publics**

**Tableau II.7 : Besoins des services publics**

Désignation	Unité de base	Capacité	Dotation l/j/unité	Consommation moy.m3/j
02 Douches	Par personne	112	50	5,6
01 Marché couvert	m2	100	10	1
6 Cafés	clients	600	10	6
4 Restaurants	Par personne	160	45	7,2
10 Abattoirs	Par tête de bétail	36	400	14,4
39 Poulailier	Par tête	117	50	5,85
02 Elevage bovin	Par animal	20	50	1

**Chapitre -II-**  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

02 stations de Lavage	Par voiture	16	150	2,4
TOTAL				43.45 m3/j

*(source DRE 2017)*

**II.3.2.7 Besoins industriels :**

**Tableau II.8 :** *Besoins industriels*

Désignation	Nombre	Nombre D'employer	Dotation l/j/personne	Consommation moy.M3/j
ONAB	01	69	20	1.38

*(source DRE 2017)*

ONAB : office national des aliments de betail.

**II.3.2.8 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération:**

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total moyen nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

**Tableau II.9 :** *Besoins moyens de l'agglomération de la zone d'étude à l'horizon (2047)*

Désignation	Consommation moyenne ( m3/J )
Besoins en eau domestique	7204.8
Besoins administratifs	0.57
Besoins scolaires	62.43
Besoins culturels et sportif	12.8
Besoins sanitaires	1.71
Besoins des services	43.45
Besoins industriels	1.38
TOTAL	<b>7327.14 m3/j</b>

Cette étape nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de l'agglomération qui est de 7327.14 m3/j. on majore cette valeur par 15% tenant compte des pertes, nous obtenons la consommation moyenne journalière de l'agglomération : **Q moy j =8426.21 m3/j** pour l'année 2047

**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

**Tableau II.10:** *La demande en eau de l'agglomération, au moyen et à long terme*

Année	moyen terme (2027)	Long terme (2047)
Besoin domestiques (m3/J)	4160.81	7204.8
Besoin des équipements (m3/J)	90	122.34
Besoin totale (m3/J)	4 250.81	7 327,14
Pertes (15%)	637.62	1099,07
<b>Demande totale Qmoyj</b>	<b>4888.43</b>	<b>8426.21</b>

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui fera l'objet de notre prochain calcul.

**II.4 Etude des variations de la consommation:**

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement.

La consommation en eau potable n'est pas constante et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum  $K_{max,j}$  et minimum  $K_{min,j}$ .

**II.4.1 La consommation maximale et minimale journalière :**

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée dans l'année où la consommation est maximale, de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne journalière calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne, Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par  $K_{maxj}$ (il tient compte la variation de consommation)

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne, ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée  $K_{minj}$ .

Ces débits sont donnés par les formules suivantes:

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_{maxj} (m^3/j) \dots\dots\dots(II.3)$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{minj} (m^3/j) \dots\dots\dots(II.4)$$

Avec:

$Q_{moyj}$ : débit moyen journalier ( $m^3/j$ ).

$Q_{maxj}$ : débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

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



**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

K maxj: varie entre 1.1 à 1.3  
 Pour notre cas nous prenons K maxj=1,3  
 K minj: varie entre 0,7à 0,9  
 Pour notre cas nous prenons K minj=0,7

**Tableau II.11: Récapitulatif des débits journaliers  $Q_{moyj}$ ,  $Q_{maxj}$ ,  $Q_{minj}$**

Horizon		Besoins totaux $Q_{moyj}(m^3/j)$	$K_{maxj}$	$Q_{maxj}$ ( $m^3/j$ )	$K_{minj}$	$Q_{minj}$ ( $m^3/j$ )
La zone 02	2027	4888.43	1.3	6354.96	0,7	3421.9
	2047	8426.21	1.3	10954.07	0,7	5898.35

**II.4.2 Etude les variations des débits horaires :**

**II.4.2.1 Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est obtenue quant en considérant la consommation de la journée la plus charger ( $Q_{maxj}$ ) divisé par 24 heures.

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj}}{24} \dots\dots\dots(II.5)$$

➤  $Q_{moyh} = \frac{6354,96}{24} = 264.79 \text{ m}^3/\text{h}$  ( à l'horizon actuel 2027)

➤  $Q_{moyh} = \frac{10954,07}{24} = 456.42 \text{ m}^3/\text{h}$  ( à l'horizon 2047)

**II.4.2.2 Débits maximum et minimum horaires :**

Ces débits sont utilisés dans les différents calculs du réseau de distribution, Ces derniers sont calculés par la méthode graphique ou par les formules.

**II.4.2.2.a calculs les débits maximum et minimum horaires par des formules :**

1- Débits maximum horaire :Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{maxh} = Q_{moyh} \times K_{maxh} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots\dots\dots(II.6)$$

$Q_{maxh}$ : débit max horaire

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire

$K_{maxh}$  : coefficient d'irrégularité maximum horaire

*Coefficient d'irrégularité maximum horaire ( $K_{maxh}$ ):*

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée,il tient compte l'accroissement de la population, le degré de confort et du régime de travail de l'industrie, le développement sanitaire et aussi l'aménagement des bâtiments. ce coefficient est de l'ordre 1.4 à 1.7 pour les agglomération à caractère domestique et de l'ordre 1.2 à 1.7 pour les agglomération où l'alimentation se fait par les bornes fontaines publiques .Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que :

**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

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

Avec :

$\alpha_{max}$  : il tenant compte le développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population, il varie de 1.2 à 1.4, dans notre cas on prend  $\alpha_{max}= 1.3$ .

$\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre des habitants).Le tableau suivant donne la variation en fonction du nombre d'habitants :

**Tableau II.12: Variation du coefficient  $\beta_{max}$**

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>100
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

*(cours d'AEP 2018)*

**2- Débits minimum horaire :** Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{minh} = Q_{moyh} \times K_{minh} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots( II.8)$$

$Q_{minh}$  : débit min horaire

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire

$K_{maxh}$  : coefficient d'irrégularité minimum horaire

*Coefficient d'irrégularité minimum horaire ( $K_{minh}$ ):*

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots( II.9)$$

Avec :  $\alpha_{min}$  : il tenant compte le développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population, il varie de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend  $\alpha_{min}= 0.5$ .

$\beta_{min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre de des habitants), le tableau suivante donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants :

**Tableau II.13: Variation du coefficient  $\beta_{min}$**

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>100
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

*(Cours d'AEP 2018)*

**Tableau II.14: Débits (max et min) horaires pour chaque horizon**

Horizon	$Q_{moyh}$ ( $m^3/h$ )	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{maxh}$	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{minh}$	$Q_{maxh}(m^3/h)$	$Q_{minh}(m^3/h)$
2027	264.79	1.3	1.19	1.55	0.5	0.52	0.26	410.42	68.85
2047	456.42	1.3	1.15	1.49	0.5	0.61	0.31	680.07	141.49

**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

**II.4.2.2.b Etude de la variation des débits horaires (la méthode graphique):**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (ANNEXE II.1), cette annexe montre les différentes allures de courbe de consommation en fonction de la population. Chaque palier de la courbe à une consommation horaire supposée constante. Les pourcentages indiquant les différences de consommation d'une heure à l'autre sont très faibles si la population est importante. Ceci explique par le fait que si dans une agglomération, la consommation industrielle est prépondérante par rapport à la consommation domestique, les consommations moyennes et maximales s'approchent l'une de l'autre, et par conséquent leur rapport diminue, par contre si l'inverse s'observe, ce rapport à tendance à augmenter. Ce dernier que soit maximal ou minimal ( $K_{maxh}$ ,  $K_{minh}$ )

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération

Pour notre cas, nous avons toutes les variantes (horizons 2027 et 2047 ) se trouvant dans l'intervalle (10001 à 50000) habitants

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est donnée par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P(\%) \times Q_{maxj}}{100} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

Avec :

$Q_h$  : débit horaire nécessaire

$P(\%)$  : pourcentage horaire

**Tableau II.15:** Répartition des débits horaires (à moyen terme)

Horizon 2027				
Heures	Agglomération		Le débit cumulé	
	$Q_{max,j}=6354.96 \text{ m}^3/\text{j}$			
(h)	(%)	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1,5	95,32	1,5	95,32
1-2	1,5	95,32	3	190,65
2-3	1,5	95,32	4,5	285,97
3-4	1,5	95,32	6	381,30
4-5	2,5	158,87	8,5	540,17
5-6	3,5	222,42	12	762,60
6-7	4,5	285,97	16,5	1048,57
7-8	5,5	349,52	22	1398,09
8-9	6,25	397,19	28,25	1795,28
9-10	6,25	397,19	34,5	2192,46
10-11	6,25	397,19	40,75	2589,65

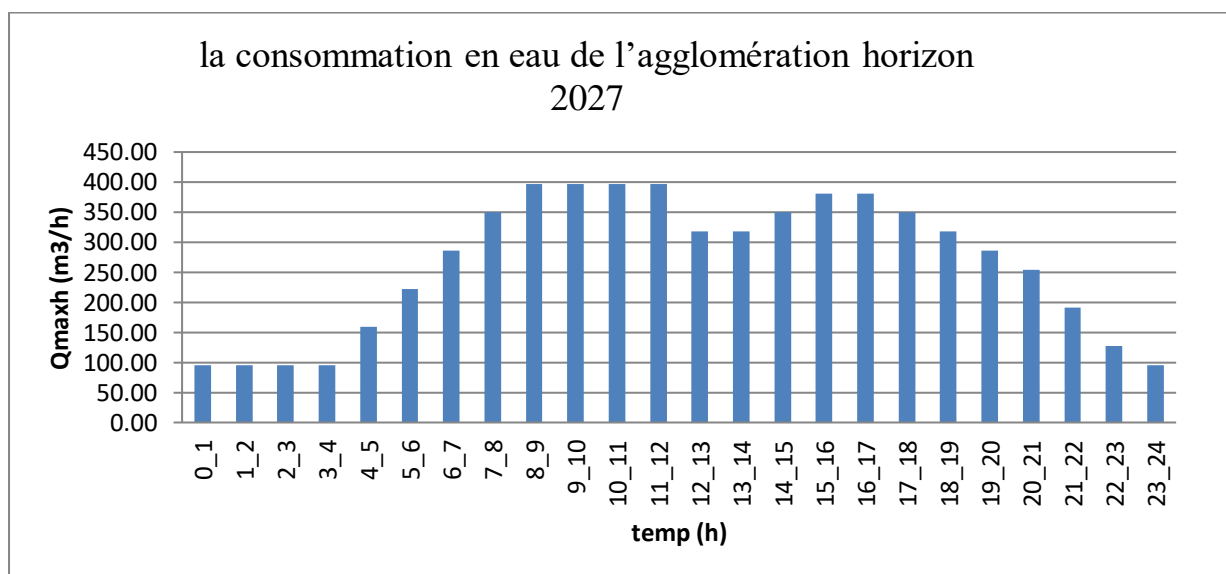
**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

11-12	6,25	397,19	47	2986,83
12-13	5	317,75	52	3304,58
13-14	5	317,75	57	3622,33
14-15	5,5	349,52	62,5	3971,85
15-16	6	381,30	68,5	4353,15
16-17	6	381,30	74,5	4734,45
17-18	5,5	349,52	80	5083,97
18-19	5	317,75	85	5401,72
19-20	4,5	285,97	89,5	5687,69
20-21	4	254,20	93,5	5941,89
21-22	3	190,65	96,5	6132,54
22-23	2	127,10	98,5	6259,64
23-24	1,5	95,32	100	6354,96
Total	100	<b>6354,96</b>		

D'après **Tableau II.15** de Récapitulatif des besoins moyens horaires on peut tirer la valeur maximale du débit horaire ( débit de la pointe) et la valeur minimal de débit horaire (à l'horizon 2027) qu'elle est égale à :

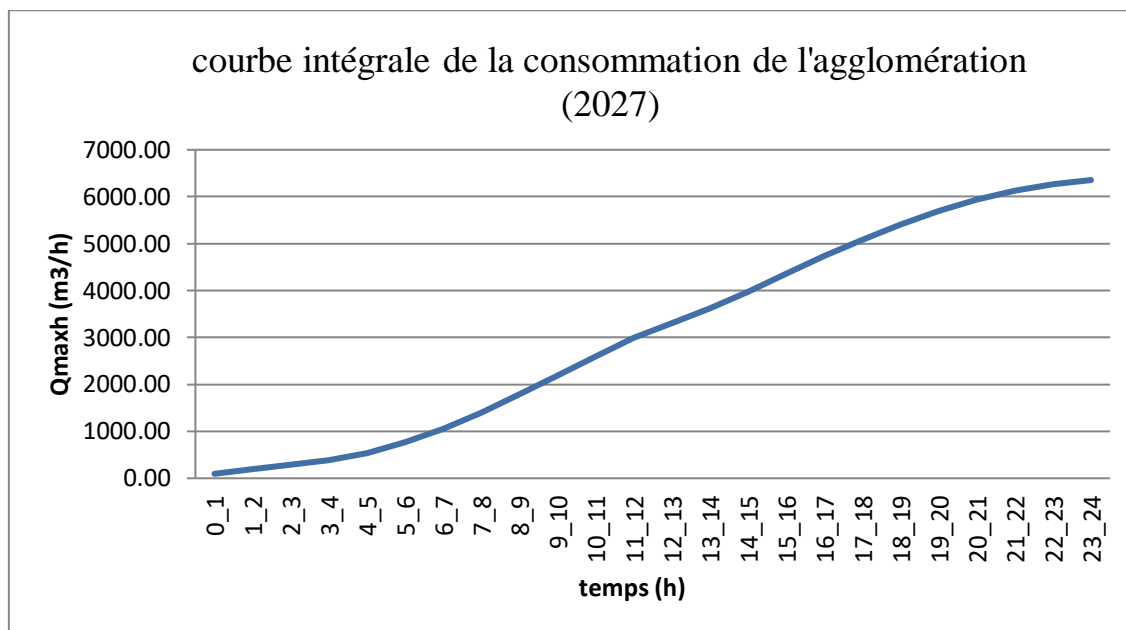
$$Q_{\max h} = 397,19 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 95.32 \text{ m}^3/\text{h}$$



**Figure II.1:** diagramme à barres représentant la consommation en eau à moyen terme

**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**



*Figure II.2: courbe intégrale de la consommation en eau à moyen terme*

**Tableau II.16: Répartition des débits horaires (à long terme)**

Horizon 2047				
Heures	Agglomération		Le débit cumulé	
	Qmaxj=10954.07 m3/j			
(h)	(%)	m3/h	%	m3/h
0-1	1,5	164,31	1,5	164,31
1-2	1,5	164,31	3	328,62
2-3	1,5	164,31	4,5	492,93
3-4	1,5	164,31	6	657,24
4-5	2,5	273,85	8,5	931,10
5-6	3,5	383,39	12	1314,49
6-7	4,5	492,93	16,5	1807,42
7-8	5,5	602,47	22	2409,90
8-9	6,25	684,63	28,25	3094,52
9-10	6,25	684,63	34,5	3779,15
10-11	6,25	684,63	40,75	4463,78
11-12	6,25	684,63	47	5148,41
12-13	5	547,70	52	5696,12
13-14	5	547,70	57	6243,82
14-15	5,5	602,47	62,5	6846,29
15-16	6	657,24	68,5	7503,54
16-17	6	657,24	74,5	8160,78
17-18	5,5	602,47	80	8763,26
18-19	5	547,70	85	9310,96
19-20	4,5	492,93	89,5	9803,89

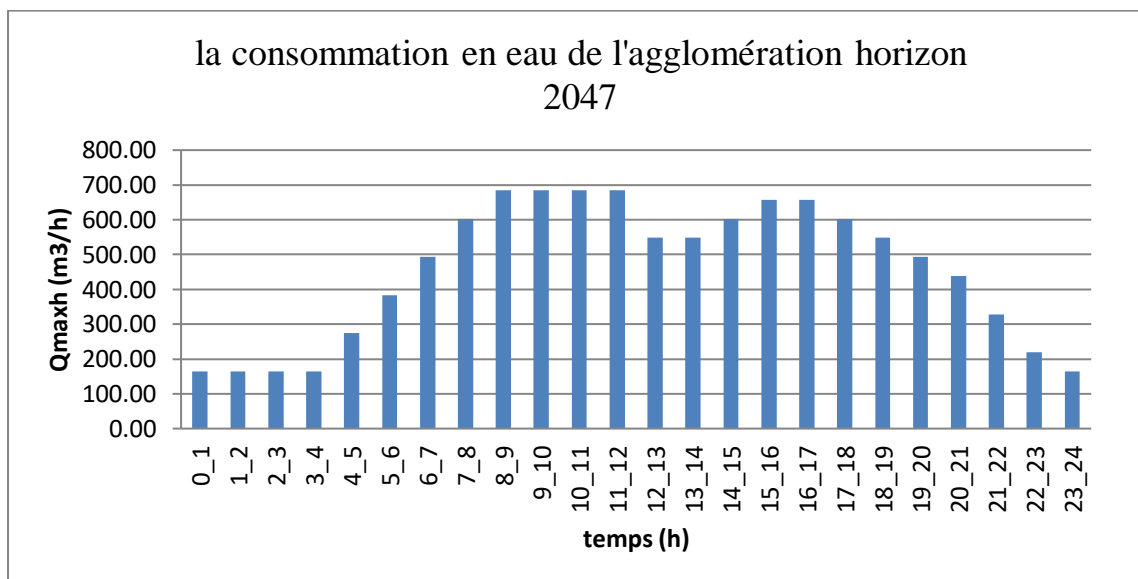
**Chapitre -II-  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION**

20-21	4	438,16	93,5	10242,06
21-22	3	328,62	96,5	10570,68
22-23	2	219,08	98,5	10789,76
23-24	1,5	164,31	100	10954,07
Total	100	10954,07		

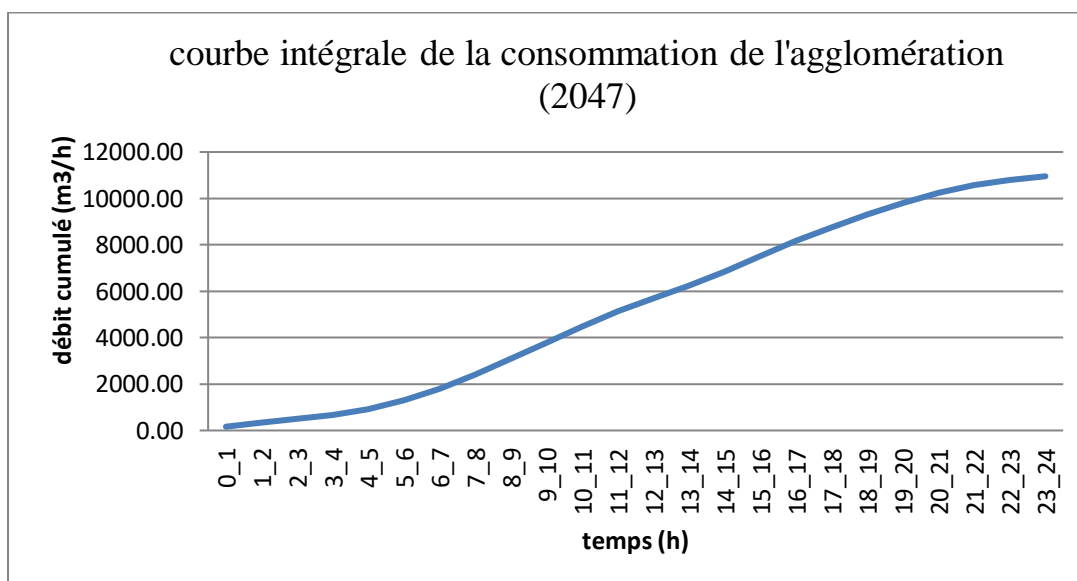
D'après ce tableau de répartition des débits (à l'horizon 2047)

nous avons:  $Q_{\min h} = 164,31 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\max h} = 684,63 \text{ m}^3/\text{h}$



*Figure II.3:diagramme à barres représentant la consommation en eau à long terme*



*Figure II.4:courbe intégrale de la consommation en eau à long terme*

## Chapitre -II- ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

### II.4.3 Balance de ressources en eau / les besoins pour l'horizon 2027 et 2047 :

Après calcul de la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer la balance de ressources en eau par rapport les besoins.

**Tableau II.17:** *Balance de ressources en eau / les besoins*

Désignation	2027	2047
Consommation de point (m <sup>3</sup> /j)	6354.96	10954.07
Ressources disponibles (m <sup>3</sup> /j)	8380.8	
L'excès (m <sup>3</sup> /j)	2025.84	0
Déficit (m <sup>3</sup> /j)	0	2573.27
Déficit (l/s)	0	29.78

**Remarque :** nous signalons que les ressources existantes ne satisfait pas à des besoins en eau de l'agglomération à l'horizon 2047

### Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons calculé d'une façon estimative et approchée les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans notre agglomération ainsi que les besoins en eau potable qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population.

Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps par deux méthodes (formule, graphique) on remarque les calculs par de ces méthodes sont approcher, ces nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable.

**Chapitre -III-**  
**DIMENSIONNEMENT DE**  
**RESEAU DE DISTRIBUTION**



## **Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

### **III .1 Introduction :**

Comme déjà cité au paravent notre agglomération reconnaît actuellement un réseau de distribution très vétuste et qui nécessite un redimensionnement totale C'est pour cette raison que nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement du nouveau réseau et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

### **III .2 Définition de réseau de distribution :**

Un réseau de distribution est un assemblage des différents éléments dont les caractéristiques essentielles [2], est composé de l'ensemble des acteurs distributeurs permettant d'acheminer les produits ou services du producteur aux consommateurs [3].

Une canalisation se compose d'éléments droit (tuyaux), d'éléments de raccords (raccords) et de pièces spéciales (coudes, cônes, tés, etc...).

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- ✓ Les réseaux ramifiés,
- ✓ Les réseaux maillés,
- ✓ Les réseaux étagés,
- ✓ Les réseaux combinés,

### **III .3 Types de réseau de distribution :**

#### **III .3 .1 Les réseaux mailles :**

le réseau maillé est constitué d'un ensemble de conduites interconnectées de façon à former une ou plusieurs boucles fermées. Une telle boucle s'appelle une maille [1].

*\*Avantages :*

Les réseaux maillés garantissent une meilleure sécurisation de l'approvisionnement car l'eau potable peut toujours arriver chez l'utilisateur en suivant plusieurs chemins par ce que le ce réseau assure la distribution en route en cas de panne [1].

*\*Inconvénients :* c'est un réseau coûteuse, nécessite plus accessoires, le calcul difficile par rapport réseau ramifier, il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçons [1], On peut voir apparaître des points de stagnation dans certains tronçons[4].

#### **III .3 .2 Les réseaux Ramifiés :**

un réseau ramifié est un réseau qui constitué par la conduite principale et des conduites secondaires (branches) [1], Ils sont installés en zone rurale où il est nécessaire de couvrir de longues distances pour desservir les usagers.

*\*Avantages :*

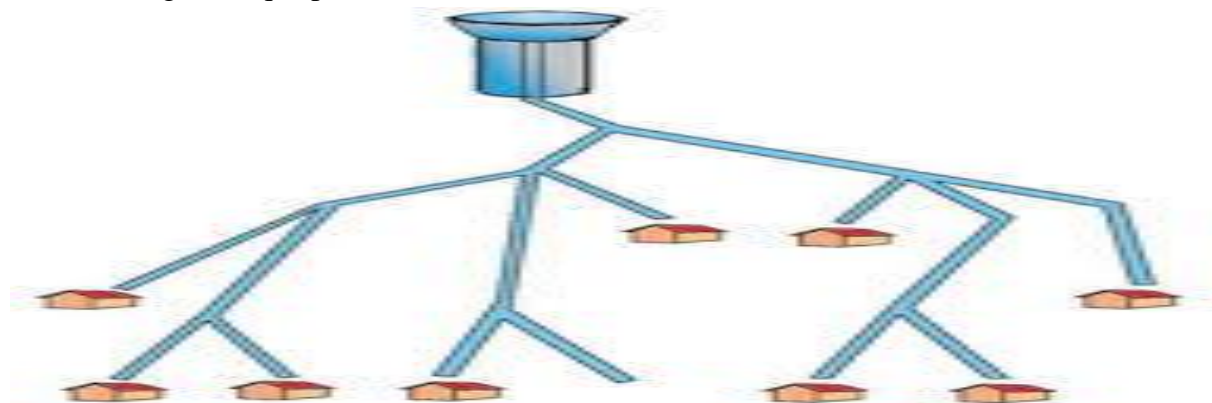
L'eau circule toujours de façon unilatérale dans les ramifications réduisant ainsi le risque de multiplication bactérienne.

