

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de L'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة – د . مولاي الطاهر

UNIVERSITÉ DE SAIDA Dr MOULAY Tahar



Faculté de technologie

Département de génie civil et d'hydraulique

Mémoire de Fin d'Étude

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master en hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

---

Étude d'un Systèmes d'Alimentation en Eau Potable  
« Nouveau Pôle »

Ville d'El Hassasna. W. SAIDA-Algérie

---

Présente par :

M<sup>lle</sup> RAHIL Fatma.

Soutenu le : 18/06/2023, devant le jury composé de :

M<sup>r</sup> : HADJEM M.

Président

M<sup>r</sup> : TALBI O.

Examineur

M<sup>r</sup> : CHAFI C.

Encadreur

Promotion 2022/ 2023

# *Remerciements*

*Je remercie ALLAH le tout puissant pour m'avoir donnée la santé, le courage et la volonté de reprendre l'étude et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.*

*Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M<sup>r</sup> CHAFI mon promoteur .*

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, le directeur de l'université et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.*

*Un remerciement particulier à tous les travailleurs de l'établissement -URBAT-DRE -ADE -CTRH.*

*Un grand merci à M<sup>r</sup> B. Lakhdar, M<sup>me</sup> MADBOUHI Saliha, M<sup>r</sup> CHIKHI Mohamed, M<sup>r</sup> G. Youcef, M<sup>r</sup> SEDDI Ali, et M<sup>r</sup> A. KADARI toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

*RAHIL fatma*



# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à l'âme de mon  
père ainsi ma très chère mère à ma famille.*

*À tous, ceux qui m'ont aidée de près ou de loin  
à l'élaboration de ce travail.*

*- À tous les membres de ma famille,*

*- À mes collègues de travail.*

*RAHIL fatma*

## Résumé

En raison de l'expansion démographique de la région, il était nécessaire d'établir un nouveau complexe urbain « Nouveau Pôle » rattaché administrativement à la ville d'El-hassasna, wilaya de Saida.

L'objectif de cette étude est la conception et le dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable pour la population et pour les autres équipements, et cela se fait selon plusieurs étapes.

Nous avons réalisé une étude approfondie sur la situation actuelle de la région et l'étude des infrastructures hydrauliques. L'objectif de l'étude hydraulique est d'assurer l'eau potable en quantité et en pression aux Nouveau Pôle.

Nous avons également réalisé la simulation hydraulique du réseau dans le but de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins des différents utilisateurs (consommateurs) en matière d'eau potable.

## المخلص

نظرا للتوسع الديموغرافي الذي تشهده المنطقة استوجب إنشاء مجمع عمراني جديد تابع إدارياً لمدينة الحساسنة ولاية سعيدة وتهدف هذه الدراسة إلى التخطيط وحساب أبعاد منظومة التزويد بالمياه الصالحة للشرب. إذ قمنا بدراسة شاملة حول الوضع الحالي للمنطقة ودراسة البنية التحتية الهدف من الدراسة الهيدروليكية هو توفير المياه الصالحة للشرب للمنطقة الهيدروليكية. كما و كيفاً. كما قمنا بتشغيل المحاكاة الهيدروليكية للشبكة لغرض الاستجابة النوعية والكمية (المستهلكين) لاحتياجات مختلف الفئات من حيث المياه الصالحة للشرب.

## Abstract

For reason to the demographic expansion in the region, it was necessary to construct a new urban complex «**Nouveau Pôle** » affiliated administratively to the town of El Hassasna, wilaya of Saida. The aim of this study is to plan a drinking water supply network for the population and for the other facility, and this is done according to several stages shown in the research plan.

We carried out a comprehensive and comprehensive study on the current situation of the region and the study of the hydraulic infrastructure. The objective of the hydraulic study is to provide potable water for the region.

We also ran the hydraulic simulation of the network for the purpose of responding qualitatively and quantitatively to the needs of different groups (consumers) in terms of potable water.

# SOMMAIRE

Introduction générale		1
<b>Chapitre I : Présentation générale de la région de l'étude</b>		
I	Présentation de la zone d'étude	2
I.1	Situation géographique et administrative	2
I.1.1	Nature Juridique	3
I.1.2	Situation géologique	3
I.1.3	Topographie	3
I.2	Situation climatique	3
I.2.1	Les précipitations	3
I.2.2	Température	4
I.2.3	Humidité de l'air	5
I.2.4	Les Vents	6
I.3	Aménagement de Nouveau Pôle	6
I.3.1	Situation démographique (population estimée)	7
I.3.2	Situation socio-économique du Nouveau Pôle	8
I.4	Situation Hydraulique	9
<b>Chapitre II : Évaluations des besoins en eau du Nouveau Pôle</b>		
II	Évaluation des besoins en eau du nouveau Pôle	10
II.1	Calcul de la consommation moyenne journalière	10
II.1.2	Estimation de la population	10
II.1.3	Choix de la dotation	12
II.2	Estimation moyenne des besoins de l'équipement	12
II.2.1	Besoins centre équestre	12
II.2.2	Besoins scolaire	12
II.2.3	Besoins sanitaire	13
II.2.4	Besoins socio culturelle et commercial	13
II.2.5	Besoin arrosage	14
II.2.6	Récapitulations de la consommation moyenne total en eau	14
II.3	Étude des variations de débits	16
II.3.1	Coefficients d'irrégularité	16
II.3.1.1	Coefficient d'irrégularité maximale journalière ( $K_{max,j}$ )	16
II.3.1.2	Coefficient d'irrégularité horaire ( $K_{.h}$ )	17
II.3.1.3	Coefficient de point ( $K_p$ )	17

II.3.1.4	Récapitulations des différents Débits	18
II.3.2	Variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	18
II.3.2.1	Consommation moyenne horaire	18
II.3.2.2	Consommation maximum horaire	18
II.3.2.3	Évaluation de la consommation horaire en fonction du coefficient maximum horaire	19

### **Chapitre III : Étude du Stockage**

III	Définition du Réservoir	20
III.1	Le rôle des réservoirs	20
III.2	Emplacement des réservoirs	20
III.3	Classification des réservoirs	20
III.3.1	Classement selon le matériau de construction	20
III.3.2	Classements selon position du réservoir par rapport au terrain naturel	21
III.3.3	Classements selon la forme de la cuve	21
III.4	Analyse de la capacité de stockage	21
III.5	Dimensions d'ouvrage du stockage projeté	25
III.5.1	Le diamètre de réservoir superficiel (cuve)	26
III.5.2	Recalculer la hauteur d'eau $h_e$ dans le réservoir	26
III.5.3	La Hauteur D'incendie pour réservoir superficiel	26
III.5.4	Cote Radier De Réservoir	26
III.5.5	Diamètre de la conduite de distribution	27
III.5.6	Détermination de type de réservoir projet	27
III.5.6.1	Perte De Charge	27
III.5.6.2	Calcul de la côte radier du réservoir	27
III.5.6.3	Le diamètre de réservoir 750 m <sup>3</sup> (cuve)	28
III.5.6.4	La Hauteur D'incendie (pour réservoir 750 m <sup>3</sup> )	28
III.5.6.5	Calcul la hauteur d'eau $h_e$ dans le réservoir du capacité 750 m <sup>3</sup>	28
III.5.6.6	Cote du trop-plein	28
III.5.6.7	Cote d'arrivée d'eau	28
III.6	Construction de réservoir	29
III.7	Équipement du réservoir	29
III.8	Entretien des réservoirs	32
III.9	Autres Recommandations	32

## **Chapitre IV : Conception et dimensionnement du réseau de Distribution**

IV	Choix du type de réseau et le matériau des conduites.	33
IV.1	Type de réseau suivant la structure et l'importance de l'agglomération	33
IV.2	Choix du matériau des conduites	35
IV.3	Choix du type de réseaux	35
IV.3.1	Principe de la méthode d'HARDY-CROSS	35
IV.3.1.1	Condition d'équilibre	35
IV.3.1.2	La méthode de Hardy cross au calcul du Réseau maillé	36
IV.3.1.2.1	Le débit correctif	36
IV.3.1.2.2	Détermination des diamètres	37
IV.3.2	La pression minimale admissible au sol.	37
IV.3.3	Cotes piézométriques	37
IV.3.4	La pression de service	37
IV.4	Conception d'un Réseau	37
IV.5	Calcul hydraulique du réseau maillé	38
IV.6	Détermination des Débits	38
IV.6.1	Débit Spécifique	38
IV.6.2	Débit de route	38
IV.6.3	Débit aux nœuds	39
IV.7	Calcul des Débits	39
IV.8	Modélisation et résultats de la simulation hydraulique de réseau.	41
IV.8.1	Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique	41
IV.8.2	Intérêt de la modélisation	41
IV.8.3	Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP	42
IV.8.4	AUTO-CAD/ EPACAD	42
IV.8.5	Le logiciel EPACAD	43
IV.8.6	Présentation de l'interface du logiciel EPANET	43
IV.8.7	Principe hydraulique régissant les calculs du logiciel	43
IV.8.7.1	Données	44
IV.8.7.2	Résultats de la simulation hydraulique de réseau	44