*\*Inconvénients :*

c'est un réseau arborescent, il suffit qu'une panne (coupure) se produise sur la conduite principale et que tout la population d'aval sera privé d'eau [1], les conduites secondaires sont généralement en impasse et peuvent occasionner une stagnation d'eau dans ces conduites et par conséquent une corrosion et une contamination [1], La sécurisation de la desserte en eau est

## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

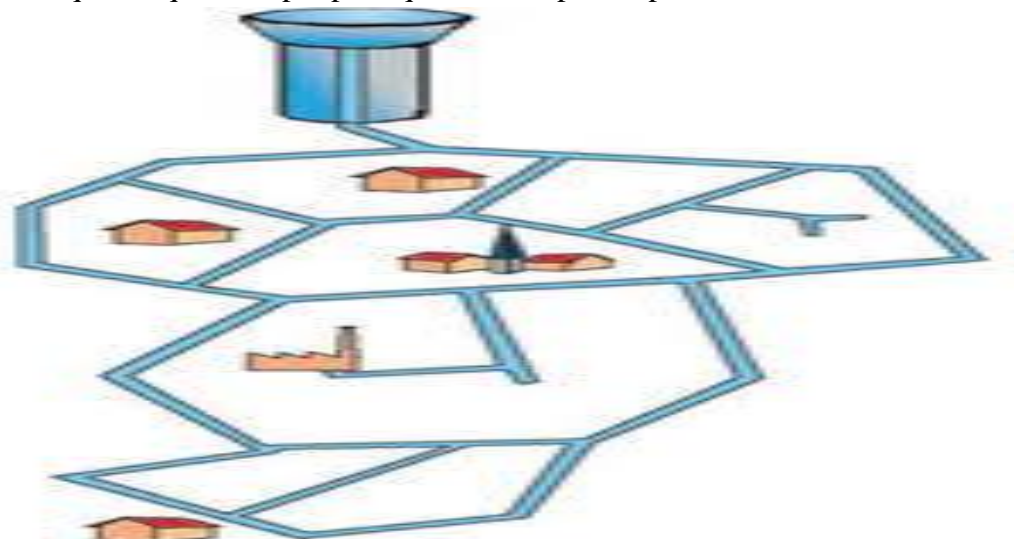
donc moins grande que pour un réseau maillé.



*Figure III.1 : schéma de réseau ramifié [5]*

### **III .3 .3 Les réseaux combinés :**

Il le plus souvent, un réseau est composé d'une partie maillée et une partie ramifiée .les centres des villes et les quartiers à forte densité de population sont ainsi desservis par les parties maillées, alors que les quartiers périphériques le sont par les parties ramifiées [4].



*Figure III.2 : schéma de réseau combiné [5]*

### **III .4 Classification des réseaux d'A.E.P :**

La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :

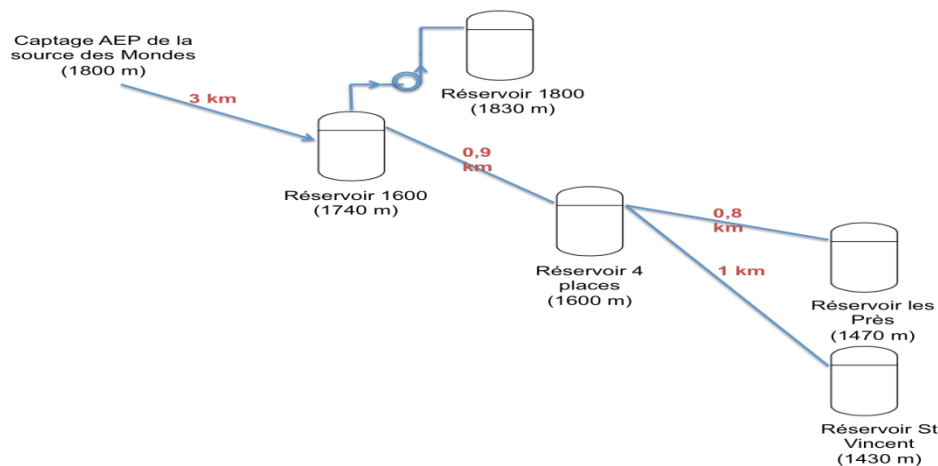
a- réseau unique :

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

b- réseau en zones étagées :

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevés, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points de l'amont les points de l'aval se retrouvent sous de très importantes pressions. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION



*Figure III .3: schéma de réseau étagé [5]*

Dans notre projet on travail par le réseau unique et maille car son intérêt dans la pratique.

### III .5 Conception du 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 lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers,
- L'emplacement des consommateurs,
- Le relief,

#### III .5.1 Principe du tracé du réseau :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre d'instruction à respecter, à savoir :

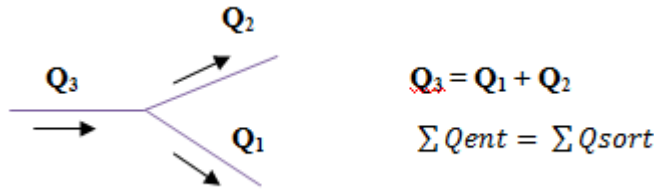
- ✓ Choisir le lieu des consommateurs principaux,
- ✓ Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau,
- ✓ Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses,
- ✓ Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau,
- ✓ Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires,

#### III .5.2 Principe du calcul du réseau maillé :

Une des méthodes les plus utilisées pour le calcul des réseaux maillés est celle de Hardy-cross, permettant une fois arrêtées les caractéristiques du réseau, de calculer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les différentes canalisations. il s'agit d'une méthode d'approximations successives reposant sur deux lois [1] :

**1<sup>ère</sup> loi (Loi des nœuds):** en un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants : [1]

## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION



**2<sup>ème</sup> loi:** le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge doit être nulle. En pratique, cette condition est rarement satisfaite d'une façon rigoureuse le long de tout circuit fermé, on tolère une différence de 0.5m [1].

### III .5.2.1 méthode de Hardy-cross [1] :

La méthode de Hardy-cross consiste à :

- se fixer en premier une répartition arbitraire des débits en respectant la 1<sup>ère</sup> loi.
- cette répartition permet de déterminer les diamètres des conduites et de calculer les pertes de charge correspondantes.
- la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup.
- sans changer les diamètres choisis et en respectant la 1<sup>ère</sup> loi, on modifie la répartition initiale des débits dans les tronçons pour rectifier les pertes de charges et vérifier la 2<sup>ème</sup> loi.
- pour cela, il est nécessaire de déterminer un débit correctif.

### Détermination du débit correctif :

Raisonnons sur l'exemple d'une seule maille :

- on décompose arbitrairement  $Q_A$  en  $q_1$  et  $q_2$  :

$$Q_A = q_1 + q_2 = Q_C$$

- on choisit les diamètres en fonction des débits  $q_1$  et  $q_2$ .

- on vérifie la 2<sup>ème</sup> loi :  $\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$

- en considérant les résistances des conduites, on peut

écrire :  $\Delta H_1 = R_1 \cdot q_1^2$  ;  $\Delta H_2 = R_2 \cdot q_2^2$

- soit  $\Delta q_1$ , le débit correctif à apporter. Le débit  $\Delta q_1$  doit permettre de vérifier la 2<sup>ème</sup> loi :

$$R_1 \cdot (q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2 \cdot (q_2 + \Delta q_1)^2 = 0$$

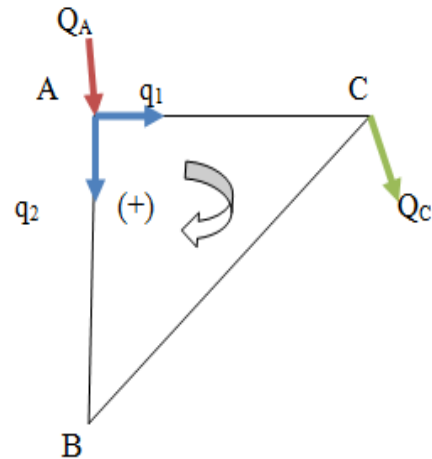
- en développant cette équation et en négligeant les termes

«  $\Delta q_1^2$  », on a :  $\Delta q_1 = \frac{-(R_1 q_1^2 - R_2 q_2^2)}{2 \cdot (R_1 q_1 + R_2 q_2)}$  d'une manière

générale, pour une maille ayant (n) tronçons :

$$\Delta q_1 = - \frac{\sum_{i=1}^n \xi R_i q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n |R_i q_i|} \text{ où : } \xi = \pm 1, \text{ selon que le débit circule}$$

dans le sens positif ou négatif. [1]



## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

### III .5.3 Choix du type de matériau :

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

✓ **Exigences techniques :**

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles,
- Adaptation aux terrains de pose,
- Bonne étanchéité,
- Facilité d'entretien et mise en service,

✓ **Exigences économique :**

- le prix de la fourniture et du transport,
- la disponibilité sur le marché local,

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

**Tab.III.1 :** Les avantages et les inconvénients des différents types de matériaux

Désignation	Avantages	Inconvénients
<b>Fonte</b>	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales. Pas de joints de dilatation. Résiste à de fortes pressions.	Instable en terrain accidenté. Matériau importé. Non élastique. Exige des butées en béton.
<b>PRV</b>	Inerte en milieu agressif. Résiste à de fortes pressions. Existant en gros diamètres. Production nationale.	Les conditions de pose sont sévères. Manque d'expérience sur ce type de matériau. Interventions délicates en cas d'avarie lors de l'exploitation. Durée de vie inconnue. Matériau cher. Disponibilité à savoir.
<b>PEHD</b>	Conduite flexible. Bonne élasticité. Coefficient de rugosité très faible. Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. Raccordement aisé. Production nationale. Coût modéré pour les $\varnothing < \text{à } 315\text{mm}$ .	Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses). Pression maximale 16 bars. Indisponibilité dans les grands diamètres. Coût relativement élevé pour les $\varnothing > \text{à } 315\text{mm}$ .
<b>Acier</b>	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales.	Risque important de corrosion (protection cathodique). Faible élasticité.

**Chapitre -III-  
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

	Résiste à de fortes pressions. Production nationale. Très pratique.	Risque de détérioration du revêtement extérieur. Soudure faites par des experts.
--	---	---

Vu les avantages ci-dessus le PEHD (Poly-Ethylène à Haute Densité) sera retenu comme Conduite pour notre projet.

**III .5.4 Calcul hydraulique du réseau de distribution :**

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

On détermine :

- ✓ La longueur de chaque tronçon du réseau maillé,
- ✓ Les débits routes pendant les heures considérées,
- ✓ Les débits spécifiques en considérant les débits routes,
- ✓ Les débits supposés concentrés aux nœuds,

Pour notre cas on aura un système de distribution avec des réservoirs de tête, donc le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- ✓ Cas de fonctionnement en débit de pointe (Qp).
- ✓ Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie (Qp + Qinc).

**III .5.4.1 Calcul des débits de dimensionnement :**

**III .5.4.1.a Cas de pointe :**

$$Q_p = Q_{maxh} = \sum Q_r + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots (III.1)$$

$Q_{maxh}$  : débit consommé (l/s)

$\sum Q_r$  : est le débit en route globale (l/s).

$Q_{conc}$  : Débit concentré (l/s), dans notre cas  **$Q_{conc} = 0$**

**$Q_p$**  : Débit de pointe (l/s).

Donc :  $\sum Q_r = Q_p = Q_{maxh} = 684,63 \text{ m}^3/\text{h} = 190.18 \text{ l/s}$

**Débit spécifique :**

Tenant compte des habitudes mal connues des agglomérations on admet pour notre calcul une hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution.

Le débit spécifique c'est le débit transité à travers un mètre de conduite pendant une seconde, est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs des tronçons où il y a une distribution en route. [1]

On écrit :  $q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \text{ [l/s/ml]} \dots\dots\dots (III.2)$

Avec :

$\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons qui assurant la distribution en route.

$\sum Q_r$  : est le débit en route globale (l/s).

AN :  $q_{sp} = \frac{190.18}{7568,02} = 0,02513 \text{ l/s/ml}$

**Chapitre -III-  
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

**Débit en route de chaque tronçon :**

Il est donné par la formule suivante :  $q_{ri} = q_{sp} \times L_i$  [l/s]..... (III.3)

**Avec :**

- $q_{ri}$  : Débit en route de chaque tronçon (l/s).
- $q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/ml).
- $L_i$  : La longueur du tronçon (m).

**Détermination des Débits aux nœuds :**

Les débits aux nœuds ce sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds, Cette vérification nous permet de voir s'il y a une continuité des débits, alors on suppose que la moitié des habitants sont concentrés dans la première extrémité du tronçon étudié et l'autre moitié se trouvant dans l'autre extrémité (nœud) [1] tel que :

$$Q_{Ni} = 0.5 \times \sum Q_i + Q_{conc} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec  $Q_i$  : est le débit du tronçon affectant ce nœud.

Sachant que  $\sum Q_{ni} = Q_p = 190.18$  l/s

**Tab.III.2 : Calcul des débits nodaux (cas de pointe)**

les nœuds	les tronçons	longueurs (m)	qsp (l/s/ml)	Qri (l/s)	Qni (l/s)
1	1_2	341,63	0,02854	9,75	15,56
	1_13	425,89	0,02854	12,15	
	1_7	322,97	0,02854	9,22	
2	2_1	341,63	0,02854	9,75	10,28
	2_3	379	0,02854	10,82	
3	3_2	379	0,02854	10,82	11,90
	3_4	455,04	0,02854	12,99	
4	4_3	455,04	0,02854	12,99	19,29
	4_5	451,35	0,02854	12,88	
	4_7	445,61	0,02854	12,72	
5	5_4	451,35	0,02854	12,88	11,59
	5_6	360,74	0,02854	10,29	
6	6_5	360,74	0,02854	10,29	17,14
	6_7	419,82	0,02854	11,98	
	6_8	420,72	0,02854	12,01	
7	7_1	322,97	0,02854	9,22	23,05
	7_4	445,61	0,02854	12,72	
	7_6	419,82	0,02854	11,98	
	7_9	427,04	0,02854	12,19	
8	8_6	420,72	0,02854	12,01	22,23
	8_9	456,59	0,02854	13,03	
	8_11	680,34	0,02854	19,42	

**Chapitre -III-  
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

9	9_7	427,04	0,02854	12,19	13,89
	9_8	456,59	0,02854	13,03	
	9_10	89,78	0,02854	2,56	
10	10_9	89,78	0,02854	2,56	8,35
	10_11	298,09	0,02854	8,51	
	10_13	197,1	0,02854	5,62	
11	11_8	680,34	0,02854	19,42	16,67
	11_10	298,09	0,02854	8,51	
	11_12	190,02	0,02854	5,42	
12	12_11	190,02	0,02854	5,42	7,03
	12_13	302,41	0,02854	8,63	
13	13_1	425,89	0,02854	12,15	13,20
	13_10	197,1	0,02854	5,62	
	13_12	302,41	0,02854	8,63	
	$\Sigma$	<b>6664,14</b>		<b>380,36</b>	<b>190,18</b>

**III .5.4.1.b Cas de pointe +incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable (éloigné) qui est le nœud N°08 Donc: **Qnoeud 08= 22,23 +17= 39.23 l/s**

**Tab.III.3 :** Calcul des débits nodaux (cas de pointe)

les nœuds	les tronçons	longueurs (m)	qsp (l/s/ml)	Qri (l/s)	Qni (l/s)
1	1_2	341,63	0,02854	9,75	15,56
	1_13	425,89	0,02854	12,15	
	1_7	322,97	0,02854	9,22	
2	2_1	341,63	0,02854	9,75	10,28
	2_3	379	0,02854	10,82	
3	3_2	379	0,02854	10,82	11,90
	3_4	455,04	0,02854	12,99	
4	4_3	455,04	0,02854	12,99	19,29
	4_5	451,35	0,02854	12,88	
	4_7	445,61	0,02854	12,72	
5	5_4	451,35	0,02854	12,88	11,59
	5_6	360,74	0,02854	10,29	
6	6_5	360,74	0,02854	10,29	17,14
	6_7	419,82	0,02854	11,98	
	6_8	420,72	0,02854	12,01	
7	7_1	322,97	0,02854	9,22	23,05
	7_4	445,61	0,02854	12,72	
	7_6	419,82	0,02854	11,98	
	7_9	427,04	0,02854	12,19	
8	8_6	420,72	0,02854	12,01	39.23
	8_9	456,59	0,02854	13,03	



**Chapitre -III-  
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

	8_11	680,34	0,02854	19,42	
9	9_7	427,04	0,02854	12,19	13,89
	9_8	456,59	0,02854	13,03	
	9_10	89,78	0,02854	2,56	
10	10_9	89,78	0,02854	2,56	8,35
	10_11	298,09	0,02854	8,51	
	10_13	197,1	0,02854	5,62	
11	11_8	680,34	0,02854	19,42	16,67
	11_10	298,09	0,02854	8,51	
	11_12	190,02	0,02854	5,42	
12	12_11	190,02	0,02854	5,42	7,03
	12_13	302,41	0,02854	8,63	
13	13_1	425,89	0,02854	12,15	13,20
	13_10	197,1	0,02854	5,62	
	13_12	302,41	0,02854	8,63	
	$\Sigma$	<b>6664,14</b>		<b>380,36</b>	<b>207,18</b>

**III .5.4.2 Répartition arbitraire des débits :**

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres de chaque tronçon ,on travail par l' ANNEXE III.1 et ANNEXE III.2 (Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse)

**Tab.III.4 :** La répartition arbitraire (*préliminaire*) des débits

Les tronçons	Le débit (l/s)	Diamètre (mm)	Diamètre interne (mm)
1_2	35	200	176.2
1_13	57.31	250	220.4
1_7	82.31	315	277.6
2_3	24.72	200	176.2
3_4	12.82	160	141
4_5	27.66	200	176.2
4_7	34.13	200	176.2
5_6	16.07	160	141
6_7	15	160	141
6_8	13.93	160	141
7_9	10.13	160	141
8_9	6.24	110	96.8
8_11	2.06	90	79.2
9_10	10	125	110.2
10_11	5.76	110	96.8
10_13	24.11	200	176.2
11_12	12.97	160	141
12_13	20	160	141
R_1	190.18	315	277.6

**NB :** Les diamètres utilisés varient entre 79.2 mm et 277,60 mm.

## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

### III .5.4.3 Simulation par le logiciel EPANET :

Elle fait partie des étapes les plus importantes dans la conception du réseau. C'est à ce niveau que l'on peut apprécier son comportement dans le temps. EPANET version 2.0 est le logiciel qu'on va l'utiliser. [6]

#### **A. Présentation du logiciel EPANET :**

Est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durée dans les réseaux (tuyaux, bâches, réservoirs.....etc.) 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 substance chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est capable également de calculer le temps de séjours et de suivre l'origine de l'eau.

Il a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. [6]

Dans notre projet On s'intéressera à la simulation du comportement hydraulique.

#### **B. Etapes d'utilisation d'EPANET :**

Pour modéliser un système de distribution d'eau sur EPANET, les étapes sont les suivantes : [6]

- ✓ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer le schéma enregistré dans un fichier texte
- ✓ Saisir les propriétés des éléments
- ✓ Décrire le fonctionnement du système
- ✓ Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- ✓ Lancer une simulation hydraulique
- ✓ Visualiser les résultats

#### **C. Paramètres d'entrée du réseau :**

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds.

Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs.

##### **Les nœuds de demande :**

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées[6]

pour les nœuds de demande sont :

- L'altitude du nœud.
- La demande en eau (qui peut varier dans le temps).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont : [6]

- ✓ L'altitude du nœud.
- ✓ La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique).
- ✓ La pression au niveau du nœud.
- ✓ On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de la demande.

## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

### Les réservoirs :

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont :

- L'altitude du radier.
- Le diamètre.
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- ✓ La charge hydraulique (altitude de l'eau).
- ✓ La pression (niveau de l'eau).
- ✓ Courbe d'évolution du niveau de l'eau.

### Les conduites :

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour les conduites sont :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour).

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont :

- ✓ Le débit.
- ✓ La vitesse d'écoulement.
- ✓ La perte de charge.

**NB** : Pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach, la formule de pertes de charges linéaires est donnée comme suit :

$$\Delta H = J \cdot L = \frac{\lambda L v^2}{2gD}$$

J : désigne le gradient de perte de charge (m/m) ;

$\lambda$  : désigne le coefficient de frottement ;

L : longueurs des tronçons (m) ;

D : diamètre des tronçons (m) ;

v : vitesse d'écoulement (m/s) ;

### D. Les résultats de la simulation :

Après plusieurs essais de la simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses.

Pour notre cas on a des immeubles de R+5 (R : signifie Rez de chaussée) donc on prévoit des pressions admissibles de 29 à 32m. D'une façon générale, pour un bâtiment, la pression varie en fonction du nombre d'étage, on peut écrire :

$$H = 10 + 4 \cdot n \text{ [m.c.e]} \dots \dots \dots (III.5)$$

**Avec :**

### Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

n : Nombre d'étages.

Les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres sont donnés sous forme de tableau. Nous allons présenter ces résultats à l'heure qui fait partie des heures les plus critiques c'est-à-dire les pointes.