## **Chapitre V : Adduction**

V	Circulation de l'eau dans le sol	50
V.1	Principaux types de source	50
V.2	Captages en nappe aquifère	50
V.3	Captage des eaux de surface	50
V.4	Adduction	51

V.5	Condition d'établissement de la conduite	52
V.5.1	Conditions techniques	52
V.5.2	Conditions économique	53
V.6	Détermination du diamètre de la conduite de refoulement	53
V.6.1	Pertes de charge totales	53
V.6.2	Calcule diamètre de la conduite d'adduction	54
V.6.3	Vérification des vitesses	54

## **Chapitre VI : Accessoires du réseau de distribution**

VI	Les accessoires	55
VI.1	Les robinets	55
VI.1.1	Fonctions	55
VI.1.2	Classement des robinets	55
VI.2	Les clapets	57
VI.3	Les ventouses	57
VI.4	Les by-pass	58
VI.5	Régulateurs de pression amont	58
VI.6	Pièces spéciales de raccord	58
VI.7	Les organes de mesures	59
VI.7.1	Mesures de débit	59
VI.7.2	Mesure de pression	60
VI.8	Les bouches et les poteaux d'incendie	60

## **Chapitre VII : Pose de canalisation et organisation de chantier**

VII	Rôle de canalisation	61
VII.1	Pose de canalisation	61
VII.1.1	Exécution et aménagement de la tranchée	61
VII.1.2	Conseils de pose de canalisation	62
VII.1.3	Conditionnement et stockage	62
VII.1.4	Mis en œuvre	62
VII.1.5	Réparation	62
VII.1.6	Stabilisation des conduites	63
VII.2	Différents types de pose de conduites	63
VII.2.1	Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	64
VII.2.2	Pose de canalisation dans un mauvais terrain	65
VII.2.3	Pose de canalisation en galerie	65
VII.2.4	Traversée de route	66
VII.2.5	Traversées d'oueds	66

VII.2.6	Pose en élévation	67
VII.3	Réalisation des fouilles	67
VII.3.1	Excavation des tranchées	67
VII.3.2	Largeur de la tranchée	68
VII.3.3	La profondeur de tranchée ( $H_{tr}$ )	68
VII.3.4	Lit de pose	68
VII.3.5	Remblaiement	68
VII.3.5.1	Le remblai d'enrobage	68
VII.3.5.2	Le remblai supérieur	69
VII.4	Organisation de chantier	69
VII.4.1	Travaux concernant le réseau de distribution	69
VII.4.1.1	Exécution des tranchées	69
VII.4.1.2	Construction des regards	69
VII.4.1.3	Pose du lit de sable	70
VII.4.1.4	Pose des conduites	70
VII.4.1.5	Remblayage des tranchées	70
VII.5	Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	70
VII.5.1	Matérialisation	70
VII.5.2	Le nivellement	70
VII.6	Mise en eau et épreuve	70
VII.7	La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service	70
VII.8	Calcul des volumes des travaux	70
VII.8.1	Calcul du volume du déblai du réseau	70
VII.8.2	La profondeur ( $H_{tr}$ )	71
VII.8.3	Largeur de la tranchée	71
VII.8.4	Lit de sable	73
VII.8.5	Volume de la conduite	74
VII.8.6	Remblai compacté	76
VII.8.7	Devis estimatif	77

## **Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail**

VIII	Protection et sécurité	81
VIII.1	Cause des accidents de travail	81
VIII.1.1	Causes humaines	81
VIII.1.2	Causes techniques	81
VIII.1.3	Causes matérielles	82
VIII.1.4	Causes des maladies professionnelles	82

VIII.2	Liste des conditions dangereuses	83
VIII.3	Liste des actions dangereuses	83
VIII.4	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	84
VIII.4.1	Protection individuelle	84
VIII.4.2	Autres protections	84
VIII.4.3	Protection collective	84
VIII.5	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	85

## **Chapitre IX : Gestion du réseau**

IX	Objectifs de la gestion du réseau	86
IX.1	But de la gestion	86
IX.2	Défaillances	86
IX.2.1	Définitions du Défaillances	86
IX.2.2	Les différents types de défaillances	86
IX.2.2.1	Les pertes	86
IX.2.2.2	Les fuites	87
IX.2.2.3	Les ruptures (casses)	87
IX.3	L'entretien	87
IX.3.1	Les types d'entretien	88
IX.3.1.1	Entretien préventif systématique	88
IX.3.1.2	Entretien exceptionnel	88
IX.4	Entretien des réseaux d'AEP	88
IX.4.1	Entretien des réservoirs	88
IX.4.2	Entretien du réseau de distribution et de l'adduction	88
IX.4.2.1	Surveillance et entretien	88
IX.4.2.2	Actions de réduction des pertes en eau	89
IX.4.3	Dispositions et moyens d'intervention	91
IX.4.3.1	Moyens humains	91
IX.4.3.2	Moyens matériels	91
	Conclusion générale	92

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1</b>	Précipitation moyenne mensuelle période 2000 -2012	4
<b>Tableau I.2</b>	Températures moyennes mensuelle de Hessesna période 1961-1993	4
<b>Tableau I.3</b>	Les variations de l'humidité relative au cours de la période 1979-1995	5
<b>Tableau I.4</b>	Vitesse de vent en m/s période 1979-1995	6
<b>Tableau I.5</b>	Habitat programmé	7
<b>Tableau I.6</b>	Équipement Programme	8
<b>Tableau I.7</b>	Coordonnées cartésiennes et hydraulique du Forage Djida	9

### Chapitre II : Évaluations des besoins en eau du Nouveau Pôle

<b>Tableau II.1</b>	Les équipements du Nouveau Pol avec la superficie	11
<b>Tableau II.2</b>	Besoins en eau pour Centre équestre	12
<b>Tableau II.3</b>	Besoins scolaires estimé en eau	12
<b>Tableau II.4</b>	Besoins sanitaire	13
<b>Tableau II.5</b>	Besoins socio-culturel et commercial	13
<b>Tableau II.6</b>	Besoins en eau estimé pour l'arrosage	14
<b>Tableau II.7</b>	Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	15
<b>Tableau II.8</b>	Majoration du débit moyen journalière	16
<b>Tableau II.9</b>	Variation De Coefficient $\beta$	17
<b>Tableau II.10</b>	Calcul consommation maximal	18

### Chapitre III : Étude du Stockage

<b>Tableau III.1</b>	Coefficient maximum horaire $K_{maxh}$ en fonction de variation horaire de la consommation totale	22
<b>Tableau III.2</b>	Détermination de la capacité de stockage nécessaire pour le Nouveau Pôle	23
<b>Tableau III.3</b>	Caractéristiques du Réservoirs	32

### Chapitre IV : Conception du réseau de distribution

<b>Tableau IV.1</b>	Calcul des débits nodaux	39
<b>Tableau IV.2</b>	Perte de charge et vitesse dans le réseau	46
<b>Tableau IV.3</b>	Charges et pression dans le réseau	48

## **Chapitre V Adduction**

<b>Tableau V.4</b>	Coefficients K, m et $\beta$ pour plastique	53
<b>Tableau V.5</b>	Vérification de la Vitesse d'écoulement selon le diamètre	54

## **Chapitre VII : Pose de canalisation**

<b>Tableau VII.1</b>	Les différents matériaux	62
<b>Tableau VII.2</b>	Calcul volume du déblai du réseau	72
<b>Tableau VII.3</b>	Calcul volume du lit de sable	73
<b>Tableau VII.4</b>	Calcul du volume des conduites	75
<b>Tableau VII.5</b>	Calcul du volume remblai compacté	76
<b>Tableau VII.6</b>	Devis estimatif et quantitatif du projet	78

## **LISTE DES FIGURES**

### **Chapitre I : Présentation générale de la région de l'étude**

<b>Figure I.1</b>	Carte géographique de Hassasna	2
<b>Figure I.2</b>	Courbe précipitation moyenne mensuelle période 2000-2012 station Ain Skhouana	4
<b>Figure I.3</b>	Histogramme températures moyennes mensuelle de Hassasna période 1961-1993	5
<b>Figure I.4</b>	Courbe de la variation d'humidité période 1979-1995	6
<b>Figure I.5</b>	Histogramme vitesse du vent (période 1979-1995)	6