#### Cas de pointe :

Les résultats des différents tronçons pour notre zone d'étude (zone basse) [cas de pointe] est donnée dans les tableaux suivants :

**Tab.III.5** *Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Cas de pointe).*

tronçons	Longueur (m)	Diamètre intérieure (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m.c.e)
R_1	576,35	352,6	0,015	190,18	1,95	7,22
1_2	341,6	176,2	0,015	30,06	1,23	7,08
1_7	323	277,6	0,015	90,18	1,49	5,83
1_13	425,9	220,4	0,015	54,39	1,43	7,08
2_3	379	176,2	0,015	19,78	0,81	3,29
3_4	455	141	0,015	7,88	0,5	1,82
4_5	451,3	141	0,015	15,7	1,01	6,37
4_7	445,6	176,2	0,015	27,11	1,11	5,86
5_6	360,7	110,2	0,015	4,11	0,43	1,85
6_7	419,82	141	0,015	24,69	1,58	14,66
6_8	420,7	141	0,015	11,66	0,75	3,7
7_9	427	141	0,015	15,33	0,98	6,1
8_9	456,6	96,8	0,015	7,84	1,07	11,18
8_11	680,3	79,2	0,015	2,74	0,56	4,4
9_10	89,78	96,8	0,015	6,4	0,87	7,73
10_11	298,09	96,8	0,015	7,13	0,97	9,42
10_13	197,1	176,2	0,015	21,89	0,9	3,96
11_12	190	141	0,015	12,27	0,79	4,07
12_13	302,4	141	0,015	19,3	1,24	9,31

**Tab.III.6:** *Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe).*

ID Noeud	Altitude (m)	Débit au nœud (l/s)	Cote piezométrique (m)	Pression (m)
Réservoir	319,41	/	322,41	3
Noeud n01	287,89	15,56	318,25	30,36
Noeud n02	286,61	10,28	315,83	29,22
Noeud n03	290,47	11,9	314,58	24,11
Noeud n04	275,36	19,29	313,75	38,39
Noeud n05	268,18	11,59	310,88	42,7
Noeud n06	265,86	17,14	310,21	44,35
Noeud n07	276,92	23,05	316,36	39,44

**Chapitre -III-  
DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION**

Noeud n08	263,72	22,23	308,65	44,93
Noeud n09	273,29	13,89	313,76	40,47
Noeud n10	274,95	8,35	314,45	39,5
Noeud n11	272,34	16,67	311,64	39,3
Noeud n12	275,73	7,03	312,42	36,69
Noeud n13	288,57	13,2	315,23	26,66

**- Cas de pointe + incendie :**

Les résultats des différents tronçons pour les deux parties de notre zone d'étude [cas de pointe + incendie] sont données dans les tableaux suivants :

**Tab.III.7** *Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Cas de pointe+ inc).*

tronçons	Longueur (m)	Diamètre intérieure (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m.c.e)
R_1	576,35	352,6	0,015	207,18	2,12	8,48
1_2	341,6	176,2	0,015	31,8	1,3	7,85
1_7	323	277,6	0,015	100,99	1,67	7,2
1_13	425,9	220,4	0,015	58,83	1,54	8,19
2_3	379	176,2	0,015	21,52	0,88	3,83
3_4	455	141	0,015	9,62	0,62	2,61
4_5	451,3	141	0,015	19,57	1,25	9,55
4_7	445,6	176,2	0,015	29,25	1,2	6,73
5_6	360,7	110,2	0,015	7,98	0,84	6,15
6_7	419,82	141	0,015	31,26	2	22,7
6_8	420,7	141	0,015	22,1	1,42	11,94
7_9	427	141	0,015	17,44	1,12	7,72
8_9	456,6	96,8	0,015	12,06	1,64	24,65
8_11	680,3	79,2	0,015	5,07	1,03	13,42
9_10	89,78	96,8	0,015	8,51	1,16	13
10_11	298,09	96,8	0,015	7,78	1,06	11,04
10_13	197,1	176,2	0,015	24,65	1,01	4,92
11_12	190	141	0,015	13,96	0,89	5,14
12_13	302,4	141	0,015	20,99	1,34	10,86

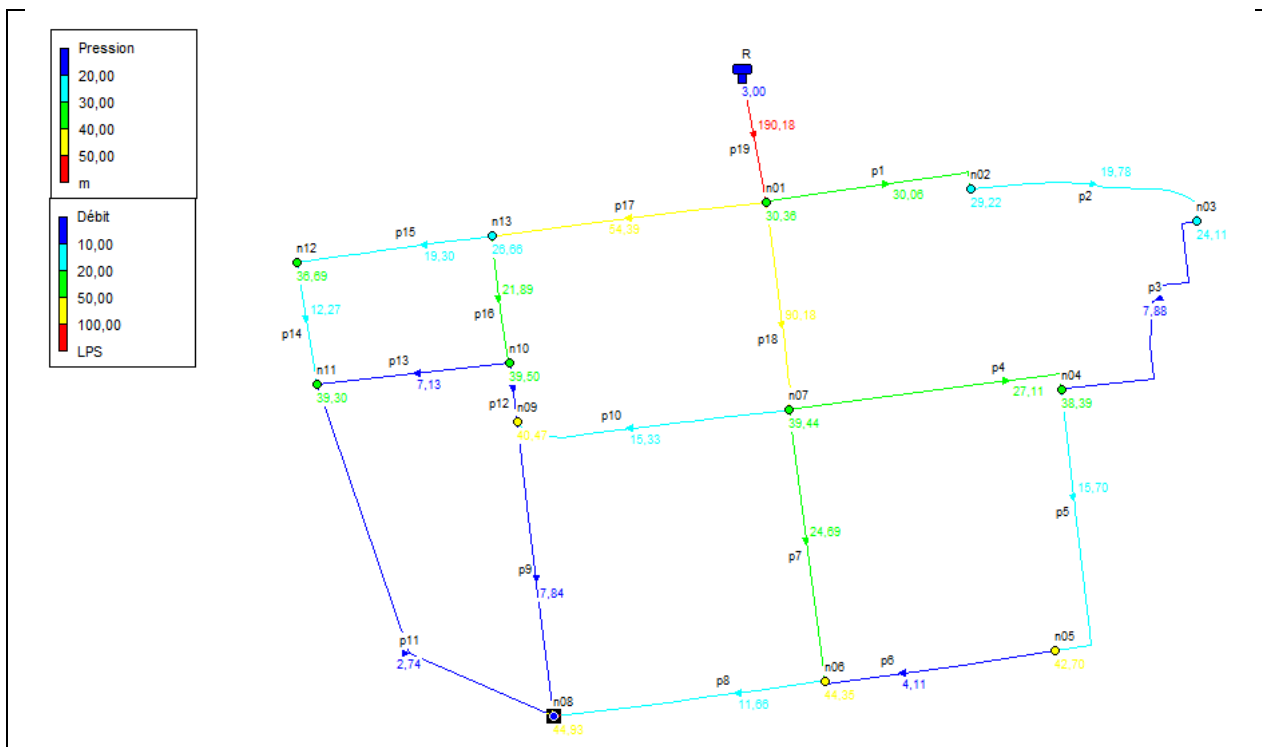
### Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

**Tab.III.8:** Résultat au niveau des nœuds (Cas de pointe+ inc).

ID Noeud	Altitude (m)	Débit au nœud (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir R	319,41	/	322,41	3
Noeud n01	287,89	15,56	317,52	29,63
Noeud n02	286,61	10,28	314,84	28,23
Noeud n03	290,47	11,9	313,39	22,92
Noeud n04	275,36	19,29	312,2	36,84
Noeud n05	268,18	11,59	307,89	39,71
Noeud n06	265,86	17,14	305,67	39,81
Noeud n07	276,92	23,05	315,2	38,28
Noeud n08	263,72	39,23	300,64	36,92
Noeud n09	273,29	13,89	311,9	38,61
Noeud n10	274,95	8,35	313,07	38,12
Noeud n11	272,34	16,67	309,78	37,44
Noeud n12	275,73	7,03	310,75	35,02
Noeud n13	288,57	13,2	314,04	25,47

**- Les résultats de la simulation sous forme des figures :**

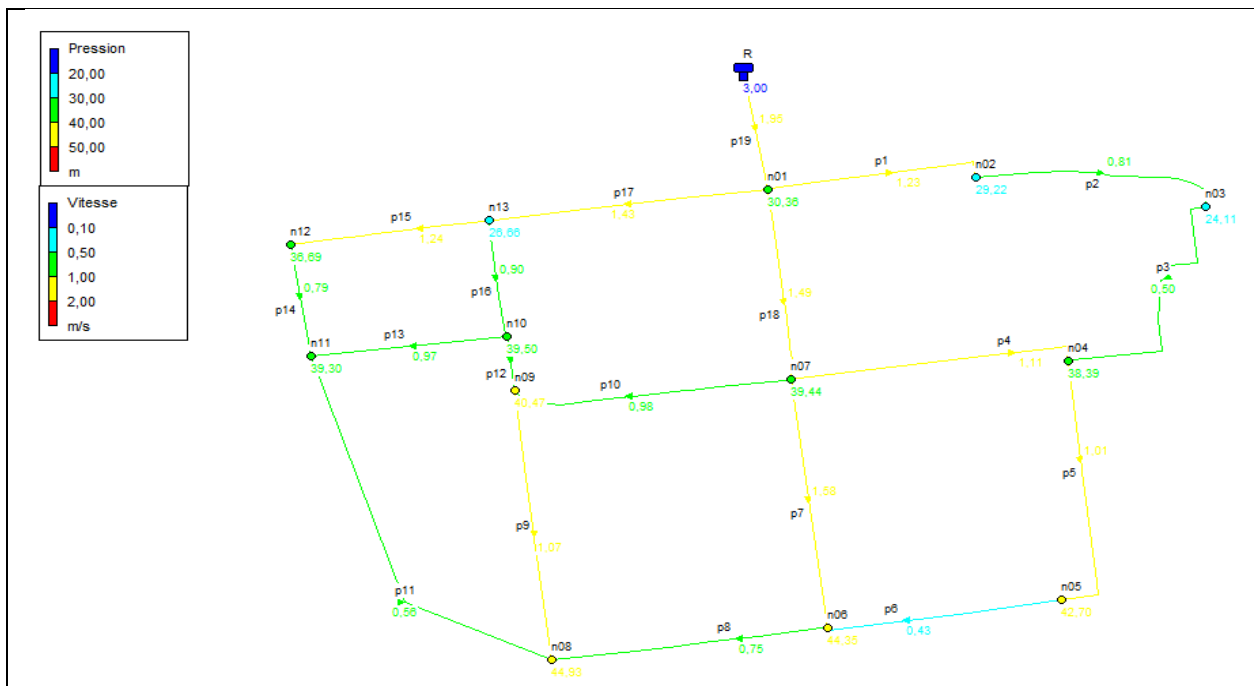
Les résultats des débits et des pressions pour le cas de pointe sont représentés dans la figure suivante :



**Figure III.5 :** Débits et pressions pour le Cas de (Pointe).

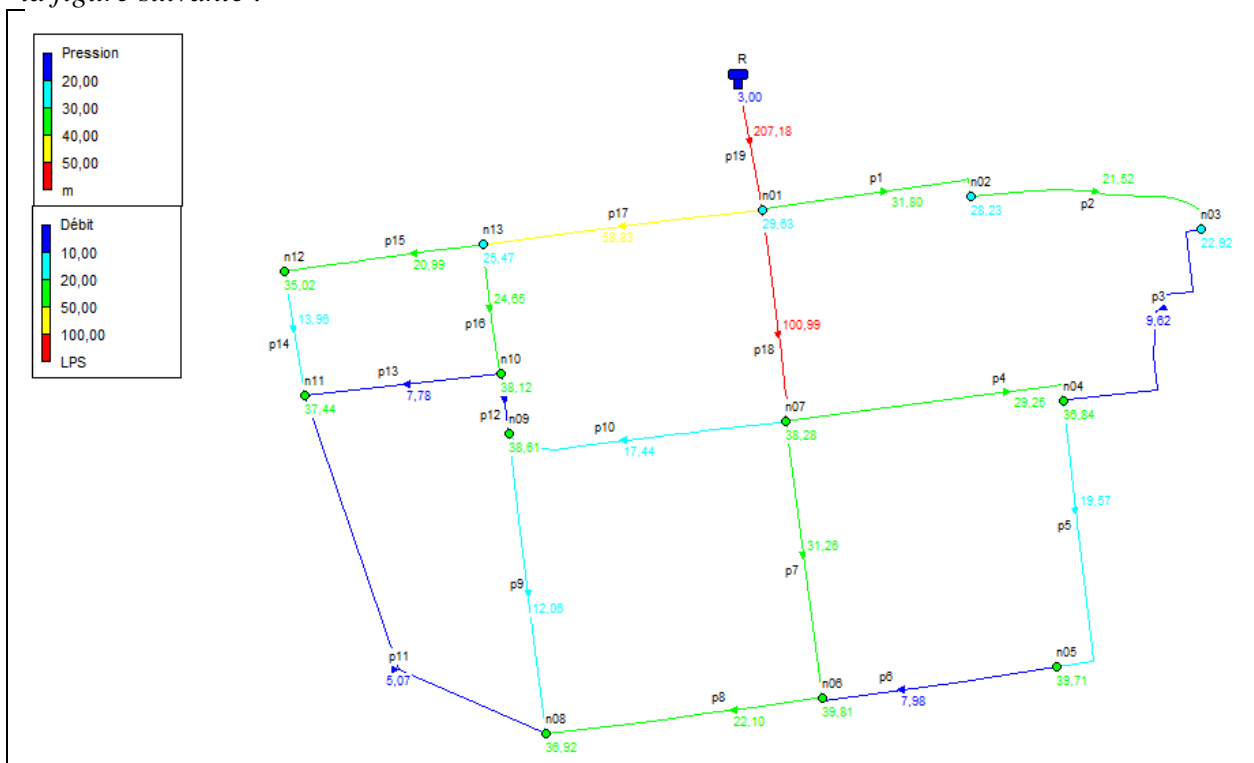
### Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe sont représentées dans la figure suivante :



*Figure III.6 : Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe).*

Les résultats des débits et des pressions pour le cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure suivante :



*Figure III.7 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe + inc).*

## Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe + incendie sont représentées dans la figure suivante :

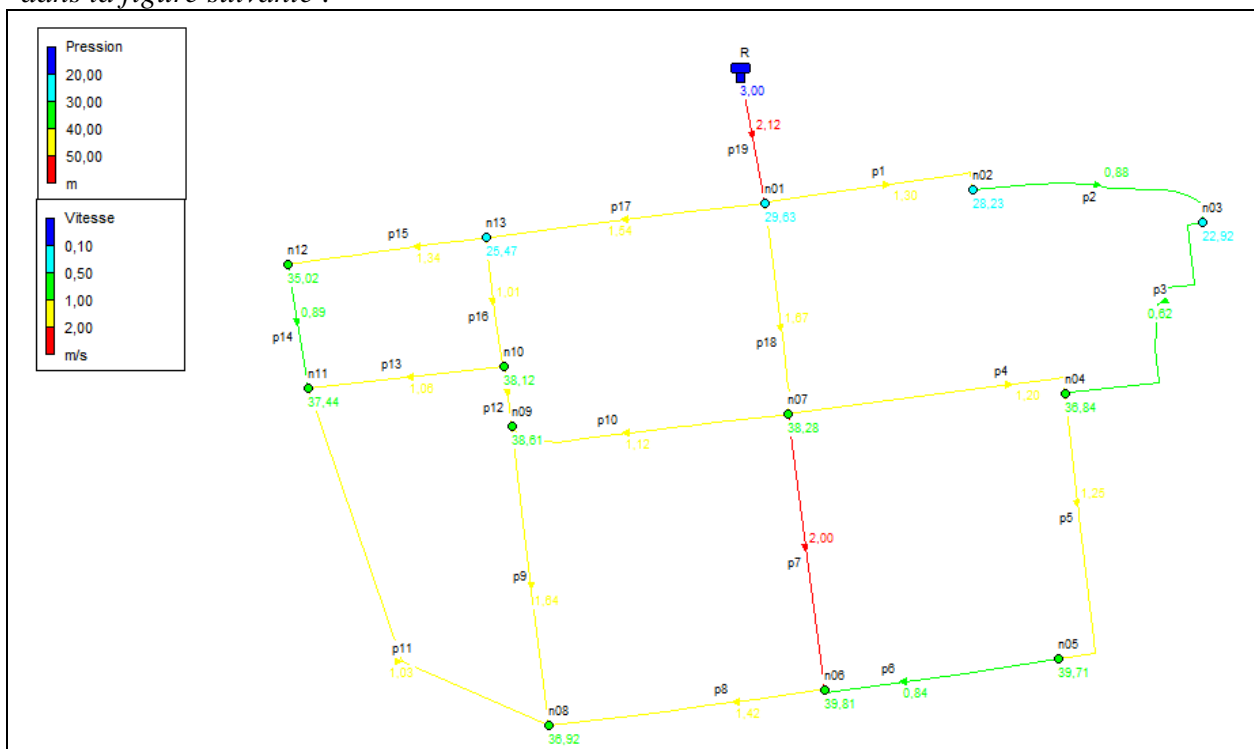


Figure III.8 : Vitesses et pressions pour le Cas de (Pointe+inc).

### Conclusion :

Nous nous sommes penchés dans ce chapitre au tracé du réseau de telle façon à couvrir toute la zone, nous avons porté le réseau sur le logiciel Epanet pour faire une simulation pour vérifier les pressions et les vitesses. Suite aux résultats obtenus nous avons optimisé notre réseau en termes de dimension pour satisfaire toutes les conditions.

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD qui résiste à une pression nominale de 10 bars (PN=10bar), les diamètres utilisés varient entre DN 90 mm et DN 400 mm avec des pressions varient entre 24,11m et 44,93 m. on voit des pressions énormes (dépasse 4 bar) au niveau de certain nœuds qui sont nœud 05, nœud 06, nœud 08 et nœud 09. La solution proposée est de mettre un réducteur de pression au niveau de ces nœuds pour régler la pression.



**Chapitre - IV-**  
**ETUDE DES RESERVOIRS**

## **Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS**

### **IV .1 Introduction :**

Pour pouvoir satisfaire à tout moment, la demande en eau potable des abonnés, on crée des réservoirs, qui permettent de gérer les pointes de consommation.

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage régulateurs de débit qui permet d'adapter la production à la consommation, donc ils représentent des éléments indispensables nécessitant une étude approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution, L'alimentation est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50% de la distribution maximale journalière.

Alors le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

### **IV.2 Etude des réservoirs :**

#### **IV.2.1 Rôles des réservoirs :**

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de : [2]

- Emmagasinier l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante (lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure).
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.

#### **IV.2.2 choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Dans notre étude, on va choisir l'emplacement du réservoir d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante. En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau, parce qu'il est préférable que l'alimentation en eau potable se fait par gravité.[2]

#### **IV.2.3 Classification des réservoirs :**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories selon :

##### **A. La situation des lieux, ils peuvent être :**

- Enterrées (au sol).
- Semi-enterrées.
- Surélevé.

Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est en général retenue. En revanche, lorsque le terrain ne présente pas de point suffisamment élevé, nous pouvons opter pour l'une ou l'autre des solutions suivantes : un château d'eau (réservoir surélevé) ou un réservoir au sol.[2]

Le remplissage du réservoir se fait par une pompe d'alimentation de façon automatique afin de maintenir un niveau constant à l'intérieur de celui-ci. De plus, une grande hauteur de réservoir pénalise la phase de production mais favorise la phase de distribution de l'eau. [2]

## **Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS**

### **B. En termes de matériaux, on distingue trois types de château d'eau :**

- Châteaux en béton armé
- Châteaux en résine de polyester
- Châteaux en métal

En ce qui concerne la structure, la forme peut être de différents types : on peut avoir des châteaux cubiques, cylindriques ou coniques. Généralement, on opte pour des châteaux de formes cylindriques mais leur construction est difficile de par le fait qu'elle requiert de nombreuses exigences en termes de qualité. C'est pour cette raison que de nos jours, les petites localités privilégient les autres formes. Néanmoins, dans notre projet, nous avons choisi de mettre en place des réservoirs au sol de forme cylindrique. [2]

### **IV.2.4 Comparaison des réservoirs**

Dans cette sous-partie, nous avons détaillé les avantages et inconvénients principaux des différents types de réservoirs.

#### **IV.2.4.1 Réservoir en béton**

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant (ciment).[2]

##### **Avantage :**

- Sable disponible sur place
- Gravier remplaçable par des coquillages
- Matériau de longue durée de vie
- Facile d'entretien
- Construction sur place par des entreprises locales

##### **Inconvénients :**

- Grosse mise en œuvre
- Excavation plus profonde que lors de l'utilisation de bache
- Risque de mauvaise étanchéité (fissures difficiles à réparer)
- Restrictif quant à la forme du bassin
- Finitions délicates
- Nécessité d'une couche imperméable pour le recouvrir

#### **IV.2.4.2 Réservoir en métal [2]**

##### **Avantage :**

Faible coût d'investissement

##### **Inconvénients :**

- Difficile à entretenir
- Frais d'entretien et de maintenance élevés
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel et à l'étranger)

#### **IV.2.4.3 Réservoir en résine (en maçonnerie)**

Les résines s'appliquent sur des supports (en béton par exemple) et assurent l'étanchéité du bassin. La résine polyester sur support de fibres de verre présente de nombreux avantages en termes de réalisation, solidité, fiabilité mais également en termes de prix de revient et de technicité à la pose.[2]

##### **Avantage :**

- Très bonne qualité de matériau
- Grande liberté pour donner les formes du bassin

## **Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS**

- Solidité maximum de la résine polyester / fibre de verre dans le temps

### **Inconvénients :**

- Coût très élevé de la résine polyester / fibre de verre (fournitures et temps de réalisation),
- Température de pose de la résine polyester / fibre de verre comprise entre 15 et 25 degrés et par temps sec
- Mise en œuvre difficile (elle doit être réalisée par un professionnel)

En se basant sur les aspects cités ci-dessus, nous adopterons dans le cadre de ce projet un réservoir en béton armé.

### **C. Selon l'usage :[1]**

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

### **D. La forme géométrique :**

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir carré.

### **IV.2.5 Choix du réservoir :**

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré [1]

Le choix du réservoir dépend des :

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

### **IV.2.6 Equipements du réservoir :**

Le réservoir doit être équipé de :

#### **IV.2.6.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

Cette conduite doit être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

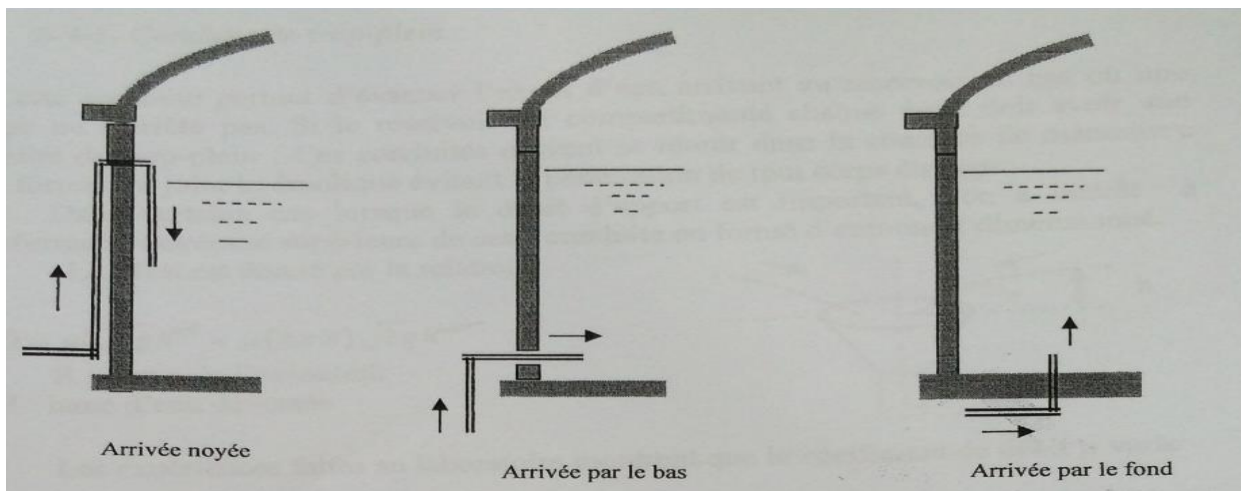
##### **IV.2.6.1.1 Par Le haut :**

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

##### **IV.2.6.1.2 Par Le bas :**

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

## Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS



*Figure IV.1 : Différentes points d'arrivée de la conduite d'apport [4]*

### Remarque

Pour notre réservoir on opte pour une arrivée de la conduite par le haut (au dessus le niveau max de l'eau dans le réservoir) car on peut connaître la qualité d'eau qui arrive au réservoir.

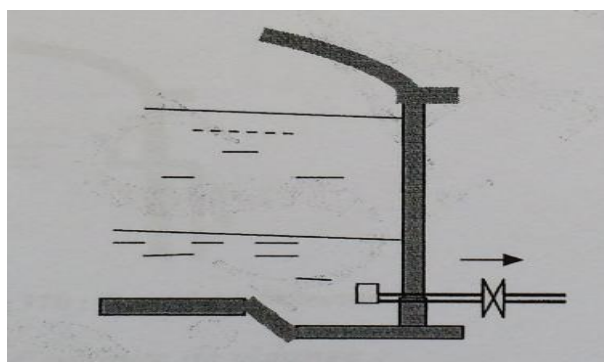
### IV.2.6.2 Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à **0.15** ou **0.2 m** au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum **0.5 m** au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitesses se manifestera dans la conduite. [1]



*Figure IV.2 : Point départ de la conduite de distribution [4]*

### IV.2.6.3 Conduite de trop-plein :

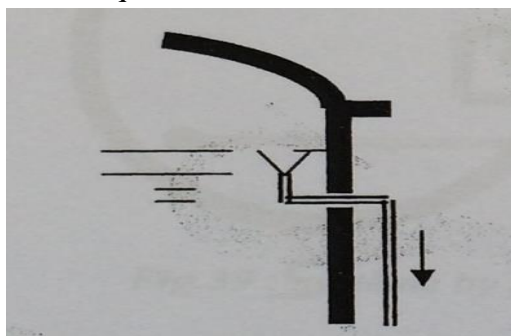
Cette conduite a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement.

Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance **H** au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

## Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon. [1]

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.