### **Chapitre III : Étude du Stockage**

<b>Figure III.1</b>	Schéma d'un réservoir de distribution forme Cylindrique, Cubique	21
<b>Figure III.2</b>	Graphe de la consommation.	24
<b>Figure III.3</b>	Graphe de calcul de la capacité du réservoir par Méthode graphique	25
<b>Figure III.4</b>	Conduite d'arrivée	29
<b>Figure III.5</b>	Conduit de distribution	30
<b>Figure III.6</b>	Conduite de trop-plein	30
<b>Figure III.7</b>	Schéma représente les différents équipements d'un réservoir d'eau potable	31
<b>Figure III.8</b>	Sauvegarde de la réserve d'incendie	31

### **Chapitre IV : Conception et dimensionnement du réseau de distribution**

<b>Figure IV.1</b>	Réseau ramifié	33
--------------------	----------------	----

<b>Figure IV.2</b>	Réseau mailé	34
<b>Figure IV.3</b>	Réseau étagé	34
<b>Figure IV.4</b>	Méthodologie adoptée pour le traçage et la simulation	42
<b>Figure IV.5</b>	Dessin de réseau de Nouveau Pôle obtenir par Auto CAD	42
<b>Figure IV.6</b>	Transformation d'un réseau AUTO-CAD / EPACAD / EPANET	43
<b>Figure IV.7</b>	Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique de réseau distribution	45
<b>Figure IV.8</b>	Répartitions de vitesse par conduit	47
<b>Figure IV.9</b>	Répartitions de pression par Nœud	49

## **Chapitre V Adduction**

<b>Figure V.1</b>	Adduction gravitaire	51
<b>Figure V.2</b>	Adduction par refoulement	52
<b>Figure V.3</b>	Adduction Mixte	52
<b>Figure V.4</b>	Schème exemple d'adduction du forage Djida vers l'ouvrage de stockage	54

## **Chapitre VI Accessoires du Réseau de distribution**

<b>Figure VI.1</b>	Robinet vanne de sectionnement	55
<b>Figure VI.2</b>	Vanne à papillon	56
<b>Figure VI.3</b>	Robinet à flotteur	56
<b>Figure VI.4</b>	Clapet anti retour	57
<b>Figure VI.5</b>	Ventouse simple	57
<b>Figure VI.6</b>	Réducteur de pression	58
<b>Figure VI.7</b>	Les différents types de débitmètres	60

## **Chapitre VII : Pose de canalisation et organisation de chantai**

<b>Figure VII.1</b>	Pose et la protection de la conduite en tranchée	61
<b>Figure VII.2</b>	Butée sur coude horizontal	63
<b>Figure VII.3</b>	Butée sur coude vertical et Butée sur branchement	63
<b>Figure VII.4</b>	Pose de conduite dans un terrain ordinaire	64
<b>Figure VII.5</b>	Fouilles	64
<b>Figure VII.6</b>	Pose de canalisation dans un mauvais terrain	65
<b>Figure VII.7</b>	Pose de canalisation en galerie	65
<b>Figure VII.8</b>	Protection spéciale pour la traversée de route	66

<b>Figure VII.9</b>	Traversée d'oued	67
<b>Figure VII.10</b>	Traversée de la rivière par canalisation	67
<b>Figure VII.11</b>	Schéma du remblai d'une tranchée	69
<b>Figure VII.12</b>	Schéma d'une tranchée	71

## **Chapitre IX : Gestion du réseau**

<b>Figures IX.1</b>	La corrélation acoustique	90
---------------------	---------------------------	----

## **Bibliographie**

### **Annexes**

- Plan d'occupation du sol d'El Hassesna Nouveau Pôle.
- Tableau Répartition des débits horaires en fonction de variations horaires de la consommation totale en fonction du coefficient maximum horaire ( $K_{\max h}$ ).
- Gamme de diamètre et épaisseur.
- Profil en long.

## Liste des abréviations

ADE	Algérien des eaux
AEP	Alimentation en Eau Potable
EQ	Équipement
$\beta_{\max}$	Coefficient qui dépend du nombre d'habitants.
CTH	Control technique hydraulique
CTN	Cote terrain naturel (m)
Cr	Cote radier (m)
D	Diamètre (m)
DA	Dinar Algérien
DRE	Direction des ressources en eau
h	Hauteur (m)
ENSH	École Nationale Supérieure d'Hydraulique
ENSMM	École Nationale Supérieure de Mécanique et de Microtechnique
HMT	Hauteur manométrique total (m)
Kh	Coefficient horaire
Kj	Coefficient journalière
KW	Kilo watt
L	Longueur
l/s	Litre par seconde
l/s.ml	Litre par seconde par unité de mètre linéaire
m <sup>3</sup>	Mètre cube
max	Maximum
moy	Moyen
OBS	Observation
P.	Page
PE	Polyéthylène
PEHD	Polyéthylène Haute Densité.
Q	Débit (l/s) ou (m <sup>3</sup> /j)
Qn	Débit nœud
Qp	Débit de pointe
Qr	Débit de route
Qsp	Débit spécifique (l/s/ml)
R EQ	Reserve Équipement
S	Surface (ha) ou (m <sup>2</sup> )
V	Volume (m <sup>3</sup> )
V	Vitesse (m/s)
Vinc	Volume d'incendie m <sup>3</sup>
V	La différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommé)
$\alpha_{\max}$	Coefficient qui dépend du niveau de vie de la population et du confort des bâtiments.

# Introduction générale

L'eau est un facteur primordial pour le développement durable dans les secteurs économiques, sociaux et environnemental. Le renforcement des ressources en eau et leur affectation optimale faciliteront les conditions de satisfaction des besoins de cette ressource vitale.

Le développement de divers domaines dans une région dépend principalement du développement du secteur de l'eau, car le secteur de l'eau est étroitement lié à divers secteurs de l'économie. En tant qu'élément essentiel nécessaire à toutes les formes de vie et de développement, l'avenir de l'eau et ses impacts sont restés le thème central du questionnaire. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde en raison d'une répartition inégale, de faibles précipitations et d'une croissance démographique rapide, combinées aux effets de la pollution de l'eau et d'une augmentation sécheresse.

Vis-à-vis à cette situation, l'Algérie à lancer javelot des projets d'envergure dans le secteur de l'eau (barrages, systèmes d'adduction d'eau et augmentation des raccordements au réseau AEP), mais cela ne suffit pas à résoudre le problème de la rareté de l'eau. Ainsi, le plan accorde également une attention particulière à l'élimination des gaspillages et des pertes, tout en assurant la conception des systèmes de protection des ressources et des systèmes de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces derniers.

Afin de mieux cerner la problématique de développement du périmètre d'étude, il faut tout d'abord essayer d'approcher les aspects sociodémographiques, économiques et géographiques, il est de même indispensable de situer la commune d'El Hassasna dans l'armature urbaine de la Wilaya et dans son environnement.

Quelles sont les mesures à entreprendre pour répondre aux besoins en eau de l'agglomération a première raison. Un usage rationnel et plus équilibré du besoin en eau potable pour les Habitats et autre équipement ?

Pour ce faire, notre étude intitulée (Étude d'un système Alimentation en eau potable « Nouveau Pôle » Ville d'El Hassasna. W. SAIDA-Algérie), et pour une vision macro du développement dans secteur hydraulique il faut adepte une nouvelle stratégie qui est de prévoir une étude qui sera réalisée à long terme ; selon le PDAU l'année de réalisation pour ce projet sera 2038 ; comprendra essentiellement les étapes suivantes.

- Présentation de la zone d'étude.
- Évaluation des besoins en eau.
- Les ouvrages de stockage.
- Dimensionnement du réseau d'AEP.
- Les accessoires du réseau.
- La pose de canalisation et l'organisation de chantier.



## **Chapitre I**



### **Présentation générale de la région d'étude**

## I. Présentation de la zone d'étude

Avant tout projet il faut évaluée une étude de la zone pour mieux connaitre toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie et les données climatique ; qui permettrons de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

### I-1 Situation géographique et administrative : [1]

La commune d'El Hassasna, (daïra d'El Hassesna wilaya de Saida) se situe à une altitude de 1100 m elle et à 20 kilomètres de l'ouest de la commune de Saida.

La zone d'étude (Nouveau Pôle) appartient juridiquement et géographiquement à la daïra d'El Hassasna, cette dernière est délimitée comme suit :

- Au Nord par la commune d'OULAD KHALED, AIN SOLTANE.
- Au Sud par la commune de SIDI AHMED.
- À l'Ouest par ville de SAIDA, AIN EL HADJAR.
- À l'Est par ville de MAAMORA.
- Au Nord-ouest par la commune de TIRCINE.