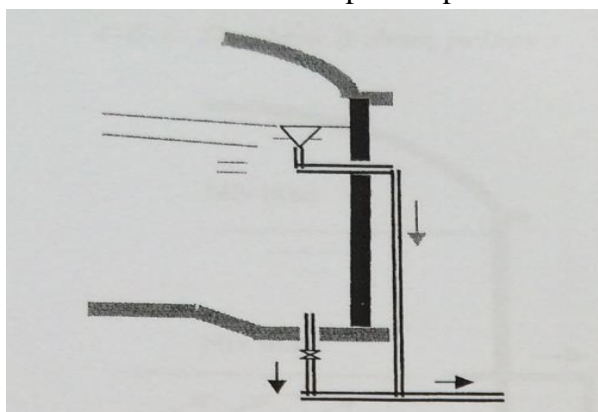
*Figure IV.3 : Conduite de trop-plein [4]*

### IV.2.6.4 Conduite de vidange :

Elle est placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. [1]

On peut installer des détecteurs de niveau dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

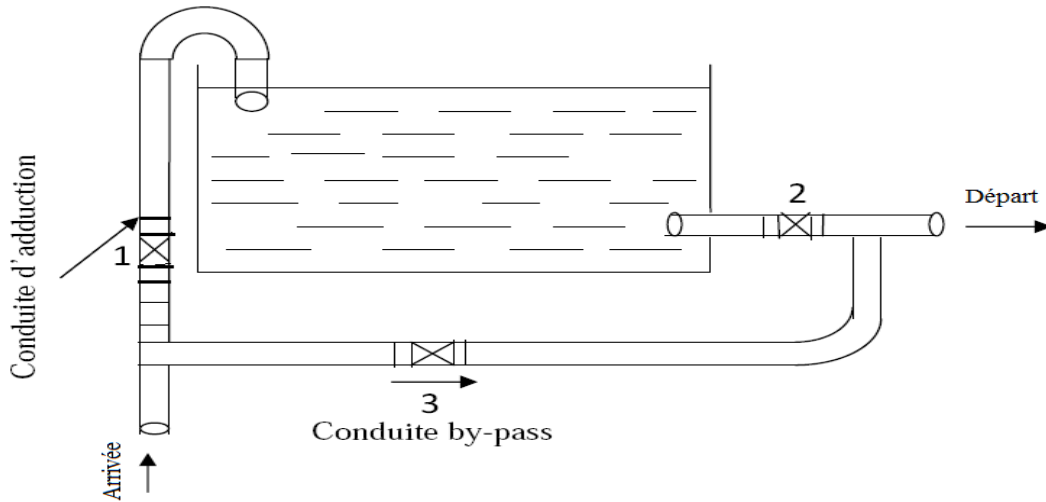


*Figure IV.4 : Conduite de vidange [4]*

### IV.2.6.5 Conduite by-pass :

On relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un de conduite appelé By-pass pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. [3]

**Chapitre - IV-  
ETUDE DES RESERVOIRS**



*Figure IV.5 : Conduite de by-pass [4]*

**IV.2.7 Capacité des réservoirs :**

Pour le calcul de la capacité du réservoir on doit tenir compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie 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.

La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leurs capacités en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. [3]

**IV.2.7.1 Cas d'une adduction par refoulement :**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on a recours soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique.

**a. Méthode analytique :**

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants). [3]

On ressort le volume qui suit :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max,j} / 100 \quad [m^3] \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

- V<sub>r</sub>** : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).
- a** : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q<sub>max,j</sub>** : la consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

On détermine le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad [m^3] \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

- V<sub>T</sub>** : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).
- V<sub>r</sub>** : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).
- V<sub>inc</sub>** : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

## Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS

### b. Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.[3]

Donc, Le volume total est calculé selon la formule suivante :

$$VT = (Q_{\max.j} \times R_{\max}) / 100 + V_{\text{inc}} \text{ [m3]} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$$

Avec :

$V_T$  : volume total (m3).

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

$R_{\max}$  : résidu maximal journalier (%).

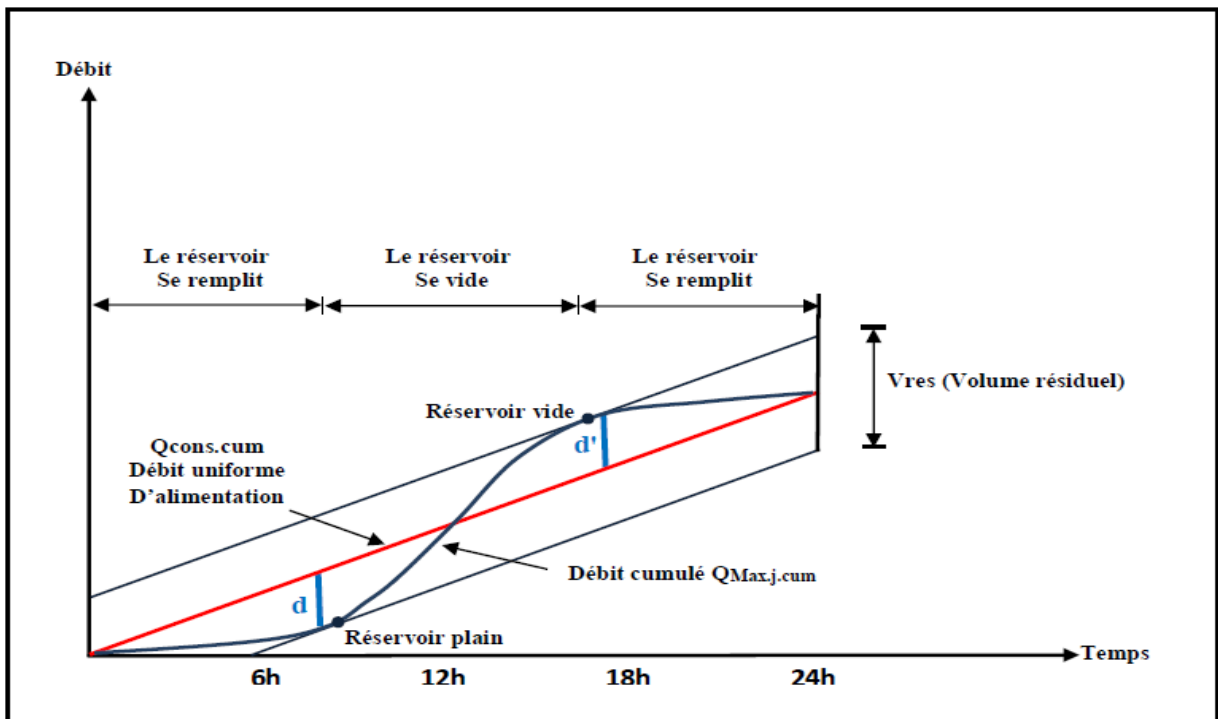
Tel que :

$$R_{\max} = |d| + |d'| \text{ [%]} \dots \dots \dots \text{(IV.4)}$$

**d**: Excès pendant les différentes heures de la journée.

**d'**: Déficit pendant les différentes heures de la journée.

$V_{\text{inc}}$  : volume d'incendie estimé à 120 m3.



*Figure IV.6 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale (en cas ou la pompe fonctionne 24 heures).*



**Chapitre - IV-  
ETUDE DES RESERVOIRS**

**IV.2.7.2 Cas d'une adduction gravitaire :**

Dans le cas où les réservoirs sont alimentés gravitairement, on utilise la formule de Mr **B.SALAH** :

$$V = 4 \times (K_p \times Q_{moy,h} - Q_a) = Q_{moy,h} (14 - 4 Q_a / Q_{moy,h}) \text{ [m3]} \dots\dots\dots( IV.5)$$

Avec :

**K<sub>p</sub>** : Coefficient de pointe, on prend **K<sub>p</sub> = 3,5**.

**Q<sub>moy,h</sub>** : Débit moyen horaire (m3/h).

**Q<sub>a</sub>** : Débit horaire disponible (m3/h).

**V** : Volume du réservoir (m3).

On prend :  $Q_{moy,h} = Q_a$     Donc    **V = 10 Q<sub>moy,h</sub>**

NB : dans notre étude on a dans le cas d'une adduction par refoulement, on utilise méthode analytique.

**IV.2.8 Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2047 :**

Le réservoir II est alimenté par refoulement durant 20 heures de pompage, dont les pourcentages de consommation horaire sont en fonction du nombre d'habitants

La variation des résidus du réservoir en fonction des heures de consommation sont représentés dans le tableau suivant, en utilisant la méthode analytique pour la détermination du résidu maximal.

**Tab IV.1** : Calcul de la capacité de réservoir à l'horizon d'étude 2047.

Heures (h)	Apport par la pompe	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir	Départ du réservoir	reste d'eau (%)
0-1	0	1,5		1,5	4,5
1-2	0	1,5		1,5	3
2-3	0	1,5		1,5	1,5
3-4	5	1,5	3,5		0
4-5	5	2,5	2,5		3,5
5-6	5	3,5	1,5		6
6-7	5	4,5	0,5		7,5
7-8	5	5,5		0,5	8
8-9	5	6,25		1,25	7,5
9-10	5	6,25		1,25	6,25
10-11	5	6,25		1,25	5
11-12	5	6,25		1,25	3,75
12-13	5	5	0		2,5
13-14	5	5	0		2,5
14-15	5	5,5		0,5	2,5
15-16	5	6		1	2
16-17	5	6		1	1
17-18	5	5,5		0,5	0

**Chapitre - IV-  
ETUDE DES RESERVOIRS**

18-19	5	5	0		-0,5
19-20	5	4,5	0,5		-0,5
20-21	5	4	1		0
21-22	5	3	2		1
22-23	5	2	3		3
23-24	0	1,5		1,5	6
total	100	100			

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour le réservoir de sidi lakhdar est de 8 %  
Donc, le volume résiduel en (m<sup>3</sup>) de ce réservoir sera :

$$V_{cal} = \frac{R_{max} \times Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV .1)$$

R<sub>max</sub> : représente le maximum des restes dans le reservoir. R<sub>max</sub> = 7.5%

Q<sub>max, j</sub> : est le débit maximum journalier pour cette localité est de 10954.07 m<sup>3</sup>/j.

Application numérique :

$$V_{cal} = \frac{8 \times 10954.07}{100}$$

$$V_{cal} = 876.33 \text{ m}^3$$

en ajoutant bien sur la réserve minimal destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m<sup>3</sup> c'est-a-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit, Le volume utile est donner par la relation suivante :

$$\text{Donc : } VT = V_{cal} + V_{inc} = 876.33 + 120 = 996.33 \text{ m}^3$$

Donc : le volume de notre réservoir est **1000 m<sup>3</sup>**

**Remarque :**

Le réservoir existant sur le site qui destiné pour l'alimentation en eau potable de la zone basse a un volume de 1000 m<sup>3</sup>. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est la même.

**❖ Dimensions du réservoir :**

D'après la forme du notre réservoir de stockage, on opte pour une forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise de 5 m.

Parce que la hauteur « h » peut être variée entre (3 et 6) m au château d'eau de capacité moins de 5000 m<sup>3</sup>, et pour les grand ouvrage cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m.

- Le diamètre de la cuve :

$$\text{On a : } s = \frac{Vt}{h} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4.Vt}{\pi.h}}$$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4.1000}{\pi \cdot 5}} \quad \text{donc : } D = 15.96 \text{ m}$$

On prend : **D = 16m**

- Réévaluation de la hauteur d'eau dans la cuve :

## Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS

$$h = \frac{Vt}{S} = \frac{4 \times Vt}{\pi \times D^2}$$

$$\text{AN : } h = \frac{4 \times 1000}{\pi \times 16^2} \quad \text{donc : } h = 4.97 \text{ m} \cong 5 \text{ m}$$

- La section de la cuve est calculée come suite :

$$S = \frac{Vt}{h} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H_t = h + R ;$$

Avec R représente la hauteur du matelas d'air, cette hauteur variée de 0,25 à 1 m.

On prend  $R = 0,68 \text{ m}$ .

Donc  $H_t = 5 + 0,68 = 5,68 \text{ m}$ .

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m<sup>3</sup>) sur la surface

de la cuve.  $h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S}$

$$\text{AN : } h_{\text{inc}} = \frac{120}{200} = 0.6 \text{ m}$$

### Conclusion:

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de vérifier s'il y a intérêt de projeter un réservoir, mais le calcul nous a amené à un volume de 1000 m<sup>3</sup> pour alimenter la zone basse de la commune à l'horizon étudié (2047).

Mais L'emplacement de cette réservoir donne des pressions énorme au niveau de tous les nœuds, Donc on doit le s'abandonné et projeté autre réservoir de même volume et sa cote de radier propose est de 319.41 m (on respectant les pressions au niveau des point défavorable)

**Chapitre - V -  
ETUDE D'ADDITION**

## **Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION**

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner la conduite de refoulement dans laquelle va transiter tout le débit pompé depuis la station de pompage vers l'ouvrage d'arrivée 'Réservoir en terré 1000m<sup>3</sup>).

### **V.1. Etude d'adduction :**

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs. [1]

#### **V.1.1. Classification des adductions :**

Une adduction est une conduite reliant les ouvrages de production au(x) réservoir(s) de stockage, D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

##### **a) Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente et la pesanteur). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [1]

##### **b) Adduction par refoulement :**

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

Dans ce cas la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement. Lors de l'établissement de la conduite de refoulement certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées.

Tout d'abord, il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.

Il y a lieu d'éviter, en effet, les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

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. A cet effet, on sera peut-être amené à emprunter un parcours qui ne suivra pas forcément les accotements de routes et il sera parfois nécessaire d'acquérir des terrains particuliers.

Par ailleurs, dans le but d'économie du projet, il sera tenté de combiner au meilleur profil en long le tracé en plan le plus court. On y gagnera en investissement mais, aussi, en exploitation de la station, car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et, par conséquent l'énergie consommée, croissent avec la longueur.

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante. [1]

## **Chapitre - V- ETUDE D'ADDITION**

Le diamètre économique va résulter d'un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite, qui augmente avec son diamètre et les frais d'exploitation de l'usine élévatoire, qui diminuent lorsque le diamètre de la conduite augmente (pertes de charges faibles).

Le coût d'installation de la conduite et le coût d'exploitation de l'usine élévatoire présente une valeur minimale pour un certain diamètre économique.

Une fonction mathématique permet de déterminer les diamètres compatibles avec les réalités économiques (la formule de VIBERT). Elles tiennent compte, en général, du prix de l'énergie électrique qui représente un facteur important des frais d'exploitation. L'utilisation d'un diagramme permet une détermination rapide du diamètre économique, à partir des formules. [1]

### **c) Adduction mixte :**

C'est une adduction composée d'une partie par refoulement une autre gravitaire. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

**NB :** Pour notre cas on aura une adduction par refoulement.

### **V.1.2. Critères de choix de tracé :**

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- ✓ Avoir un itinéraire aussi direct que possible et chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- ✓ Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- ✓ En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- ✓ Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.

**NB :** pour notre cas on est obligé de traversé le chemin de fer

### **V.1.3. Choix du matériau de la conduite :**

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

- ✓ **Sur le plan technique**, il dépend de plusieurs exigences telles que :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions exigées et à la résistance des charges mobiles, résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
  - Adaptation aux terrains de pose.
  - Bonne étanchéité.
  - Facilité d'entretien et de mise en service.
  - Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
  - Répond parfaitement aux normes de potabilité.
  - Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
  - Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).
- ✓ **Sur le plan économique**, il dépend essentiellement :
  - Du prix de la fourniture et du transport.
  - De leur disponibilité sur le marché local (production locale) .

## Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION

D'après le **Tab.III.1** du chapitre précédent nous aurons choisi une conduite en PEHD qui est plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elle présente :

- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Peut supporter des pressions importantes.
- ✓ Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- ✓ Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

### V.1.4. Site d'implantation de la station de pompage :

Tout enlèvement d'usine de pompage doit répondre aux critères suivants :

- Ils sont disponibles sur le marché
- Rapprocher les ouvrages d'adduction le plus possible afin d'avoir un tracé le plus économique.
- Doit être installée dans une zone stable (géologie et inondation).
- Doit tenir compte des variations du plan d'eau d'aspiration.
- Doit être installée de sorte que les travaux de terrassement soient minimes.
- Une plateforme doit être prévue, élevée par rapport à la chaussée de 15 à 30 cm.

### V.1.5. Calcul hydraulique :

#### V.1.5.1. calcul les diamètres économiques:

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 BRESS**

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \dots\dots\dots (V.1).$$

**-formule de BONNIN**

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

Q : débit à élever en m<sup>3</sup>/s, dans notre cas le débit refouler est 0.06 m<sup>3</sup>/s

Remarque : la formule de BRESS n'est pas valable que pour les petits linéaires (longueur de conduite < 1km), donc on travail par la formule de BONNIN.

$$\text{AN : } D = \sqrt{0.06} \implies D = 244.95 \text{ mm.}$$

A partir de cette diamètre déterminé, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés (plus économique).

#### V.1.5.2. Calcul des pertes de charge :

##### A- Calcul des pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m).
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s).
- La rugosité absolue  $\epsilon$  exprimée en (mm).
- La longueur du tronçon L en (m).

**Chapitre - V-  
ETUDE D'ADDITION**

Les pertes de charge linéaires sont données par la formule universelle de **Darcy-Weisbach** :

$$\Delta H_{lin} = I \times L = \frac{\lambda \cdot L \cdot V^2}{D \cdot 2g} \dots\dots\dots(\mathbf{V.3}).$$

**Avec :**

- $\Delta H_{lin}$ : Pertes de charge linéaires en (m).
- L : Longueur de la conduite de refoulement en (m).
- I : Gradient hydraulique en (m/m).
- V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- g : Accélération de la pesanteur, soit approximativement 9,81 m.s<sup>-2</sup> ou 9,81 N/Kg.
- $\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire, p qui est obtenu par la formules suivante :

**- Formule de NIKURADZE :**

$$\lambda = [1, 14 - 0, 86 \times \text{Ln} \left(\frac{\varepsilon}{D}\right)]^2 \dots\dots\dots(\mathbf{V.4}).$$

**Avec :**

- $\varepsilon$  : Rugosité de la conduite en (mm), dans notre cas  $\varepsilon = 0.015$  mm.
- D : Diamètre de la conduite en (m).

**B- Calcul des pertes de charge singulières :**

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

$$\Delta H_{sing} = 0.1 \times \Delta H_{lin} \text{ (m)} \dots\dots\dots(\mathbf{V.5}).$$

**C- Calcul des pertes de charges Totales :**

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

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing}$$

$$\text{Donc : } \Delta H_T = 1.1 \Delta H_{lin} \text{ [m]} \dots\dots\dots(\mathbf{V.6}).$$

**Avec :**

- $\Delta H_T$  : Perte de charge totale en (m).
- $\Delta H_{lin}$  : Perte de charge linéaire en (m).
- $\Delta H_{sing}$  : Perte de charge singulière en (m).

**V.1.5.2. Calcul de la hauteur manométrique totale [HMT] :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\mathbf{HMT} = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{HMT} = H_g + \Delta H_t \text{ [m]} \dots\dots\dots(\mathbf{V.7}).$$

**Avec :**

- H<sub>g</sub>** : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement en (m).  
On écrit :  $H_g = T_p - ND$ .
- Avec  $T_p$  : Trop plein du réservoir.
- ND : Niveau dynamique .



**Chapitre - V-  
ETUDE D'ADDUCTION**

$\Delta H_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

$\Delta H_{ref}$  : Pertes de charge au refoulement en (m).

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale en (m).

**V.1.5.3. Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \text{ [DA]} \dots\dots\dots(V.8).$$

**Avec :**

**F<sub>ex</sub>** : Frais d'exploitation en (DA).

**E** : Energie consommée par la pompe en (KWh).

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

**- L'Energie annuelle consommée par la pompe :**

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

$$E = P \times T \times 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots(V.9).$$

**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.

**- Puissance de la pompe :**

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

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times HMT \times Q}{\eta_{sp}} \dots\dots\dots(V.10).$$

**Avec :**

**P<sub>abs</sub>** : Puissance absorbée par la pompe en (kW).

**$\rho$**  : La masse volumique de l'eau (1000 kg/m<sup>3</sup>).

**g** : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>).

**HMT** : Hauteur manométrique totale en (m).

**Q** : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s).

**$\eta_{sp}$**  : Rendement de la pompe (82%).

**V.1.5.4. Frais de l'investissement amorti :**

Les frais d'investissement amorti en (DA) sont donnés par la formule suivante :

$$F_{amort} = Prc \times A \text{ [DA]} \dots\dots\dots(V.11)$$

**Avec :**

**Prc** : Le prix de la conduite en (DA).

**A** : Amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left( \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots\dots\dots(V.12).$$

**Avec :**

**i** : Le taux d'anuité annuel, (en Algérie i = 8 %).

**n** : Nombre d'années d'amortissement, on prend n = 30 ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left( \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 \right) \times 100 = 8.88\%.$$

## Chapitre - V- ETUDE D'ADDITION

### V.1.5.5. Vérification de la vitesse d'écoulement :

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosion de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères :

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ [m/s]}$$

$$V = Q / S \text{ [m/s]} \dots\dots\dots(V.13)$$

Avec :

**Q** : Le débit véhiculé par la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

**S** : La section de la conduite en (m<sup>2</sup>), elle est déterminée par la formule suivante :

$$S = \frac{(\pi \times D^2)}{4} \text{ [m}^2\text{]} \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec **D** : Le diamètre de la conduite en (m).

### V.1.6. Dimensionnement du réseau d'Adduction

Pour notre projet on a une adduction par refoulement.

#### Données :

La cote du point de départ : 235.74m (la cote de niveau dynamique)

La cote du point d'arrivée : 323.41 m (la cote de trop plein de réservoir).

La hauteur géométrique : 87.67 m.

La longueur de la conduite de refoulement : 1379.35ml.

Le débit refoulé : 216 m<sup>3</sup>/h durant 20h qui correspond à 0.06 m<sup>3</sup>/s.

$\lambda$  sera calculé par la formule de Nikuradsé.

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

**Tab.V.1 :** Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.

Dint (mm)	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m.c.e)	$\Delta H_T$ (m.c.e)	Hg (m.c.e)	HMT (m.c.e)
110.2	1379,35	0.06	6,29	0,0129	326,65	359,32	87,67	446,99
141	1379,35	0.06	3,84	0,0123	90,83	99,91	87,67	187,58
176.4	1379,35	0.06	2,46	0,0118	28,41	31,25	87,67	118,92
220.4	1379,35	0.06	1,57	0,0113	8,95	9,85	87,67	97,52
277.6	1379,35	0.06	0,99	0,0109	2,71	2,98	87,67	90,65
352.6	1379,35	0.06	0,61	0,0104	0,79	0,86	87,67	88,53
440.6	1379,35	0.06	0,39	0,0100	0,25	0,27	87,67	87,94

Le pompage se fait durant toute l'année (365j), et pour le prix moyen unitaire de KWh on a 4.2DA (Source : Sonalgaz 2010).

On peut calculer le prix de l'énergie en utilisant les formules ci-dessus.

**Tab.V.2 :** Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage.

Dint (mm)	HMT (m.c.e)	P <sub>abs</sub> (kW)	E (kWh)	Prix du KWh (DA)	F <sub>exp</sub> (DA)
110.2	446,99	5347,53	39036944,96	4,20	163955168,85
141	187,58	2244,10	16381910,41	4,20	68804023,74
176.4	118,92	1422,69	10385631,66	4,20	43619652,97
220.4	97,52	1166,67	8516707,02	4,20	35770169,50
277.6	90,65	1084,48	7916729,82	4,20	33250265,23
352.6	88,53	1059,12	7731584,01	4,20	32472652,85

**Chapitre - V -  
ETUDE D'ADUCTION**

440.6	87,94	1052,06	7680057,59	4,20	32256241,86
-------	-------	---------	------------	------	-------------

On calcule l'Annuité (le frais de l'investissement amorti) en connaissant le prix du mètre linéaire de conduite en PEHD avec PN10, sont pris à partir du catalogue de CHIALLI (voir :ANNEXE IV.4).

**Tab.V.4** : Calcul des frais d'investissement amorti.

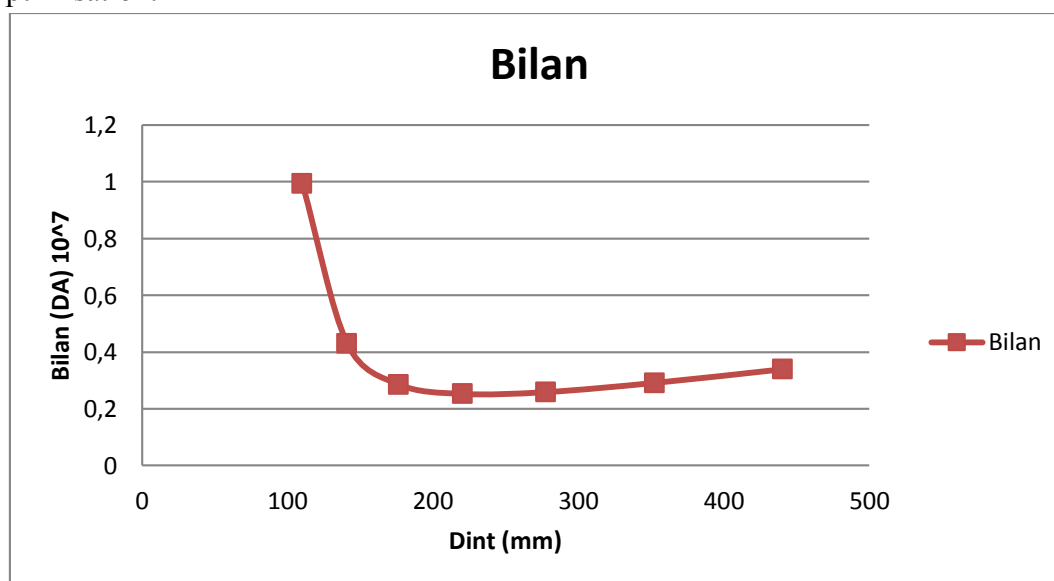
Dint (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total de la conduite (DA)	Famort (DA)
110.2	772,36	1379,35	1010331,84	89717,47
141	1336,43	1379,35	1748197,45	155239,93
176.4	1931,48	1379,35	2526588,30	224361,04
<b>220.4</b>	<b>3036,15</b>	<b>1379,35</b>	<b>3971618,18</b>	<b>352679,69</b>
277.6	4789,47	1379,35	6265153,60	556345,64
352.6	7837,53	1379,35	10252351,37	910408,80
440.6	11878,44	1379,35	15538306,15	1379801,59

Après avoir calculé les frais exploitations et ceux d'amortissement, on va faire leur somme pour calculer le bilan totale des coûts et tracer la courbe d'optimisation, qui par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique.

**Tab.V.5** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti.

Dint (mm)	Fexp (DA)	Famort (DA)	Bilan (DA)
110.2	9837310,13	94603,5032	9931913,63
141	4128241,42	163694,339	4291935,76
176.4	2617179,18	236579,8	2853758,98
<b>220.4</b>	<b>2146210,17</b>	<b>371886,719</b>	<b>2518096,89</b>
277.6	1995015,91	586644,363	2581660,28
352.6	1948359,17	959989,894	2908349,07
440.6	1935374,51	1454945,93	3390320,44

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau (**Tab.V.5**), on peut dresser la courbe d'optimisation.



**Figure V.1** : Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement est de **220.4mm (Dext = 250 mm)** avec une vitesse d'écoulement de **V=1,57 m/s**.

Donc la hauteur manométrique qui correspondre cette diamètre est HMT = 97,52 m.c.e

## Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION

### V.2. Etude de pompage :

#### V.2.1. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, d'autre sens c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal.
- Vertical.
- Oblique.

#### V.2.2. Couplage des pompes :

Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou 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 soit en parallèle, selon la nécessité comme suit:

**Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter le débit refoulé par les pompes.

**Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

#### V.2.3. Différents types des pompes :

##### V.2.3.1. Pompes volumétriques :

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation.
- Rotation.
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont adaptées aux fortes viscosités, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées (adaptées aux pressions élevées à très élevées), on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives.
- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

##### V.2.3.2. Les turbopompes :

Une turbopompe est constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression, on distingue :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes à hélices.
- Les pompes hélico-centrifuges.

Les pompes centrifuges sont plus utilisées en hydraulique urbaine à cause de la large gamme d'utilisation qu'elles peuvent couvrir, de leur simplicité et de leur faible coût ainsi que leur bon rendement.

## Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION

### V.2.4. Choix du type de 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.

On opte pour les pompes Italiennes de marque Caprari : En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée.

### V.2.5. Choix du nombre des pompes de secours :

Pour la robustesse de l'installation, des pompes supplémentaires seront installées et serviront de secours. Le nombre de pompes de secours dépendra du nombre de pompes choisis de la sorte :

$n < 4 \longrightarrow 1$  pompe de secours

$4 < n < 6 \longrightarrow 2$  pompes de secours

$n > 6 \longrightarrow 3$  pompes de secours

Avec  $n$  : nombre de pompes utiles.

#### Les critères de choix de pompes sont :

- Assurer le débit et l'Hmt visé dans le projet.
- Avoir un nombre minimal de pompes.
- Avoir un meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation plus élevée.
- Charge net d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale, (vérifier la condition de non cavitation).
- Etre fabriquée en serie.

### V.2.6. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

On appelle courbe 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 :

$$H_c = H_g + RQ^2 \text{ [m.c.e]} \dots\dots\dots(V.15)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m).

**R** : Résistance de la conduite .

### V.2.7. Caractéristiques de la pompe :

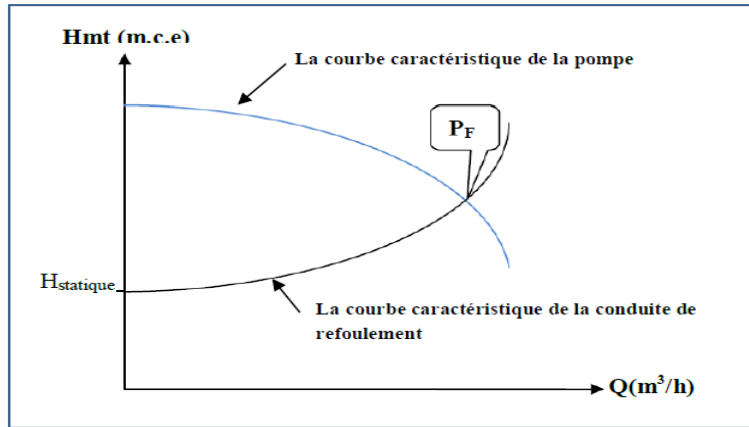
#### V.2.7.1. Point de fonctionnement des pompes :

Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, 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<sub>f</sub>**) est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal

## Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION



**Figure V.2 : Détermination du point de fonctionnement.**

### V.2.8. 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) puis elles sont transportées vers les zones de pressions plus fortes où se produit leurs décondensations. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation entraîne de graves 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 :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

**Avec :**

**NPSH disponible** : charge nette d'aspiration disponible (Net positive section Head), elle est fournie par l'installateur.

**(NPSH) requis** : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

On la calcule par la formule suivante :

$$\text{(NPSH) disponible} = \text{(NPSH) requis} + s \dots\dots\dots(\text{V.16})$$

### V.2.9. Choix des pompes :

Le choix des pompes se fera à l'aide de catalogue du constructeur de pompe Caprari. Les données injectées dans le logiciel :  $Q = 60 \text{ l/s}$ ,  $HMT = 97,52 \text{ m.c.e.}$   
Nous allons trouver alors les possibilités suivantes :

## Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION

**Tableau V.6:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Vitesse (tr/min)	$\eta$ (%)	Q Donné (l/s)	HMT (m.c.e)	$P_{abs}$ (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	Type de pompe
1	60	97,52	2900	80.8	60.3	97.6	70.8	5.69	E12S55/4EEF
2	30	97,52	2900	80.3	30.2	98.8	37.9	4.54	P8C/5/30/6C
3	20	97,52	2900	77.3	20	97.9	25.3	3.98	P8L/5/24/7E
4	15	97,52	2900	76.6	15.7	106	21.4	2.85	P7L/3/20/11D
6	10	97,52	2900	70.6	10.1	98.8	13.8	3.84	E6S50/11A
9	6.67	97,52	2900	75.2	6.57	94.8	8.19	1.92	E6X50-6/12

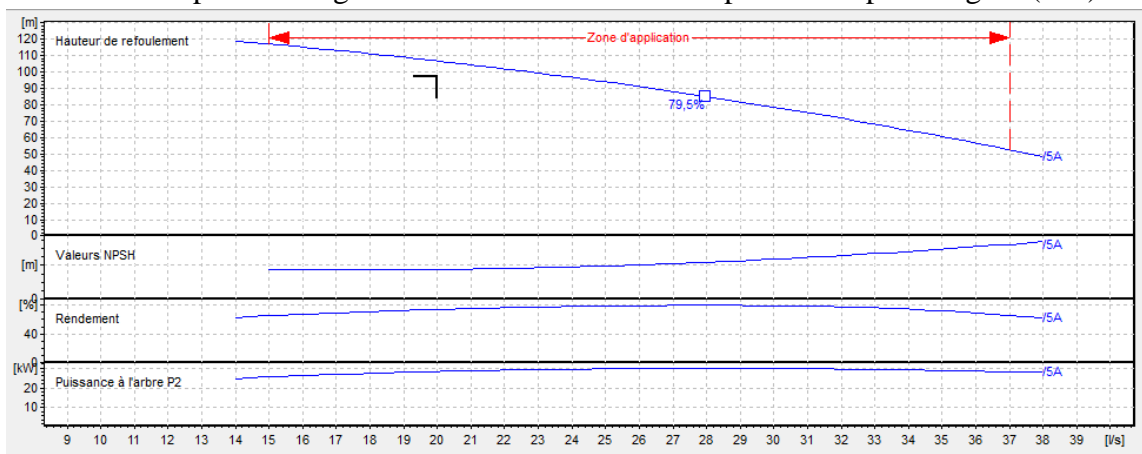
A partir du tableau V.6 on déduit que la variante 1<sup>ème</sup>, pompes est la meilleure du point de vue rendement, assurer le débit appelé et la HMT, puissance absorbée faible, Charge net d'aspiration requise  $(NPSH)_r$  minimale et nombre minimale des pompes.

Et aussi on utilise une seul pompe immergée dans le forage, cette pompe est de type E12S55/4EEF, de cette caractéristique suivant :

- ✓ Q = 60 l/s ;
- ✓ HMT = 97.6 m.c.e ;
- ✓ Rendement = 80.8 % ;

### V.2.10. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [ H-Q ], [  $P_{abs}$ -Q ], [  $\eta_p$ -Q ], [  $(NPSH)_r$ -Q ] Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1)



**Figure V.3 :** Les courbes caractéristiques de la pompe

### V.3. Protection de la conduite contre le coup de bélier :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

#### V.3.1. Les causes de coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.

## **Chapitre - V- ETUDE D'ADDITION**

- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

### **V.3.2. Les conséquences de coup de bélier :**

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manoeuvres brusques.

#### **V.3.2.1. Cas de la surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

#### **V.3.2.2. Cas de dépression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement.

Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion de la conduite et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

### **V.3.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :**

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

**Réservoirs d'air :** L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

**Cheminée d'équilibre :** A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

**Soupape de décharge :** C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur



## **Chapitre - V- ETUDE D'ADDITION**

de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

**Volant d'inertie** : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

### **Remarque :**

Pour ce projet, nous optons pour un réservoir d'air comme dispositif de protection anti-bélier de notre conduite de refoulement.

### **Conclusion :**

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique dans notre cas on a un seul tracé direct de source d'eau vers notre réservoir 1000 m<sup>3</sup>, ainsi que le calcul du diamètre économique pour l'adduction.

Donc on a trouvé que notre adduction sera par refoulement avec une longueur de 1379,35 m, et le diamètre le plus économique sera **DN = 250 mm**.

Une fois qu'on a trouvé ce diamètre, on a choisis des pompes tout en respectant les critères de choix, et on a terminé notre chapitre par une protection de la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier.

### **Référence bibliographique**

[1]Futura. « Adduction d'eau ». Futura. Consulté le 23 mai 2018. <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-adduction-eau-10491/>.

**Chapitre -VI-**  
**LES ACCESSOIRES DU**  
**RESEAU D'ALIMENTATION EN**  
**EAU POTABLE**

### **VI .1 Introduction :**

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes, les ventouses, les organes de mesure, les pièces de raccordement.

Dans ce chapitre, nous allons présenter ces accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand i lest vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

### **VI .2 Rôle des accessoires:**

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution et adduction d'eau, ils sont installés pour [1] :

- ✓ Assurer un bon écoulement d'eau,
- ✓ Protéger les canalisations,
- ✓ Changer la direction des conduites,
- ✓ Raccordement des conduites,
- ✓ Changer le diamètre,
- ✓ Vidanger les canalisations,
- ✓ Purger les canalisations,
- ✓ Isoler les canalisations,
- ✓ Soutirer les débits,
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits,

### **VI .3 Organes accessoires utilisés dans le réseau :**

Les accessoires qui seront mis en place sont :

#### **VI .3.1 les robinets vannent :**

##### **V .3.1.1 les robinets vannent :**

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseaulors d'une réparation sur l'un d'entre eux, Ils permettent aussi le réglage des débits.[2]

Les robinets-vannes ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange où au niveau des nœuds. Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ( $\emptyset < 100$  mm), sont à quart de tour.[1]



*Figure VI.1 : Robinet vanne [3]*

### **VI .3.1.2 Les vannes-papillons :**

Ce sont des vannes à survitesse, ils sont dans notre projet utilisées au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une fragilité importante (avantage). Pour la régulation, la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible, ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement. [1]

Vanne papillon revêtue d'élastomère pour montage entre deux brides pour bridage entre des brides de canalisations avec papillon centré sur paliers pour l'utilisation dans le secteur hydraulique. Avec manchette remplaçable à bague de support de joint vulcanisée et papillon sur triple palier. Convient pour l'emploi dans le traitement de l'eau, la distribution d'eau, les barrages, les centrales électriques et l'industrie.[3]



*Figure VI .2 : Vanne à papillons [3]*

### **VI .3.1.3 Les vannes à clapet anti retour :**

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. on les installe à la jonction de deux paliers de pression [1]



*Figure VI.3 : Vanne à clapet anti retour [3]*

**VI .3.1.3.1Clapet anti-retour à double battant :**

C'est un Papillon divisé pour sectionnement rapide de la canalisation contre le reflux. En raison du papillon spécial, seule une basse pression d'ouverture est nécessaire. Convient pour l'emploi dans le traitement de l'eau, la distribution d'eau, les centrales électriques et l'industrie.[4]



*Figure VI .4 : Clapet anti-retour à double battant [3]*

**VI .3.1.4 les vannes de réduction de pression :**

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaité ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée. [1]



*Figure VI .5 : Les vannes de réduction de pression [3]*

**VI .3.1.5 les vannes de vidange :**

Ce sont des robinets placés aux points les **plus bas** dans la canalisation pour permettre la vidange de la conduite, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche, ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie[1].

**VI .3.2 Les ventouses :**

La Nécessité d'utiliser des ventouses dans les réseaux AEP est due au principe physique général qui veut que l'air se propage au point le plus haut (comme dans le chauffage central par exemple.

La ventouse évacue l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une bulle rétrécissant le diamètre de passage de l'eau. Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'un réseau.[5]

**Chapitre -VI-**  
**LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

Les ventouses sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, mais aussi pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau.[5]

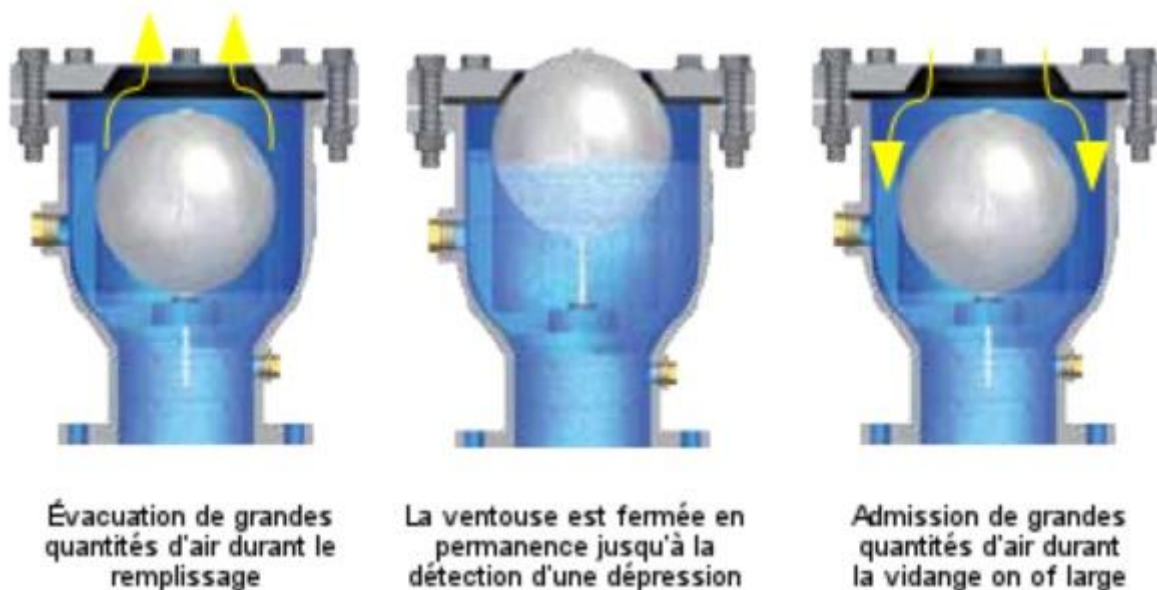
On trouve dans le marché deux types d'appareils :

- ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. [1]



*Figure VI.6 : La ventouse [5]*



*Figure VI.7 : Le fonctionnement de la ventouse [5]*

**VI.3.2.1 Détermination du débit d'air évacué :**

En supposant une détente adiabatique, le débit d'air est donné par la relation suivante :

$$Q_0 = \left(\frac{2}{\gamma+1}\right)^{\frac{1+\gamma}{2(\gamma-1)}} \cdot S \cdot c$$

$\gamma = 1,4$  pour l'air

S : section du col sonique

## Chapitre -VI- LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

C : vitesse du son à 15°C (340 m/s)

$Q_0$  : débit volumétrique d'air aux conditions de température et de pression dans la conduite  
 $Q_0 = V.S$ .

V : la vitesse de sortie d'air au droit du col.

Pour augmenter le débit d'évacuation d'air, il faut obligatoirement agrandir la section de passage, ce qui a pour conséquence d'augmenter le poids du flotteur et son encombrement puisqu'on a :

$$\rho.V = S.P$$

$\rho$  : densité du flotteur

V : volume du flotteur

p : pression dans la conduite.

### **VI .3.2.2 Mode d'utilisation des ventouses**

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi.

#### **VI .3.2.2.1 Remplissage à débit réduit**

Généralement on admet un remplissage à débit voisin du (1/10) débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible, ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse (< 2bars). L'avantage de cette technique c'est que la pression dans la conduite reste faible pendant toute la durée de l'opération. La limitation du débit se fait soit[1] :

- ✓ par des by-pass correctement dimensionnés dans le cas des conduites gravitaires ;
- ✓ par des vannes de régulations de débit dans le cas de conduites alimentées par station des pompes.

#### **VI .3.2.2.2 Remplissage sans limitation de débit (cas des conduites pleines)**

Il faut alors contrôler le débit de sortie d'air pour éviter les coups de béliers. On utilise alors des ventouses et des clapets d'entrées d'air. Le remplissage se fait en deux phases[1] :

- ✓ une première phase de compression de l'air (il ya intérêt tout de même à ne pas admettre un débit trop important).
- ✓ une deuxième phase de remplissage sous forte pression avec limitation de la sortie d'air par les ventouses.

### **VI .3.3 Les poteaux d'incendie :**

Est un dispositif de lutte contre l'incendie mis en place par les communes, et par des sociétés privées (industrie, établissements recevant du public, sites militaires) dans leurs enceintes.

Cette prise d'eau est disposée sur un réseau aérien ou souterrain d'eau sous pression permettant d'alimenter les fourgons d'incendie des sapeurs-pompier. Ces réseaux sont soit dédiés à la lutte contre l'incendie, soit destinés à l'alimentation en eau potable, à l'irrigation ou à l'industrie. Ils sont constitués de canalisations d'un diamètre intérieur d'au moins 100 mm.[6]

Les poteaux d'incendies sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie excède 500 l/min, ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100 mm de diamètre dotée d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200 m. dans le cas où les risques d'incendie sont élevés, la

## Chapitre -VI- LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

distance sera de 100 m. pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. [1]

Pour se faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draines après les avoir utilisés. On choisit la côte de la rue ou on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leur branchement à la conduite de distribution. Comme notre périmètre d'étude est à vocation agricole et ne possède pratiquement pas des industries ou des laboratoires chimique, le risque d'incendie est faible par conséquent on peut directement brancher les poteaux d'incendie sur le réseau de distribution au lieu de faire un réseau à part. Dans notre projet, ils sont placés là où les risques d'incendie sont jugés importants et que le diamètre de la maille dépasse 100 mm. [1]

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies, La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés. [7]



Figure VI.8 : Le poteau d'incendie [8]

### VI .3.4 Réducteurs de pression :

Cet appareil réduit et stabilise la pression à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelé dans la canalisation, C'est un appareil mono fonction destiné à l'alimentation de petites collectivités.

Les réducteurs-stabilisateurs de pression sont disponibles du DN50 à 200 en PFA 16 bar. [9]



#### **VI.3.4.1 Réducteurs de pression aval :**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne quel que soit le débit et la pression amont. [1]

Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. [1]

Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites. [1]

#### **IV .3.4.2 Réducteurs de pression amont :**

Ce sont les même appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire. [1]



*Figure VI.9 : Réducteurs de pression [9]*

### **IV .3.5 les organes de mesures :**

#### **IV .3.5.1 : mesure de débits :**

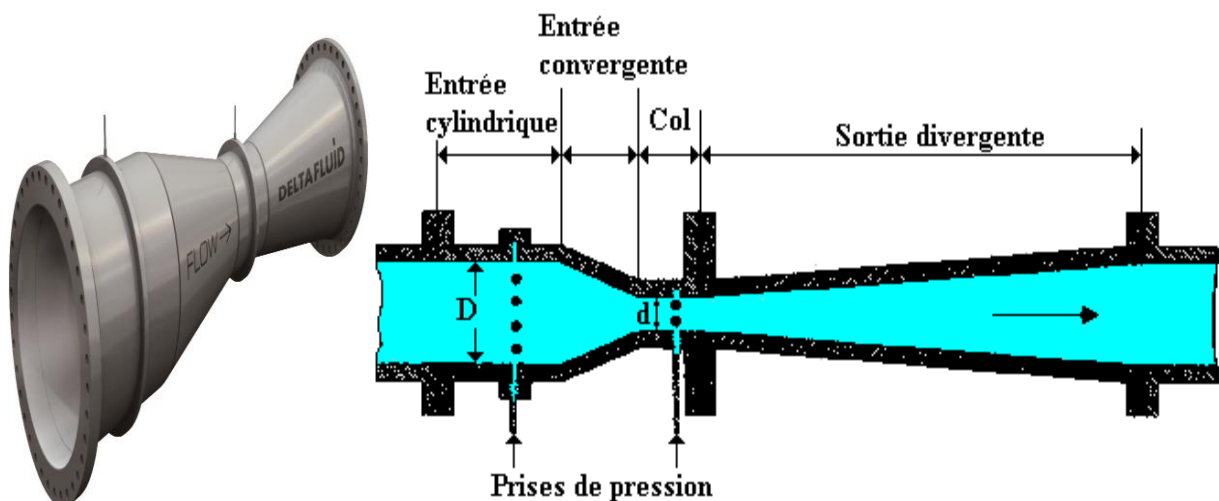
Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :le venturi, la tuyère et le diaphragme, On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. [1]

La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient de ces débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximale.

##### **a- Le venturi**

Un venturi se compose d'une section d'entrée convergente menant à un col cylindrique puis d'une section divergente s'ouvrant progressivement. Ainsi, le fluide peut retrouver la quasi-intégralité de sa pression d'entrée. Il convient donc particulièrement à la mesure de débit dans les systèmes à faible pression.[10]

Le venturi est un appareil robuste, fiable, autorisant une faible perte de pression. Il convient pour une large gamme de débit et est adapté pour tous types de fluides.[10]



*Figure VI.10 : Le venturi [10]*

##### **b- la tuyère :**

Les tuyères sont adaptées pour la mesure de débit de fluides non visqueux circulant à grande vitesse. En effet, lors du passage d'un tel fluide au travers d'une plaque à orifice, il y a risque d'érosion ou de cavitation. La tuyère ne présente pas, elle, d'arête vive susceptible d'être endommagée et offre ainsi un niveau de précision excellent. [11]

Les tuyères sont souvent utilisées pour la mesure de débit de vapeur.