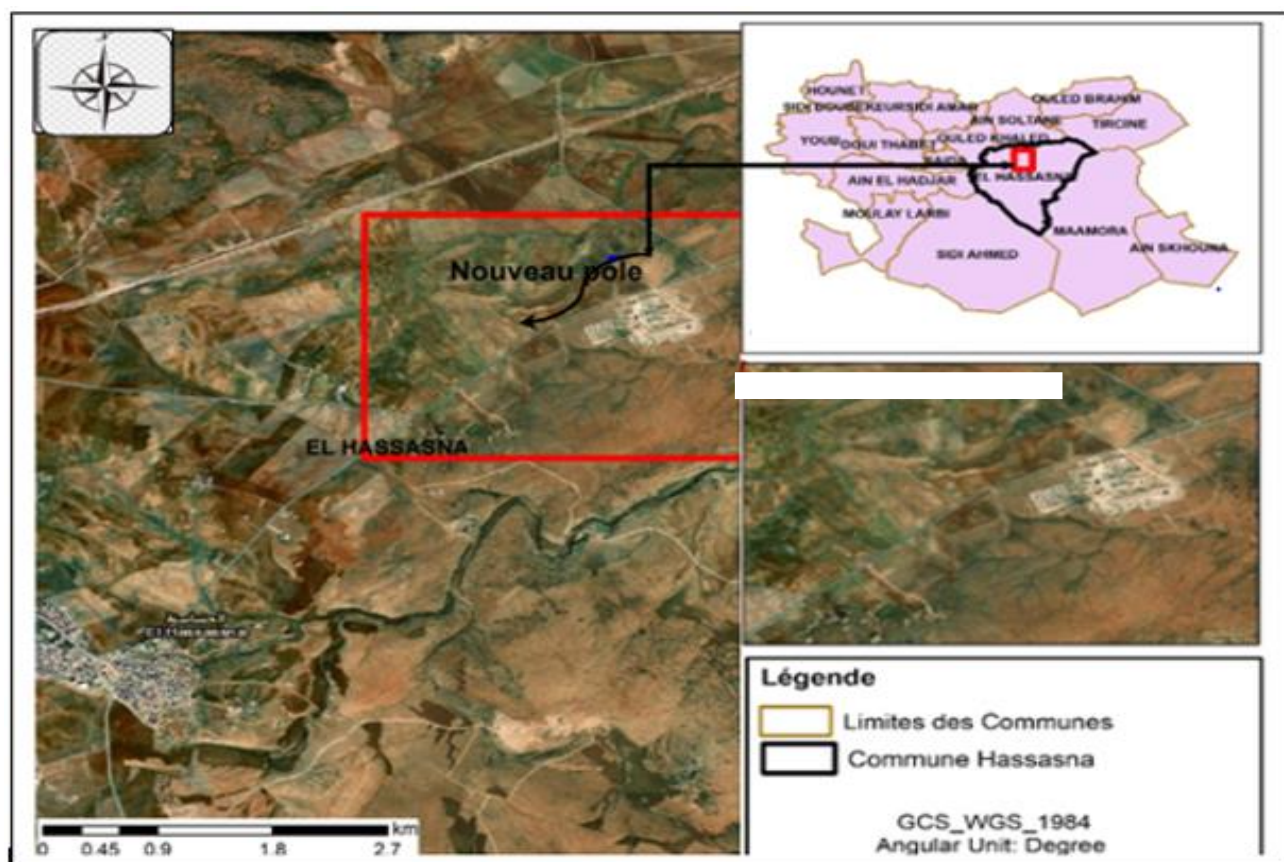


Figure I.1 carte géographique d'El Hassasna [2]

La zone d'étude (Nouveau Pôle) est située à l'extrême ouest du chef-lieu d'El Hassasna à environ 5 km. Elle est comprise entre "34.84" longitude et "0.35" de l'attitude. Et entre "1006" .et. " 990", " 997" de l'altitude de sud-est. Elle s'étale sur une superficie de 94.90 ha.

- À l'exception de quelques habitations dispersées, faisant office d'hangars d'activités d'élevage, le reste du site est totalement libre et inculte.
- Du point de vue servitudes, le site est desservi par le CW9, une ligne électrique de moyenne tension et de base tension.
- Au-delà de la centralité géographique entre les deux principales agglomérations de la commune, le site du Nouveau Pôle, rayonne sur un ensemble de groupement d'habitats de zone éparse (hameaux, douars).

### **I.1.1-Nature Juridique :[3]**

La totalité de la zone consiste à un terrain communal, ce terrain a été annexé à la ville par l'actuelle révision du PDAU, et la nature juridique constitue un élément qui doit faciliter les procédures de cession des terrains et leurs exploitations.