Cas de tuyères soniques : elles sont calculées de façon à ce que la vitesse de passage du fluide, au col, soit sonique (régime critique). A ce moment-là, le débit devient constant et peut être calculé précisément. La tuyère sonique peut ainsi être utilisée comme débitmètre étalon dans le procédé d'étalonnage.[11]

c- Le diaphragme

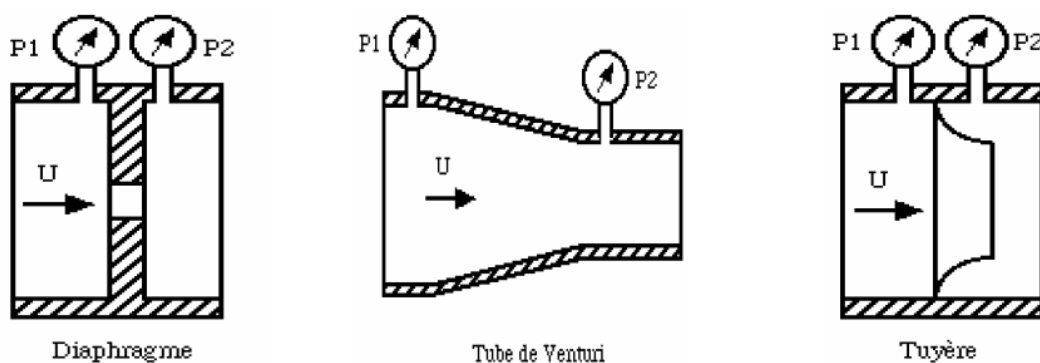
Conditions générales de validité des mesures :

1. NATURE DU FLUIDE. Le fluide, eau ou vapeur dans notre cas, doit être homogène physiquement et thermiquement. Les valeurs des coefficients indiquées par les normes ne sont pas valables pour des mélanges (exemple: vapeur humide, eau contenant des particules en suspension ou une quantité importante de bulles gazeuses...) .[12]

2. ECOULEMENT DU FLUIDE. Le débit doit être constant ou varier peu et lentement en fonction du temps. Si le débit est pulsatoire, les indications des nonnes (numérees ci-dessus ne sont pas applicables. Le fluide doit s'écouler dans une tuyauterie de section circulaire, le diaphragme étant dit « noyé », c'est-à-dire qu'une longueur droite amont et une longueur droite aval, de dimensions définies par les normes, doivent exister.[12]

La tuyauterie doit être complètement remplie par le fluide considéré. Dans le cas d'un écoulement à l'air libre, il faut disposer à l'aval du diaphragme une longueur de tuyauterie suffisante pour répondre aux conditions des normes et, s'il s'agit d'eau, il faut prévoir un col de cygne pour être certain du remplissage de la tuyauterie.

3. OUVRETTURE DU DIAPHRAGME. L'ouverture est le trou percé dans le diaphragme et dont la réalisation est normalisée.



*Figure V.11 : Schématisation de ces débitmètres [9]*

**IV .3.5.2 : Mesure de pression :**

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet.

Les manomètres à aiguilles sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure. [1]

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise

## Chapitre -VI- LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur. [1]

Les manomètres à soufflet sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les surchauffages. [14]



*Figure VI .12: manomètre à aiguilles [13]*

### **VI .3.6 Les bouche de lavage :**

La bouche de lavage et d'arrosage de Bayard est un appareil de puisage permettant le branchement au niveau du sol du matériel mobile des services de voirie, Elle est destinée à l'arrosage et au nettoyage des lieux et jardins publics. Pression de fonctionnement admissible (PFA) : 10, Coude à bride tournante. Double guidage du clapet. [15]

Une bouche de lavage est constituée par un coffre en fonte dans lequel sont placée une arrivée et son robinet de commende. La tête permet le raccordement du tuyau d'arrosage par un système simple et le tout est fermé par un couvercle. On distingue deux types de bouches :

- Les bouches non incongelables : raccordées sur la canalisation et toujours sous pression ;
- Les bouches incongelables de même conception mais placées sur un tube allongé de 75 à 80 cm qui se vide automatiquement, lorsque la bouche est fermée. [1]



*Figure VI .13: Bouche de lavage [15]*

### **VI .3.7 Les moyens antis béliers :**

L'anti bélier est un système de plomberie réduisant les ondes de choc au niveau du robinet. [16]

Un anti bélier (qui s'écrit aussi anti-bélier) est un système propre à la plomberie. Il s'agit d'un dispositif qui permet d'amortir les ondes de choc provoquées par la fermeture d'une vanne ou d'un robinet. Cette fermeture est généralement rapide et engendre une onde de choc qu'on appelle « coup de bélier ».[16]

L'anti bélier est généralement une sorte de bocal étanche contenant une membrane en caoutchouc qui sépare le liquide et le gaz ou l'air qui est sous pression. Lors d'un coup de bélier, il y a une surpression qui engendre l'entrée du liquide dans l'antibélier. L'insertion de ce liquide déforme alors la membrane, ce qui diminue l'effet du coup de bélier. Il arrive que certains anti béliers n'aient pas de membrane, ce qui diminue son effet d'amortissement plus rapidement et oblige à y injecter de l'air régulièrement.[16]



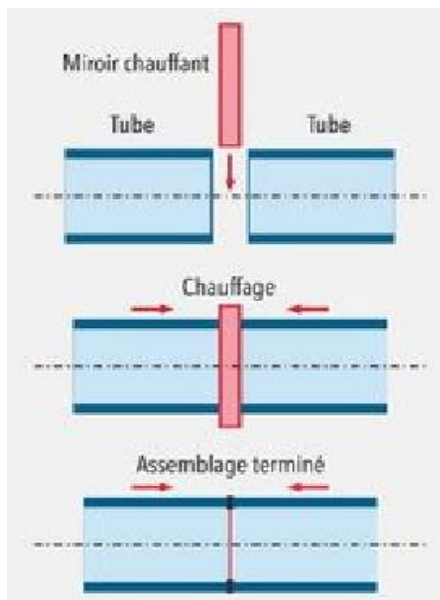
*Figure VI .14: Anti bélier [16]*

### **VI .4 Pièces spéciales de raccordements :**

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccordements :

#### **VI .4.1 Soudure bout à bout :**

L'assemblage de pièces épaisses (Tôles et tubes) par opération de soudage nécessite de pouvoir réaliser une soudure sur la totalité de l'épaisseur pour assurer une continuité mécanique de l'assemblage.[17]



Le soudage bout à bout est une d'assemblage des thermo-placetiques , Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d' épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température  $T = 230^{\circ}\text{C}$  de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l' outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l' une contre l' autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.



*Figure VI .15: Les équipements de soudure bout à bout [18]*

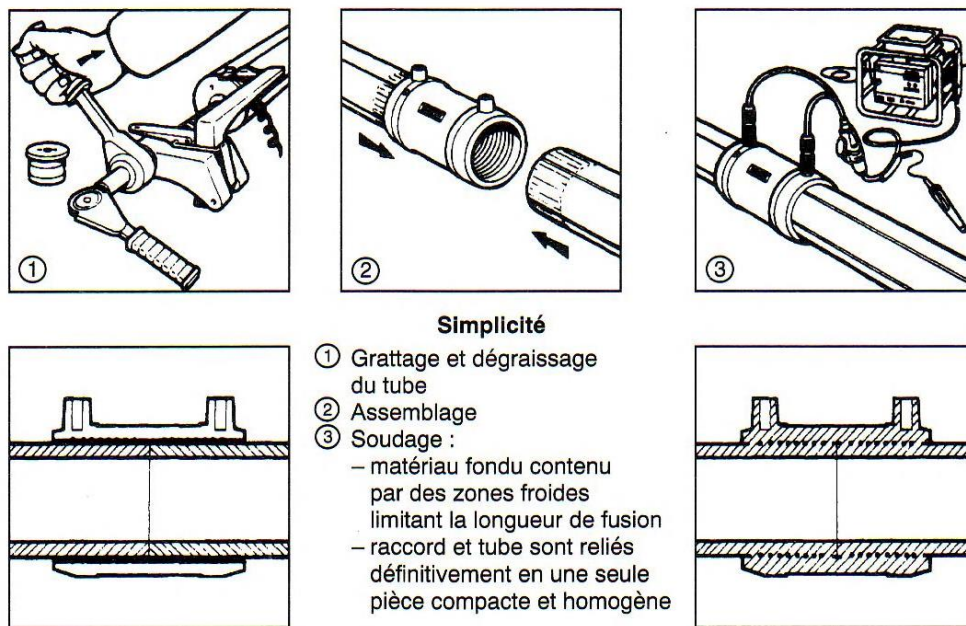
#### **VI .4.2 Les raccords électro- soudables:**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intègre au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie. Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime ente le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage [18].



*Figure VI.16: Raccordement par accessoires électro-soudables [18]*



*Figure VI.17: Assemblages par électro soudage*

#### **VI .4.3 Les raccords mécaniques:**

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum. Après coupe, ébavurage et chaufreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [18]

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

**Chapitre -VI-**  
**LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

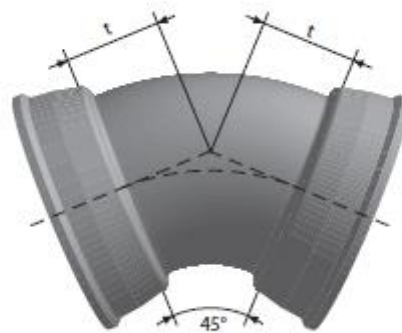
Pour notre réseau on aura besoin de :

**a. Les coudes :**

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements, à emboîtements et à bout lisse, coude à deux brides, à deux bout lisse.[1]

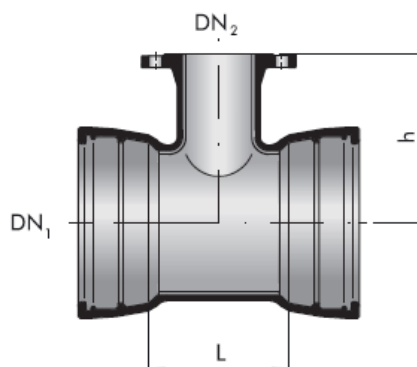
ces types de coude se présentent avec un angle de :  $1/4$  ( $90^\circ$ ),  $1/8$  ( $45^\circ$ ),  $1/16$  ( $22^\circ30'$ ),  $1/32$  ( $11^\circ15'$ ).



**Figure VI .18: Coude à 2 emboitements [19]**

**b. Les téés :**

Les téés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les téés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides. [1]



**Figure VI .19:Le téés [19]**



**c. Les croix de jonction:**

C' est une pièce spéciale utilisée au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites

Perpendiculaires.

On rencontre des croix à 4 brides ou à 2 bride+ 2emboitement.



*Figure VI .20: Croix de jonction [19]*

Dans notre projet on avoir le croix de jonction au niveau de deux nœuds : nœud 01 et nœud 07.

**d. Les croix de jonction + incendie:**

Ce sont également des croix rencontrées au niveau des nœuds et recevant les poteaux ou bouches d'incendie.[1]



*Figure VI .21: Croix de jonction + incendie [19]*

**e. les manchons :**

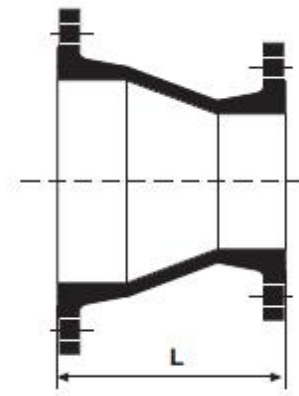
Ce sont des morceaux de 50 à 100 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages, sont séparent deux appareils en serie.



*Figure VI .22: Les manchons [19]*

**f. Les cônes:** ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents, ou un appareil accessoires et une conduite, on distingue

- des cônes à 2 emboitements,
- des cônes à 2 brides relie 2 appareils,
- des cônes à emboitement et bride,



*Figure VI .23: Cône à bride [19]*

**g. By-pass :**

Le terme 'vanne by-pass' s'applique à toute vanne installée sur une conduite by-pass et n'est pas utilisé pour désigner une forme de vanne ou une configuration particulière. [20]

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d' arrivée à la conduite de départ du réservoir.



*Figure VI .24: by-pass [20]*

### **Conclusion**

Afin d' assurer un bon fonctionnement du réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements doivent être effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.

**Chapitre -VII-**  
**POSE DE CANALISATION**  
**ET ORGANISATION DU**  
**CHANTIER**

## Chapitre -VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

### VII.1. 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. [1] 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, ainsi que les engins de terrassement qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites et à la fin nous avons fait une estimation quantitative et qualitative globale de notre projet.

### VII.2. Choix et type de pose de canalisation pour l'agglomération :

Afin de répondre au critère de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose des conduites : [1]

- 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 : [1]

#### VII.2.1. Pose de canalisation en terre :

Ce 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.

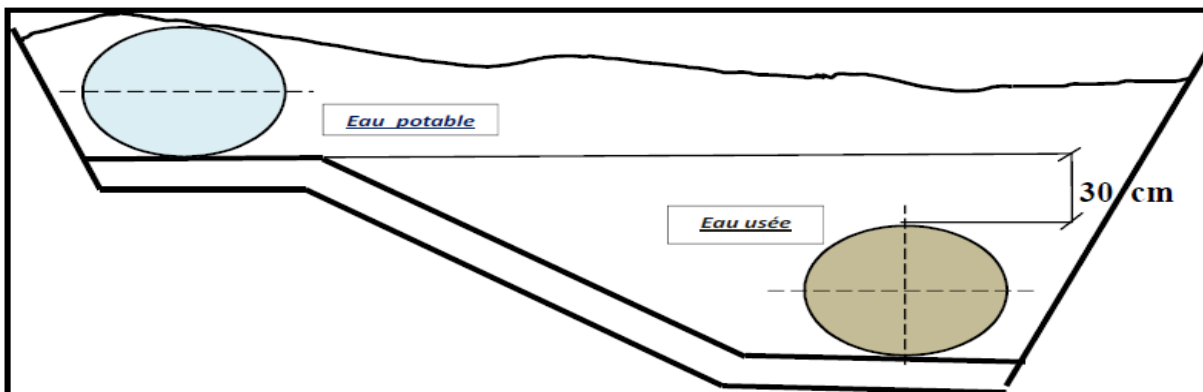
**NB :** tous les tronçons seront posés en terre d'une façon ordinaire sauf quelques uns, dont on a suggéré les poses citées ci-dessous.

#### VII.2.2. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Ce cas concerne la totalité des tronçons sauf les tronçons 3-4 ; 8-11 ; 10-11.

Ces tronçons seront posés 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 30 cm ou plus (pour éviter la contamination des eaux potables),

figure IV.1 ci après montré ça :



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

#### VII.2.3. Pose des conduites en traversées des routes :

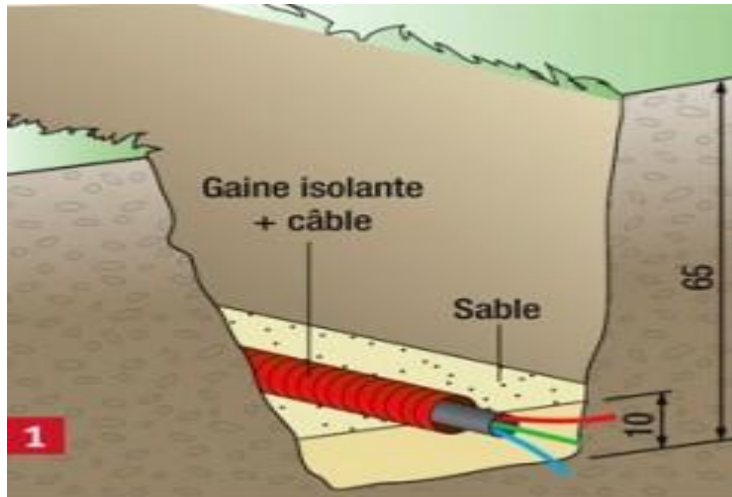
Cette pose sera appliquée pour les tançons 1-7 ; 3-4 ; 9-10 ; 8-11, pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

-Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont Introduites, il isole nos conduites contre la vibration et aussi isolation thermique. [2]

-Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton. [2]

**NB** : dans notre cas nous allons opter pour la traversée au moyen des gaines (voir à ses avantages dans la pratique) (voir Figure VII.2)

Remarque : on peut utiliser ces gaines lorsque la canalisation traversé la voie ferré .



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

#### Les grillage et la distance normalisée :

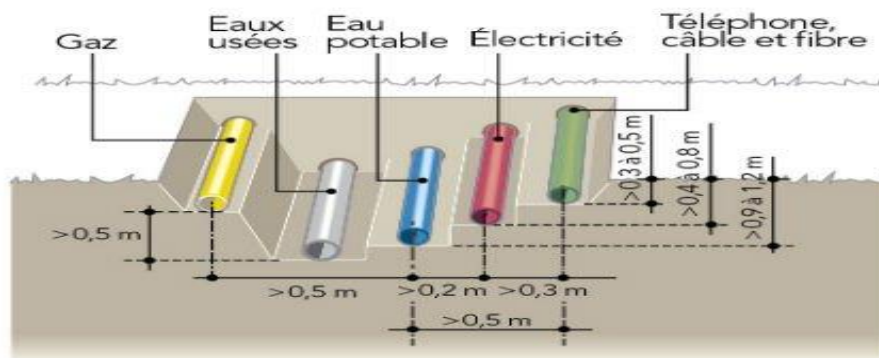
Les normes d'enfouissement des diverses canalisations définissent également les couleurs permettant l'identification des réseaux enterrés.

- **Bleu** pour l'eau potable distribution et transport,
- **Jaune** pour les gaz combustibles de distribution et de transport y compris les hydrocarbures liquides ou liquéfiés,
- **Marron** pour l'assainissement,
- **Rouge** pour les réseaux électriques BT et HT (basse tension et haute tension),
- **Vert** pour les gaines de télécommunication et vidéo en pleine terre.

Les réseaux doivent être séparés les uns des autres par une distance minimale de 20 cm.

Pour les réseaux d'assainissement, la profondeur peut varier selon les terrains et les régions en raison des risques liés au gel. [2]

## Chapitre -VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER



**Figure VII.3:** l'emplacement des différents réseaux par rapport réseau d'AEP [2]

### VII.3 Utilisation des Butées et verrouillage :

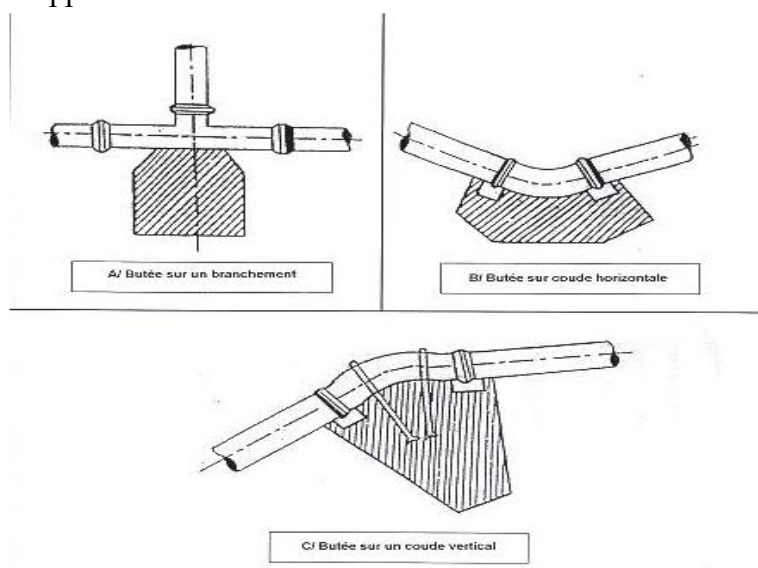
Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple. Pour éviter tout risque de déboîtement, il convient essentiel de rééquilibrer ces efforts, en réalisant des massifs de butée en béton sur les canalisations [2].

#### 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 : [2]

- 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.



**Figure VII.4 :** Les butées.

**NB :** pour notre cas on prévoit des butées en béton au niveau des deux coudes et les Tés , au long de la conduite de distribution et l'adduction.

**VII.4. Les différents travaux de mises en place des canalisations :**

**VII.4.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**

**VII.4.1.1. Matérialisation :**

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 [2].

**VII.4.1.2. Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où 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. [2]

**VII.4.2. Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

**VII.4.2.1. Enlèvement de la couche végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant : [2]

$$V_{cr} = L \cdot b \cdot e \dots\dots\dots(\text{VII.1}).$$

Avec :

V<sub>cr</sub> : volume de la terre décapée en (m<sup>3</sup>) ;

L : longueur totale des tranchées en (m);

b : largeur de la couche végétale (m);

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer (voir figure VI.10).

**Remarque :** dans le cas distribution et adduction, largeur de la couche végétale est la largeur de la tranchée.

pour le réservoir . Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant :

$$V_{cr} = B^2 \dots\dots\dots(\text{VII.2}).$$

Avec : B= D<sub>ext</sub> +(2×3)

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur de réservoir, D<sub>ext</sub> = 16.4 m.

$$\text{Donc : } V_{cr} (\text{réservoir}) = 501.76 \text{ m}^3$$

**VII.4.2.2. 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.

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.6 m pour : [2]

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.



## Chapitre -VII-

### POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçons successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique (figure VII.8).

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La largeur de la tranchée (b) ;
- La profondeur de la tranchée (Htr) ;

#### 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 côté de celle-ci. (Figure VII.5). La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \dots\dots\dots(\text{VII.3}).$$

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 1.50 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 :

$$H_{tr} = D + H_1 + H_2 \dots\dots\dots(\text{VII.4}).$$

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

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

H2: distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), elle est entre 80 et 120cm ; on prend  $H_2 = 0.9$  m

D : diamètre de la conduite (mm).

$$\text{Donc : } H_{tr} = D + 1.1$$

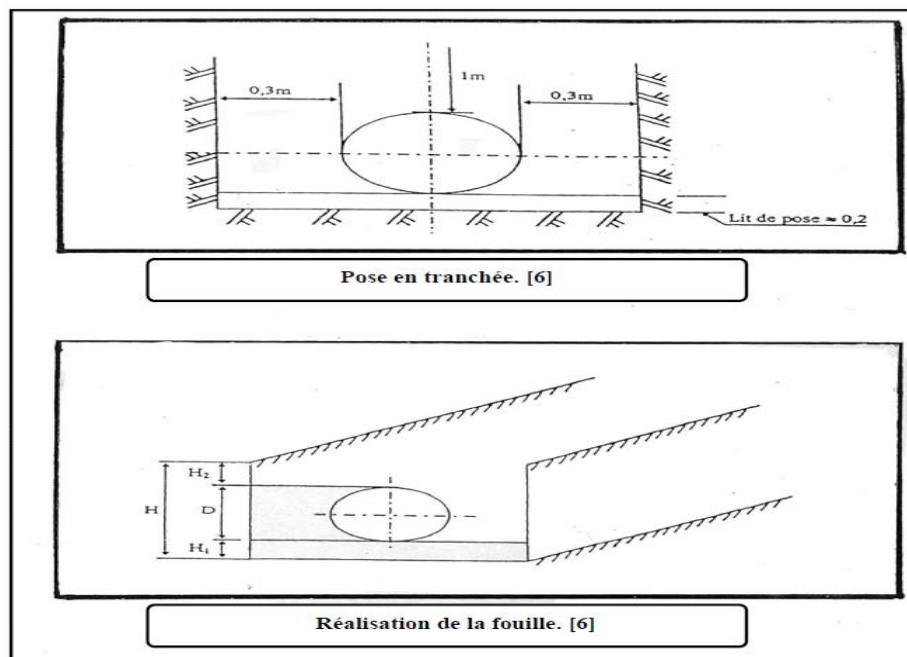


Figure VII.5: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire

**Chapitre -VII-  
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

**VII.4.2.2.1 la section de la tranchée:**

Les sections des tranchées sont de forme rectangulaire dont l'aire est :

$$\text{Str} = \text{Htr} \times \text{b} \dots\dots\dots(\text{VII.5}).$$

Avec :

Str : la sections de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

**VII.4.2.2.2 le volume de déblai :**

Le volume de déblai (volume à excaver) est donné par la formule suivant :

$$\text{Vd} = \text{Str} \times \text{L} \dots\dots\dots(\text{VII.6}).$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;

Str : la section de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

L : la langueur de la tranche (la langueur de la conduite) ;

• **Remarque :**

Le volume de déblai pour le réservoir est :

$$\text{Vd res} = \text{S}_F \times \text{H}_{BS} \dots\dots\dots(\text{VII.7}).$$

Avec :

S<sub>F</sub> : section de fouille tel que  $\text{S}_F = \frac{\pi \times (\text{Dext} + 2)^2}{4} = 265.90 \text{ m}^2$  ;

H<sub>BS</sub> = la hauteur de bon sol on suppose que la couche de bon sol se trouve à 4 m de profondeur par rapport la couche de terre naturel.

Donc : le volume de déblai dans le réservoir est  $\text{Vd res} = 1063.6 \text{ m}^3$  ;

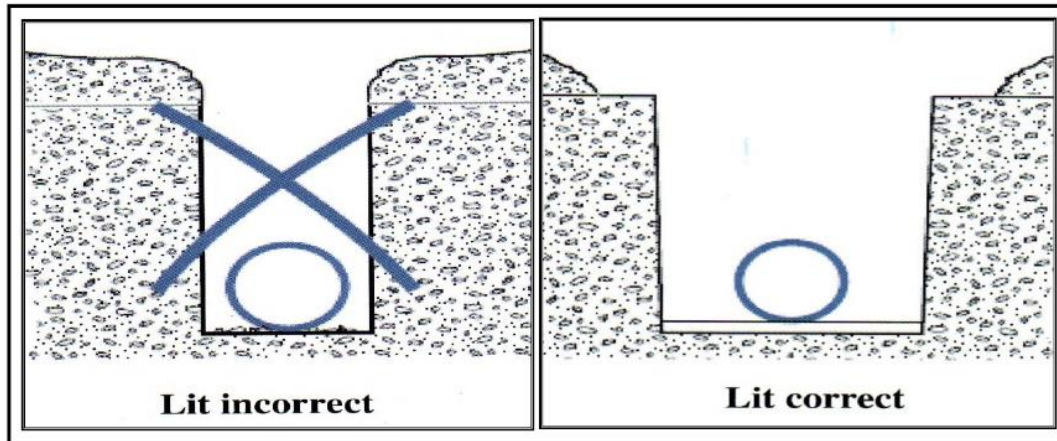
**Tableau VII.1:** Calcul de volume déblai des fouilles et volume décapé de terre végétale

	Tronçons	L totale (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m <sup>2</sup> )	Vdéblai (m <sup>3</sup> )	V décapé (m <sup>3</sup> )
Distribution	90	680,3	0,7	1,2	0,82	558,59	46,94
	110	844,47	0,7	1,2	0,86	725,48	59,96
	125	360,7	0,7	1,2	0,89	320,35	26,15
	160	2666,22	0,8	1,3	0,96	2553,17	202,63
	200	1363,33	0,8	1,3	1,04	1417,86	109,07
	250	425,9	0,9	1,4	1,15	488,72	36,20
	315	323	0,9	1,4	1,29	418,20	29,55
	400	442,54	1,0	1,5	1,50	663,81	44,25
Adduction	250	1379,35	0,9	1,4	1,15	1582,80	117,24
Réservoir						1063,6	501,76
TOTALE						<b>9792,59</b>	<b>1173,76</b>

**N.B :** D'après ce tableau, le volume total du déblai est de **9792,59 m<sup>3</sup>**, et le volume décapé de la terre végétale est **1173,76 m<sup>3</sup>**

**VII.4.2.3. 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 projet on prend 0.2 m.



*Figure VII.6 : Lit de pose.*

**Le volume de lit de sable :**

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$V_{\text{sable}} = S_s \times L \dots\dots\dots (VII.8).$$

Avec :

$S_s$  : la section de lit de sable est égale  $S_s = e \times b$  (m<sup>2</sup>) ;

$L$  : longueur de la tranchée (m) ;

$e$  : épaisseur de lit de sable,  $e = 0.2$  m ;

$b$  : largeur de la tranchée (m) ;

**VII.4.2.4. Remblayage des tranchées :**

La mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage (voir figure figure VII.9), en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales : [3]

**VII.4.2.4.1 Le remblai d'enrobage :**

Comprend le lit de pose, 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, peut être constitué du même matériau que celui de lit de pose,

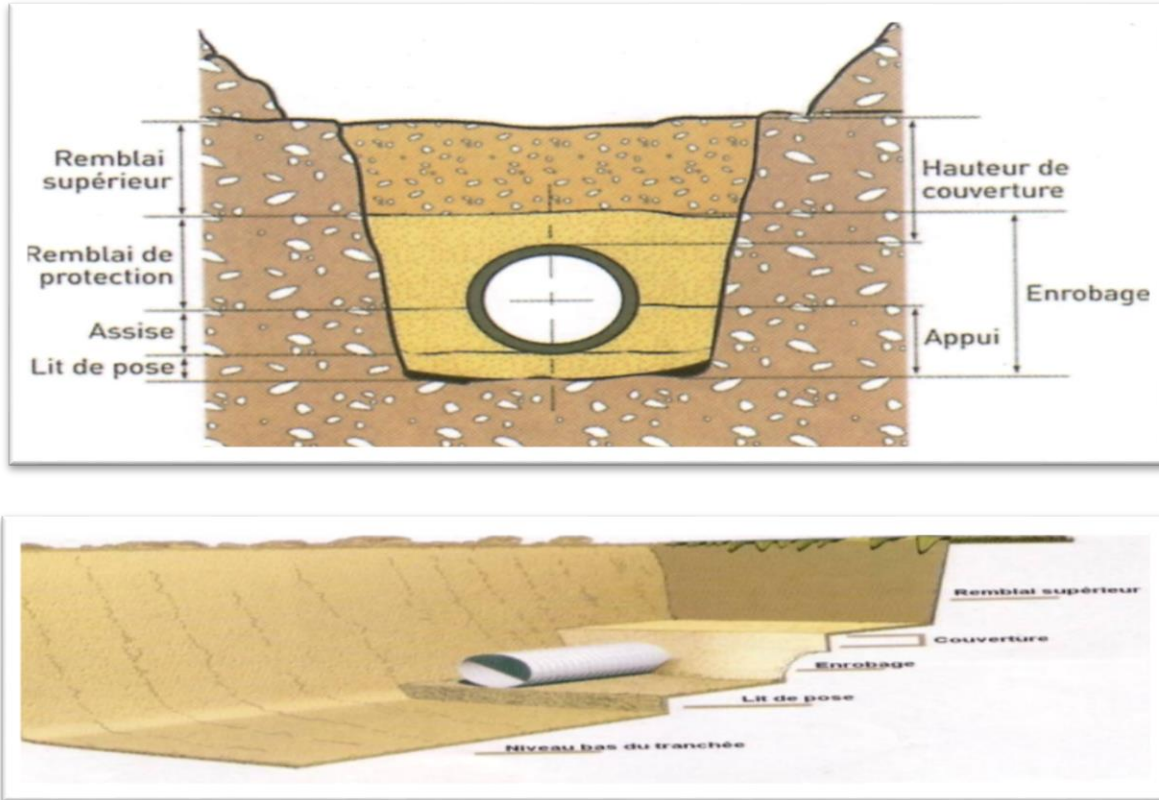
Dans notre projet cette remblai on réutilise les déblais d'extraction de la fouille. [2].

**VII.4.2.4.2 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 [2].

**Chapitre -VII-  
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**



*Figure VII.7: Remblayage des tranchées. [9]*

**VII.4.2.4.3 Calcul Le volume de remblai :**

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_R = V_d - \left[ \left( \frac{\pi D^2}{4} \times L \right) + V_{\text{sable}} \right] \dots\dots\dots (VII.9).$$

Volume de tuyaux

- $V_R$  : volume de remblai
- $V_d$  : volume de déblai ( $m^3$ ) ;
- $V_{\text{sable}}$  : volume de lit de sable ( $m^3$ ) ;
- $D$  : diamètre de la conduite (m) ;
- $L$  : longueur de la conduite ;

**Tableau VII.2** Calcul le volume du remblai

	Tronçons	L totale (m)	b (m)	Ssable ( $m^2$ )	Vsable ( $m^3$ )	Vdeblai ( $m^3$ )	V remblai ( $m^3$ )
Distribution	90	680,3	0,7	0,14	95,24	558,59	459,02
	110	844,47	0,7	0,14	118,23	725,48	599,23
	125	360,7	0,7	0,14	50,50	320,35	265,43
	160	2666,22	0,8	0,16	426,60	2553,17	2072,99
	200	1363,33	0,8	0,16	218,13	1417,86	1156,92
	250	425,9	0,9	0,18	76,66	488,72	391,16
	315	323	0,9	0,18	58,14	418,20	334,90
400	442,54	1,0	0,2	88,51	663,81	519,72	
Adduction	250	1379,35	0,9	0,18	248,28	1582,80	1266,84
<b>TOTALE</b>					<b>1380,29</b>		<b>7066,22</b>

## Chapitre -VII-

### POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

**N.B :** D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **7066,22 m<sup>3</sup>**. Et le volume totale de sable est **1380,29 m<sup>3</sup>**

#### VII.4.2.5. 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.4.2.6. 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 une désinfection du réseau et le nettoyage des canalisations. [3]

La désinfection des installations d'eau potable est une étape importante avant la mise en service. Pour qu'elle soit efficace, il convient de respecter toute la procédure. [3]

La désinfection suit une procédure stricte, formalisée dans le guide technique de conception et de mise en œuvre des réseaux d'eau destinés à la consommation humaine. Cette procédure comporte un rinçage préalable, la préparation de l'installation pour l'injection de produits désinfectants, la désinfection proprement dite, le rinçage final et un contrôle de la qualité de l'eau après désinfection, avant de livrer l'eau à la consommation publique.[3]

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

- Le permanganate de potassium (KMnO<sub>4</sub>) ;
- Hypochlorite de calcium (ClOCa) ;
- 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.3:** *Produits de désinfection (Doses et temps de contact)*

Désinfectants utilisés	Temps de contact 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)

## Chapitre -VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER

**Remarque :** Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé à l'eau claire, Le rinçage des canalisations est effectué avec l'eau du réseau à une vitesse supérieure à 1 m/s pendant deux heures. les prélèvements de contrôle sont faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux (pH de l'eau, concentration résiduelle en désinfectant, présence d'ammonium, de nitrite ou de fer, et tous les paramètres microbiologiques (streptocoques, bactéries...)), et si les résultats sont défavorables, l'opération est renouvelée dans les mêmes conditions.

### **VII.4.2.7. Remplissage progressif :**

Après ces opérations de préparation, le réseau est rempli progressivement, de manière à éviter les poches d'air et pas endommagé les canalisations.

### **VII.4.2.8. Définitions des engins de terrassement utilisés :**

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée. [3]

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

#### **VII.4.2.8.1 Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :  
Godet normal pour travail en butée. Godet rétro pour travail en fouille et en tranché. Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage. Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).



*Figure VII.8: Pelle hydraulique [2]*

**VII.4.2.8.2 Chargeur :**

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



**Figure VII.9:** Chargeur [2]

**VII.4.2.8.3 Dozer :**

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever. Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

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

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



**Figure VII.10:** Bulldozer. [2]

**Chapitre -VII-  
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

**VII.4.2.8.4 Compacteur (vibrateur de sol) :**

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

**VII .5 EVALUATION DU PROJET :**

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et en fin, on trouve le coût totale du projet.

Les tableaux suivants montrent le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude.

**VII .5.1 Devis estimatif et quantitatives :**

**Tableau VII.4** *Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l'ouvrage de stockage*

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUATITE	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT ESTIMATIF (DA)
1	Terrassement				
	Décapage	m <sup>3</sup>	9792,59	300	2937777
	Déblai	m <sup>3</sup>	1173,76	300	352128
	Pose de lit de sable	m <sup>3</sup>	1380,29	400	552116
	Remblai	m <sup>3</sup>	7066,22	300	2119866
2	Diamètres des conduites d'adduction et distribution				
Distribution	90	ML	680,3	420,14	285821,24
	110	ML	844,47	632,39	534034,38
	125	ML	360,7	772,36	278590,25
	160	ML	2666,22	1336,43	3563216,39
	200	ML	1363,33	1931,48	2633244,63
	250	ML	425,9	3036,15	1293096,29
	315	ML	323	4789,47	1546998,81
Adduction	250	ML	442,54	7837,53	3468420,53
3	Réalisation de regards de sectionnement en béton armé avec tampon en fonte série lourde avec la pose de vanne de sectionnement et pièces spéciales de raccordement (tés, coudes, réduction .....etc)				
Nœuds 01	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 02	/	U	1	250 000	250 000
Nœuds 03	/	U	1	250 000	250 000
Nœuds 04	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 05	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 06	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 07	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 08	/	U	1	280 000	280 000
Nœuds 09	/	U	1	280 000	280 000
Nœuds 10	/	U	1	490 000	490 000



**Chapitre -VII-  
POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

Nœuds 11	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 12	/	U	1	170 000	170 000
Nœuds 13	/	U	1	250 000	250 000
4	Réalisation des regards de sectionnement en béton armé avec tampon en fonte série lourde avec la pose de la ventouse				
Regard N°01	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°02	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°03	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°04	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°05	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°06	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°07	/	U	1	80 000	80 000
Regard N°08	/	U	1	80 000	80 000
5	Réalisation des regards de sectionnement en béton armé avec tampon en fonte série lourde avec la pose du robinet de vidange				
Regard N°09	/	U	1	65000	65000
Regard N°10	/	U	1	65000	65000
Regard N°11	/	U	1	65000	65000
Regard N°12	/	U	1	65000	65000
Regard N°13	/	U	1	65000	65000
Regard N°14	/	U	1	65000	65000
6	Traversée de la voie ferré pour pose de canalisation en PEHD Ø400 par fonçage horizontal avec gaine en acier enrobé Ø800.				
Tronçons R-1	/	ML	3	10000	30000
7	Traversée de la route pour pose des canalisations en PEHD par fonçage horizontal avec gaine en acier enrobé Ø800.				
Tronçons 1-7	Ø 315	ML	5	10000	50000
Tronçons 3-4	Ø160	ML	5	10000	50000
Tronçons 9-10	Ø110	ML	5	10000	50000
Tronçons 8-11	Ø90	ML	5	10000	50000
8	Fourniture et pose de bouche d'incendie de diamètre DN80mm				
La bouche d'incendie	/	U	10	50000	500000
9	Les pompes pour le refoulé l'eau de forage vert réservoir 1000 m <sup>3</sup>				
Deux pompes émergées	Type P8C/5/30/6C	U	2	1000000	2000000
10	Réservoir de volume 1000 m <sup>3</sup>				
	Réservoir semi en terré	FFT	1	36961162	36961162
Totale HT					69 604 385
TVA 19 %					13224833,15
<b>TOTALE TTC</b>					<b>82829218,18</b>

Remarque : le devis estimatif est quantitative de notre réservoir 1000 m<sup>3</sup> est mettre dans ANNEXE VII.1

## **Chapitre -VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'AEP et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose.

Nous avons estimé aussi le cout totale de projet est de 82829218,18 DA (quatre-vingt-deux millions huit cent vingt-neuf mille deux cent dix-huit virgule dix-huit dinar algérien)

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE :

A travers cette étude, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur les insuffisances que contient le système d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI LAKHDAR.

Dans ce cadre nous avons cité quelques anomalies existantes au niveau du réseau de distribution, l'adduction, des ouvrages de stockage et des sources, dans notre étude on s'intéresse à la zone basse.

L'étude d'alimentation en eau potable de la commune de SIDI LAKHDAR (W. Ain defla) a nécessité une collecte des données qui a révélé un relief accidenté qui divise la zone en deux parties : une partie haute et une partie basse avec la possibilité d'alimenter la zone haute à partir d'un réservoir déjà existant tandis que la partie basse a nécessité la projection d'un nouveau réservoir qui sera alimentée depuis deux forages à travers deux pompes immergées et identiques qui assurent un débit de 60 l/s et une HMT de 98.8 m.c.e à travers une conduite de longueur 1379,35 ml, et de diamètre de 250 mm. cette dernière est en PEHD, ce matériau a été choisi en fonction de ces propriétés et son coût.

Pour les remèdes contre ces insuffisances, les recommandations suivantes s'imposent:

- Rénovation du réseau de distribution de la zone basse.
- Projection d'un réservoir de capacité 1000 m<sup>3</sup> à une cote de radier 319.41m .
- Une nouvelle conduite d'adduction et son tracé vers le réservoir projeté de 1000 m<sup>3</sup>.

Le dimensionnement du réseau se fait au moyen d'un logiciel de simulation hydraulique Epanet 2.0.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées des différents accessoires, et on a aussi défini à chacune, une pose adéquate à son emplacement dans le terrain.

Les différentes opérations dans le cadre de la réalisation de notre projet du décapage jusqu'aux travaux de finition sont organisés de manière optimale.

En effet, la réalisation de notre projet d'alimentation en eau potable de la zone d'étude nécessite un coût estimé par quatre-vingt-deux millions huit cent vingt-neuf mille deux cent dix-huit virgule dix-huit dinar algérien

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Chapitre -III- DIMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

- [1] : B.Salah (2014), Alimentation en eau potable ,polycopié, ENSH, blida.
- [2] : « Réseaux de distribution - Conception et dimensionnement - Différents éléments du réseau de distribution -publique-42264210/reseaux-de-distribution-d4220/differents-elementes-du-reseau-de-distribution-edf EDF ». Consulté le 11 avril 2018. <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/energies-th4/reseaux-electriques-de-distribution -d4220niv10003.html>.
- [3] : « Réseau de distribution ». Définitions marketing. Consulté le 11 avril 2018. <https://www.definitions-marketing.com/definition/reseau-de-distribution/>.
- [4] : « Les types de réseaux ». Consulté le 11 avril 2018. <http://www.wikip.fr/distribution/les-types-de-reseaux>.
- [5] : « réseau maille de l'AEP - Recherche Google ». Consulté le 11 avril 2018. [https://www.google.dz/search?q=r%C3%A9seau+maille+de+l%27AEP&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjHu\\_zZ5LLaAhUBz1MKHSPfAmYQ\\_AUICigB&biw=1366&bih=662#imgrc=QIXTS\\_BII-tBbM](https://www.google.dz/search?q=r%C3%A9seau+maille+de+l%27AEP&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjHu_zZ5LLaAhUBz1MKHSPfAmYQ_AUICigB&biw=1366&bih=662#imgrc=QIXTS_BII-tBbM):
- [6] : polycopé de logiciel EPANET

### Chapitre - IV- ETUDE DES RESERVOIRS

- [1] : « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations», E.N.S.H.BLIDA.2014.112p. [2]« Alimentation en eau potable : Équipement complet pour réservoir surélevé au plus haut niveau ». Consulté le 8 mai 2018. <http://www.huber.fr/fr/global/huber-report/ablage-berichte/edelstahlausrustungsteile/trinkwasserspeicher/alimentation-en-eau-potable-equipement-complet-pour-reservoir-sureleve-au-plus-haut-niveau.html>.
- [2] :« Chapitre1 : Présentation de réservoir | Energies Renouvelables et Environnement ». Consulté le 6 mai 2018. <http://hmf.enseiht.fr/travaux/bei/beiere/content/2012-g03/chapitre1-presentation-de-reservoir-0>.
- [3]:System, WOLF. « Réservoirs d'eau potable - Réservoirs - Réservoirs en BA - Wolf System France ». Consulté le 8 mai 2018. <http://www.wolfssystem.fr/Reservoirs-en-BA/Reservoirs/Reservoirs-d-eau-potable>.
- [4] :B.Salah (2014), Alimentation en eau potable ,polycopié, ENSH, blida.

### Chapitre - V- ETUDE D'ADDUCTION

- [1] Futura. « Adduction d'eau ». Futura. Consulté le 23 mai 2018. <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-adduction-eau-10491/>.

### Chapitre -VI- LES ACCESSOIRES DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

- [1] : B.Salah (2014), Alimentation en eau potable ,polycopié, ENSH, blida.
- [2] :« Robinet vanne Euro20 type21 NG2 FAH fermeture anti-horaire diamètre nominal 100mm PN10 CARPECB Réf. RDB10ADCH PAM - PONT A MOUSSON - Eau potable -

POINT.P Travaux Publics ». Consulté le 18 avril 2018. <https://www.pointp-tp.fr/eau-potable/robinet-vanne-euro20-type21-ng2-fah-fermeture-anti-horaire-diametre-A3767675>.  
[3] : « VAG CEREX® 300-W Vanne papillon pour bridage entre conduites hydrauliques ». Consulté le 18 avril 2018.

<http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:http://www.vag-armaturen.com/fr/produits/detail-product/product/vag-cerexR-300-w-vanne-papillon-2.html>.

[4] : « Clapet anti-retour ZETKA pour sectionnement rapide contre le reflux ». Consulté le 18 avril 2018. <http://www.vag-armaturen.com/fr/produits/detail-product/product/clapet-anti-retour-a-double-battant-vag-zetka.html>.

[5] : « Ventouses AEP - LOKISTAGNEPAS (eau potable AEP) », 6 août 2007. <http://lokistagnepas.canalblog.com/archives/2007/08/06/5815305.html>.

[6] : « Hydrant ». *Wikipédia*, 2 avril 2018. <https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Hydrant&oldid=147054384>.

[7] : « MÉMOIRE ». Consulté le 18 avril 2018. <http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:https://www.univ-eloued.dz/images/memoir/file/M.T-095-01.pdf>.

[8] : « Les Poteaux d'Incendie (PI) - LOKISTAGNEPAS (eau potable AEP) », 16 septembre 2007. <http://lokistagnepas.canalblog.com/archives/2007/09/16/6216069.html>.

[9] : « Régulateur de pression à ressort Type DRVD | Saint-Gobain PAM France ». Consulté le 19 avril 2018. <http://www.pamline.fr/catalog/details/RPRRL21REG275>.

[10] : « Venturi ». Consulté le 19 avril 2018. <http://www.deltafluid.fr/produit-4/venturi.html>.

[11] : « Tuyère ». Consulté le 19 avril 2018. <http://www.deltafluid.fr/produit-3/tuyere.html>.

[12] : « MyWay ». Consulté le 19 avril 2018. <https://int.search.myway.com/search/AJimage.jhtml?&n=7848df64&p2=%5ECCG8%5Exdm105%5ETTAB02%5Edz&pg=AJimage&pn=1&ptb=203FDBCE-0DC0-45A2-8CE5-FBB0D69E7864&q=&searchfor=le+role+de+diaphragme+pour+mesure+le+d%C3%A9bit&si=&ss=sub&st=tab&tpr=sbt&trs=wtt&imgs=1p&filter=on&imgDetail=true>.

[13] : « Manomètre à aiguille pour mesurer la pression - Jeulin ». Consulté le 19 avril 2018. <https://www.jeulin.fr/produits/instrumentation-mesure/mesure-physique/pression/manometres-et-barometres-a-aiguille.html>.

[14] : « Manomètre différentiel à soufflet - Instruments de pression différentielle - Prisma Instruments ». Consulté le 19 avril 2018. <http://www.prisma-instruments.com/instruments-de-mesure-et-regulation/instruments-de-pression-differentielle/manometre-differentiel-a-soufflet>.

[15] : « Bouche de lavage et d'arrosage antipollution incongelable D3 15 diamètre nominal 25 prise G1 BAY - BAYARD DIVISION FRANCE - Eau potable - POINT.P Travaux Publics ». Consulté le 19 avril 2018. <https://www.pointp-tp.fr/eau-potable/bouche-de-lavage-et-d-arrosage-antipollution-incongelable-d3-15-diametre-nominal-25-prise-g1-bay-A1291110>.

[16] : « Définition | Antibélier - Anti-bélier | Futura Maison ». Consulté le 20 avril 2018. <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-antibelier-10509/>.

[17] : « Assemblage de tubes bout à bout : les différents types de chanfreins et comment les réaliser ». Consulté le 20 avril 2018. <http://www.protem.fr/actualites/43-assemblage-de-tubes-bout-a-bout-les-differents-types-de-chanfreins-et-comment-les-realiser>.

[18] : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

[19] : livre RACCORD pour tuyaux d'eau potable en PEHD

[20]:« Vannes by-pass | TLV - Spécialiste de la Vapeur (France) ». Consulté le 20 avril 2018.  
<https://www.tlv.com/global/FR/steam-theory/bypass-valves.html>.

## **Chapitre -VII- POSE DE CANALISATION ET ORGANISATION DE CHANTIER**

[1] : « Glossaire : définition du terme Organisation de chantier ». Consulté le 22 avril 2018.  
<http://www.infociments.fr/glossaire/o/organisation-chantier>.

[2] : Cherifdj. « L'ORGANISATION DU CHANTIER ». *Génie civil* (blog), 11 février 2009.  
[http://geniecivil-batiment.blogspot.com/2009/02/lorganisation-du-chantier\\_2245.html](http://geniecivil-batiment.blogspot.com/2009/02/lorganisation-du-chantier_2245.html).

[3] :« Réseaux d'eau potable : Désinfecter avant la mise en service : FFB ». Consulté le 6 juin 2018. [http://www.ffbatiment.fr/federation-francaise-du-batiment/laffb/mediatheque/batimetiers.html?ID\\_ARTICLE=1686](http://www.ffbatiment.fr/federation-francaise-du-batiment/laffb/mediatheque/batimetiers.html?ID_ARTICLE=1686).



# **ANNEXES**

## ANNEXE II.1 :

**La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.**

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

## ANNEXE III.1:

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

# تيكس

## 3 Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=75 mm S=4,5 mm Di=66 mm			D=90 mm S=5,4 mm Di=79,2 mm			D=110 mm S=6,6 mm Di=96,8 mm			D=125 mm S=7,4 mm Di=110,2 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)
0.20	0.68	0.92	0.20	0.98	0.73	0.20	1.47	0.58	0.20	1.91	0.47
0.30	1.03	1.75	0.30	1.48	1.50	0.30	2.21	1.13	0.30	2.86	0.93
0.40	1.37	3.19	0.40	1.97	2.51	0.40	2.94	1.97	0.40	3.81	1.61
0.50	1.71	4.51	0.50	2.46	3.47	0.50	3.68	2.87	0.50	4.77	2.45
0.60	2.05	6.03	0.60	2.95	4.87	0.60	4.41	3.92	0.60	5.72	3.24
0.70	2.39	8.37	0.70	3.45	6.49	0.70	5.15	5.30	0.70	6.67	4.35
0.80	2.74	10.35	0.80	3.94	8.32	0.80	5.88	6.66	0.80	7.63	5.62
0.90	3.08	13.28	0.90	4.43	10.35	0.90	6.62	8.39	0.90	8.58	7.04
1.00	3.42	15.71	1.00	4.92	12.80	1.00	7.36	10.05	1.00	9.53	8.44
1.10	3.76	18.32	1.10	5.42	15.02	1.10	8.09	11.85	1.10	10.49	10.13
1.20	4.10	22.08	1.20	5.91	17.65	1.20	8.83	14.08	1.20	11.44	11.77
1.30	4.45	25.12	1.30	6.40	20.48	1.30	9.56	16.17	1.30	12.39	13.53
1.40	4.79	29.46	1.40	6.89	23.51	1.40	10.30	18.73	1.40	13.35	15.62
1.50	5.13	32.92	1.50	7.39	26.07	1.50	11.03	21.11	1.50	14.30	17.62
1.60	5.47	36.56	1.60	7.88	29.45	1.60	11.77	23.62	1.60	15.25	19.97
1.70	5.81	41.69	1.70	8.37	33.02	1.70	12.50	26.62	1.70	16.21	22.20
1.80	6.16	45.75	1.80	8.86	36.78	1.80	13.24	29.46	1.80	17.16	24.82
1.90	6.50	51.44	1.90	9.36	40.73	1.90	13.98	32.82	1.90	18.11	27.29
2.00	6.84	55.91	2.00	9.85	44.87	2.00	14.71	35.91	2.00	19.07	30.17
2.10	7.18	60.56	2.10	10.34	49.20	2.10	15.45	39.12	2.10	20.02	32.87
2.20	7.52	67.03	2.20	10.83	53.00	2.20	16.18	42.95	2.20	20.97	36.00
2.30	7.86	72.09	2.30	11.33	57.20	2.30	16.92	46.44	2.30	21.93	38.94
2.40	8.21	79.10	2.40	11.82	58.43	2.40	17.65	50.59	2.40	22.88	42.33
2.50	8.55	84.56	2.50	12.31	63.32	2.50	18.39	54.36	2.50	23.83	45.85
2.60	8.89	90.20	2.60	12.80	67.37	2.60	19.12	58.25	2.60	24.79	49.14
2.70	9.23	97.98	2.70	13.29	72.60	2.70	19.86	62.86	2.70	25.74	52.92
2.80	9.57	104.03	2.80	13.79	78.02	2.80	20.60	67.04	2.80	26.69	56.44
2.90	9.92	112.36	2.90	14.28	83.63	2.90	21.33	71.96	2.90	27.65	60.06
3.00	10.26	118.78	3.00	14.77	89.42	3.00	22.07	76.41	3.00	28.60	64.21

## ANNEXE III.2

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

# تیکس

## 3 Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge  $K=0,015$  mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=160 mm S=9,5 mm Di=141 mm			D=200 mm S=11,9 mm Di=176,2 mm			D=250 mm S=14,8 mm Di=220,4 mm			D=315 mm S=18,7 mm Di=277,6 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)
0.20	3.12	0.34	0.20	4.87	0.27	0.20	7.63	0.20	0.20	12.10	0.15
0.30	4.68	0.72	0.30	7.31	0.54	0.30	11.44	0.42	0.30	18.15	0.31
0.40	6.24	1.18	0.40	9.75	0.92	0.40	15.25	0.70	0.40	24.20	0.53
0.50	7.80	1.79	0.50	12.19	1.37	0.50	19.07	1.04	0.50	30.25	0.78
0.60	9.36	2.51	0.60	14.62	1.89	0.60	22.88	1.45	0.60	36.30	1.10
0.70	10.92	3.28	0.70	17.06	2.52	0.70	26.69	1.92	0.70	42.35	1.45
0.80	12.49	4.20	0.80	19.50	3.20	0.80	30.51	2.46	0.80	48.39	1.85
0.90	14.05	5.16	0.90	21.93	3.99	0.90	34.32	3.04	0.90	54.44	2.30
1.00	15.61	6.29	1.00	24.37	4.82	1.00	38.13	3.69	1.00	60.49	2.79
1.10	17.17	7.52	1.10	26.81	5.73	1.10	41.95	4.39	1.10	66.54	3.32
1.20	18.73	8.77	1.20	29.25	6.71	1.20	45.76	5.15	1.20	72.59	3.90
1.30	20.29	10.19	1.30	31.68	7.80	1.30	49.57	5.98	1.30	78.64	4.52
1.40	21.85	11.62	1.40	34.12	8.97	1.40	53.39	6.85	1.40	84.69	5.18
1.50	23.41	13.24	1.50	36.56	10.16	1.50	57.20	7.78	1.50	90.74	5.89
1.60	24.97	14.96	1.60	38.99	11.42	1.60	61.01	8.76	1.60	96.79	6.63
1.70	26.53	16.66	1.70	41.43	12.82	1.70	64.82	9.80	1.70	102.84	7.42
1.80	28.09	18.57	1.80	43.87	14.22	1.80	68.64	10.92	1.80	108.89	8.26
1.90	29.65	20.45	1.90	46.31	15.75	1.90	72.45	12.06	1.90	114.94	9.12
2.00	31.21	22.55	2.00	48.74	17.31	2.00	76.26	13.26	2.00	120.99	10.04
2.10	32.77	24.74	2.10	51.18	18.93	2.10	80.08	14.52	2.10	127.04	10.99
2.20	34.33	26.89	2.20	53.62	20.68	2.20	83.89	15.82	2.20	133.09	12.00
2.30	35.90	29.27	2.30	56.05	22.44	2.30	87.70	17.22	2.30	139.14	13.03
2.40	37.46	31.59	2.40	58.49	24.34	2.40	91.52	18.64	2.40	145.18	14.11
2.50	39.02	34.16	2.50	60.93	26.23	2.50	95.33	20.11	2.50	151.23	15.23
2.60	40.58	26.82	2.60	63.37	28.20	2.60	99.14	21.63	2.60	157.28	16.40
2.70	42.14	39.40	2.70	65.80	30.31	2.70	102.96	23.21	2.70	163.33	17.59
2.80	43.70	42.25	2.80	68.24	32.41	2.80	106.77	24.88	2.80	169.38	18.84
2.90	45.26	45.01	2.90	70.68	34.67	2.90	110.58	26.56	2.90	175.43	20.11
3.00	46.82	48.04	3.00	73.11	36.91	3.00	114.40	28.30	3.00	181.48	21.45

### ANNEXE III.3:

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD selon la pression nominale

<b>Diametre Normalisé DN</b>	<b>Epaisseur E</b>	<b>Diamètre Interieur Di</b>	<b>Epaisseur E</b>	<b>Diamètre Interieur Di</b>	<b>Epaisseur E</b>	<b>Diamètre Interieur Di</b>
	<b>PE80- PN 6</b>		<b>PE80- PN 10</b>		<b>PE80- PN 16</b>	
<b>20</b>	2	16	2	16	2,3	15,4
<b>25</b>	2	21	2	21	3	19
<b>32</b>	2	28	2,4	27,2	3,6	24,8
<b>40</b>	2	36	3	34	4,5	31
<b>50</b>	2,4	45,2	3,7	42,6	5,6	38,8
<b>63</b>	3	57	4,7	53,6	7,1	48,8
<b>75</b>	3,6	67,8	5,6	63,8	8,4	58,2
	<b>PE100- PN 6</b>		<b>PE100- PN 10</b>		<b>PE100- PN 16</b>	
<b>90</b>	3,5	83	5,4	79,2	8,2	73,6
<b>110</b>	4,2	101,6	6,6	96,8	10	90
<b>125</b>	4,8	115,4	7,4	110,2	11,4	102,2
<b>160</b>	6,2	147,6	9,5	141	14,6	130,8
<b>200</b>	7,7	184,6	11,9	176,2	18,2	163,6
<b>250</b>	9,6	230,8	14,8	220,4	22,7	204,6
<b>315</b>	12,1	290,8	18,7	277,6	28,6	257,8
<b>400</b>	15,3	369,4	23,7	352,6	36,3	327,4
<b>500</b>	19,1	461,8	29,7	440,6	45,4	409,2

## ANNEXE V.1: Prix et épaisseurs des conduites.

UNITE TUBE

### GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100) (Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010) Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513002	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
P3513003	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
P3513005	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
P3513008	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
P3513011	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
P3513014	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
P3513017	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
P3513020	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
P3513021	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
P3513024	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
P3513027	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
P3513029	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
P3513032	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
P3513034	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
P3513036	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
P3513037	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
P3513043	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513101	Ø20	2,3	38,01	44,47	PEM0
P3513102	Ø25	3	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3,6	82,22	96,2	PE100
P3513104	Ø40	4,5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5,6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7,1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8,4	447,36	623,4	PE100
P3513108	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
P3513109	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
P3513110	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
P3513054	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100

## ANNEXE V.2:

### Fiche technique de la pompe choisie.

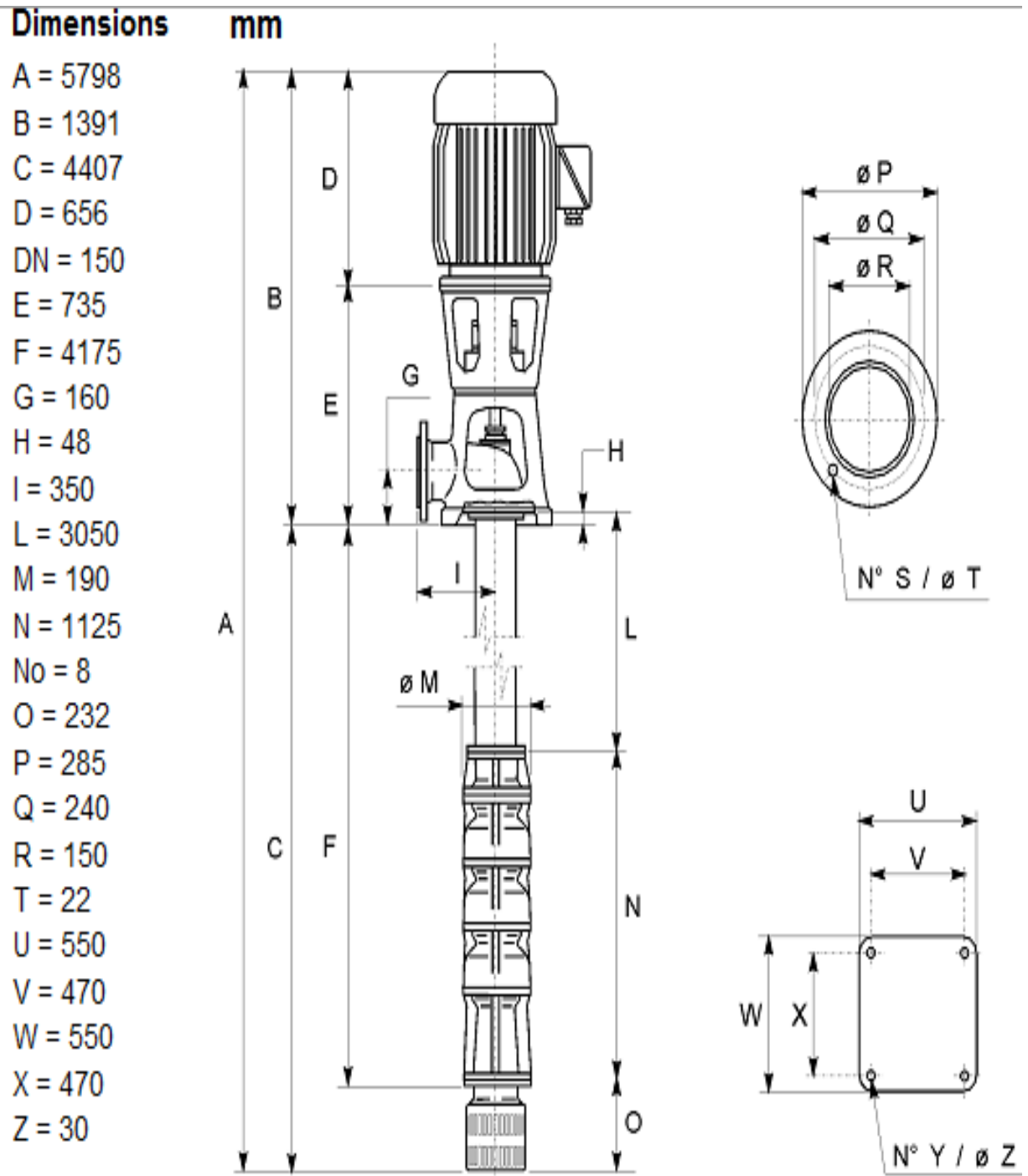
<b>MEC-A 5/100E</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit : 30 l/s	
Hauteur de refoulement : 98.8 m	
Fluide : Eau potable	
Température : 290 K	
Type d'installation : Pompes seule	
N.be de pompes : 1	
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit : 30 l/s	
Hauteur de refoulement : 98.8 m	
Puissance absorbée 37.9 kW	
Rendement : 80.3%	
Hauteur manométrique H(Q=0) : 132 m	
Orif. de refoulement : 150 mm	
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence : 50Hz	
Tension nominale : 400 V	
Vitessenominale : 2900 1/min	
Nombre de pôles : 2	
Puissance nominale P2 : 75 kW	
Courant nominal – A	
Type de moteur : 3~	
Classed'isolation : F	
Degré de protection : IP 55	
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max. : 8	
Température maxi. du liquide pompé : 363 K	
Teneur maximum en matière solides : 40 g/m <sup>3</sup>	
Densité max. : 998 kg/m <sup>3</sup>	
Viscosité maxi. : 1 mm <sup>2</sup> /s	
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids : 488 kg	

<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Roué	Fonte

[Source : Outil informatique (PumpTutor Caprari)2018]

### ANNEXE V.3:

Les dimensions géométriques de la pompe choisie.



[Source :Outil informatique (PumpTutor Caprari)2018]



**ANNEXE VII.1****Réalisation d'un réservoir R1000 m3 avec raccordement.****DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF**

<b>N°</b>	<b>DESIGNATION DES TRAVAUX</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix Unitaire</b>	<b>Montant</b>
	<b>A/ CUVE DE STOCKAGE</b>				
3	Terrassement en terrain rocheux	M3	500,00	2 500,00	1 250 000,00
4	Remblai en terre autour de l'ouvrage	M3	350,00	180,00	63 000,00
5	Transport des terres et masses rocheuses à la décharge publique	M3	1 600,00	200,00	320 000,00
6	Confection , montage et démontage de coffrage cylindrique pour paroi	M2	600,00	3 500,00	2 100 000,00
7	Confection , montage et démontage de coffrage pour radier	M2	30,00	3 000,00	90 000,00
8	Confection , montage et démontage de coffrage sphérique lisse pour la coupole	M2	300,00	4 000,00	1 200 000,00
9	Acier tors pour béton armé	KG	30 000,00	220,00	6 600 000,00
10	Béton dosé à 250kg/m3 de ciment pour béton de propreté	M3	30,00	12 000,00	360 000,00
11	Béton dosé à 400kg de ciment pour radier	M3	84,00	25 000,00	2 100 000,00
12	Béton dosé à 400 kg de ciment pour parois	M3	82,00	25 000,00	2 050 000,00
13	Béton dosé à 400 kg de ciment pour coupole	M3	45,00	25 000,00	1 125 000,00
14	Béton dosé à 250 kg de ciment pour forme de pente pour radier	M3	14,00	12 000,00	168 000,00
15	Enduit de ciment en trois couches 1:2 de 1,5 cm et 2 couches chacune de 0,5 cm d'épaisseur avec tricosal (LATEX) pour parois interieure	M2	280,00	800,00	224 000,00
16	Enduit de ciment en deux (02) couches chacune de 1,5 cm pour parois exterieurs	M2	280,00	400,00	112 000,00

17	Etanchéité en pax aluminium avec imprégnation à chaud	M2	300,00	3 500,00	1 050 000,00
18	Enduit bitumineux en deux couches sur les parois extérieures	M2	150,00	250,00	37 500,00
19	Fourniture et installation d'échelle métallique en acier galvanisé intérieur	U	1,00	40 000,00	40 000,00
20	Fourniture et installation d'échelle métallique en acier galvanisé extérieur	U	1,00	30 000,00	30 000,00
21	Fourniture de couvercle métallique 1,20x1,20m	U	1,00	15 000,00	15 000,00
22	Confection de joint Water-stop	ML	55,00	2 500,00	137 500,00
	<b>B/ CHAMBRE DE MANŒUVRE</b>				
23	Confection, montage et démontage de coffrage pour murs, radier et dalles	M2	120,00	2 000,00	240 000,00
24	Acier pour armature FE 40 A Tors	KG	2 000,00	250,00	500 000,00
25	Béton dosé à 150 kg/m3 de ciment de proprete	M3	2,50	7 000,00	17 500,00
26	Béton dosé à 400 kg de ciment pour murs, radier et dalles	M3	20,00	25 000,00	500 000,00
27	Enduit de ciment de 2,5cm d'épaisseur pour dalle et fond et murs	M2	48,00	450,00	21 600,00
28	Etanchéité en pax aluminium avec imprégnation à chaud	M2	20,00	3 000,00	60 000,00
29	Enduit bitumineux en deux couches sur les murs extérieurs	M2	31,00	300,00	9 300,00
30	Maçonnerie enbrique de 0,20x 0,40m	M2	24,00	1 800,00	43 200,00
31	Peinture-vinylique intérieure pour murs et plafond	M2	80,00	250,00	20 000,00
32	Peinture-vinylique extérieure pour murs	M2	31,00	250,00	7 750,00
33	Echelon en acier galvanisé	U	1,00	15 000,00	15 000,00
34	Peinture en deux (02) couches à l'huile sur les parties métalliques	M2	5,00	350,00	1 750,00
35	Tuyauterie pour réservoir et chambre de vannes suivant plan: Tuyau d'adduction DN 200 mm en acier Tuyau de distribution DN 400 mm en acier y compris Deux (02) vannes papillon DN 400 mm et deux (02) joints de demontage DN 300 mm.				

	débit mètre ø 400 PN 10bars avec joint de démontage Tuyau de trop plein DN 400 mm Tuyau de vidange DN 219 mm en acier y compris vanne DN 200mm et joint de demontage DN 200 mm Tuyau de drainage DN 36/40 mm en PVC	ENS	1,00	1 200 000,00	1 200 000,00
	<b>C/ TROP PLEIN</b>				
36	Terrassement en terrain de toute nature.	M3	280,00	300,00	84 000,00
37	Fourniture du sable fin d'oued pour la confection d'un lit de pose d'ep 10 cm et la couverture de la conduite jusqu'au 10 cm au dessus de la génératrice supérieure.	M3	86,00	700,00	60 200,00
38	Remblais de la tranchée en terres tamisés provenant des déblais.	M3	194,00	200,00	38 800,00
39	Fourniture et pose d'un grillage avertisseur au dessus de la conduite.	ML	200,00	80,00	16 000,00
40	Fourniture et pose de canalisation PVC DN 300mm PN 06 bars.	ML	200,00	4 000,00	800 000,00
41	Remblai en T V C autour de l'ouvrage à L'intérieur de la cloture d'un épaisseur de 30cm.	M3	160,00	3 000,00	480 000,00
42	<b>Raccordement du reservoir</b>				
a	Terrassement en terrain ordinaire de profondeur moyenne de 1,20 m.	M3	336,00	300,00	100 800,00
b	Fourniture du sable fin d'oued pour la confection d'un lit de pose d'ep 10 cm et la couverture de la conduite jusqu'au 10 cm au dessus de la génératrice supérieure.	M3	93,00	700,00	65 100,00
c	Remblais de la tranchée en terres tamisés provenant des déblais.	M3	231,00	200,00	46 200,00
e	Fourniture et pose d'un grillage avertisseur au dessus de la conduite.	ML	300,00	80,00	24 000,00

f	Fourniture et pose de canalisation en PEHD selon NORMES (NFT 54-063) (En 12201-2,ISO 4427-2) PE 100 PN10 bars y compris pièces spéciales de raccordement Pour les raccordements sur conduites de refoulement et de distribution existante. diamètre Ø 315 PN 16bars diamètre Ø 315 PN 10bars	ML ML	150,00 150,00	12 000,00 9 500,00	1 800 000,00 1 425 000,00
g	Construction d'un regard de répartition en béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> avec capot métallique en tôle strié de 5mm d'épaisseur selon plan d'exécution y compris fourniture et pose de : deux (02) Vannes papillon DN 200mm PN 16bars avec deux joints de démontages Ø 200 y compris pièces spéciales de raccordement nécessaires (coudes 16 bars, brides, réductions, joint gibault , TES etc.....) et toutes sujétions, selon plan d'exécution.	U	1,00	450 000,00	450 000,00
43	Frais de l'étude géotechnique du sol	FFT	1,00	600 000,00	600 000,00
44	construction poste de garde ( 3,60 x 3,60 ) m en dur avec sanitaire et toutes sujétions, selon plan d'exécution	ens	1,00	400 000,00	400 000,00
45	Fourniture et pose d'un javalisateur automatique PN 10bars avec abri y compris raccordements et toutes sujétions,	U	1,00	120 000,00	120 000,00
<b>D/ MUR DE CLOTURE</b>					
46	Terrassement en puits ou rigole de 0-2m exécutés en terrain de toutes natures	M <sup>3</sup>	60,00	500,00	30 000,00
47	Transport des terres ordinaire et masses rocheuses à la décharge publique au delà de 3Km	M <sup>3</sup>	14,00	250,00	3 500,00

48	Remblais des fouilles en terres tamisés provenant des déblais.	M <sup>3</sup>	46,00	200,00	9 200,00
49	béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m3 de ciment CPA325 .	M <sup>3</sup>	5,00	8 000,00	40 000,00
50	Béton armé pour semelle N°3 dosé à 350 kg/m3 de ciment CPA325 y compris coffrage et ferrailage selon plan d'exécution.	M <sup>3</sup>	10,00	30 000,00	300 000,00
51	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m3 de ciment CPA325 coffrage et ferrailage pour poteaux, poutres.	M <sup>3</sup>	15,00	30 000,00	450 000,00
52	Enduits de ciment sur murs extérieurs	M <sup>2</sup>	672,00	400,00	268 800,00
53	Enduits de ciment sur murs intérieurs	M <sup>2</sup>	672,00	400,00	268 800,00
54	Fourniture et pose de portail deux vantaux métalliques Dim (3x4) m.	U	1,00	80 000,00	80 000,00
55	Peinture vinylique appliquée sur murs extérieurs.	M2	672,00	350,00	235 200,00
56	Peinture vinylique sur murs intérieurs .	M2	672,00	350,00	235 200,00
57	Peinture glycérophtalique sur ferronnerie.	M2	20,00	400,00	8 000,00
58	Peinture anti rouille sur ferronnerie.	M2	20,00	400,00	8 000,00
60	Maçonnerie en Parpaing de 20 cm pour mur de clôture.	M2	336,00	1 800,00	604 800,00
61	Fourniture et pose de fil barbelé.	ML	134,00	150,00	20 100,00
<b>TOTAL EN H.T</b>					31 059 800,00
<b>T.V.A 19 %</b>					5 901 362,00
<b>TOTAL EN T.T.C</b>					36 961 162,00