### **I.1.2Situation géologique [4]**

Le site est occupé par une croute de nature calcaire et rocheuse, sans intérêt agricoles, apte à l'urbanisation et offrant l'alternative d'un nouveau pôle support pour le chef-lieu de commune.

### **I.1.3 Topographie : [3]**

Le terrain de la zone (Nouveau Pôle) est un anticlinal, en général, elle présente des pentes de faibles à moyennes.

Les pentes sont régulières et orientées du Nord-Ouest vers le Sud et vers le Sud-est.

L'altitude la plus haute est située à la limite Est du site 1008.5 m sur le CW9.

L'altitude la plus basse est située au Sud du périmètre d'étude avec 990 m et 977 m dans la partie Sud-est de l'aire d'étude.

## **I.2 Situation climatique :**

Le climat de la ville d'El Hassasna est semi-aride qui est caractérisé par un hiver pluvieux, avec un abaissement sensible de la température et un été chaud relativement sec. [5]

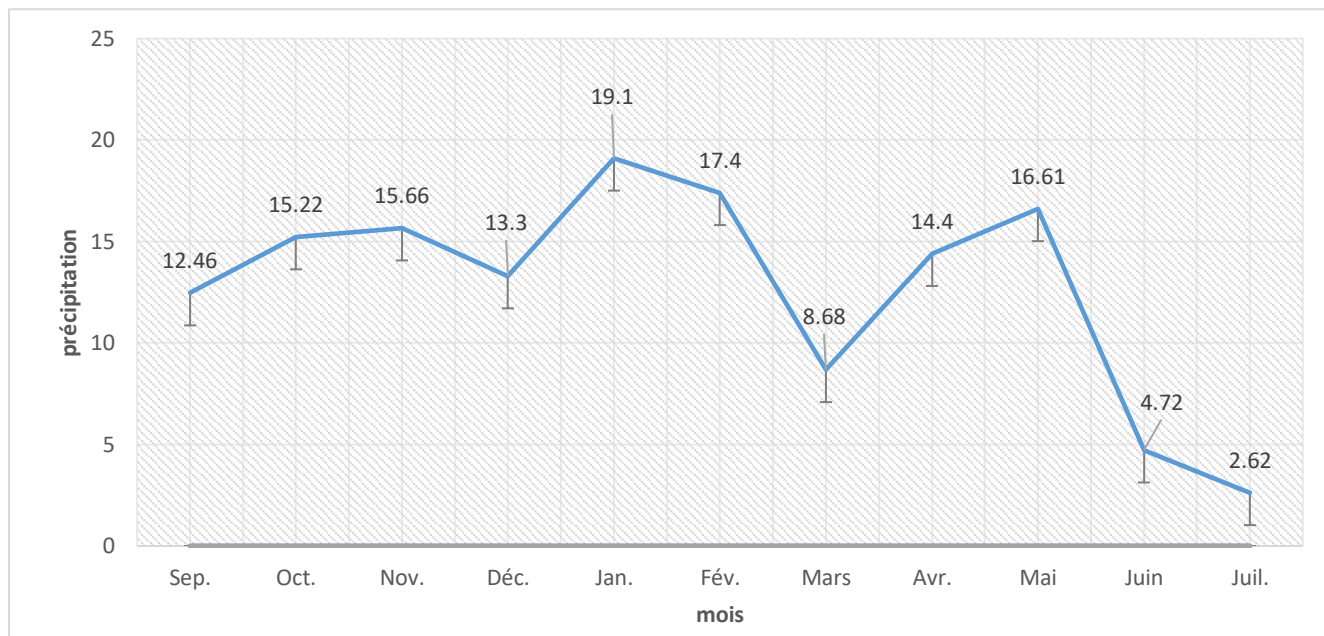
### **I.2.1 les précipitations**

Les précipitations (P) l'un des facteurs essentiels du système hydrologique. Elles conditionnent les régimes des écoulements et l'alimentation des nappes aquifères.

Le tableau I.1 représente les précipitations moyennes mensuelles de la région étudiée.

**Tableau I.1 : précipitation moyenne mensuelle période 2000 -2012 (Station111202) [5]**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Année
Précipitation (mm)	12.46	15.22	15.66	13.3	19.1	17.4	8.68	14.4	16.61	4.72	2.62	12.2	24.43

**Figure I.2 courbe de précipitations moyennes mensuelles (période 2000-2012) - station Ain- Skhouna (Code station111202).**

Nous constatons d'après la répartition mensuelle des précipitations que la période pluvieuse s'étale sur les mois suivants :

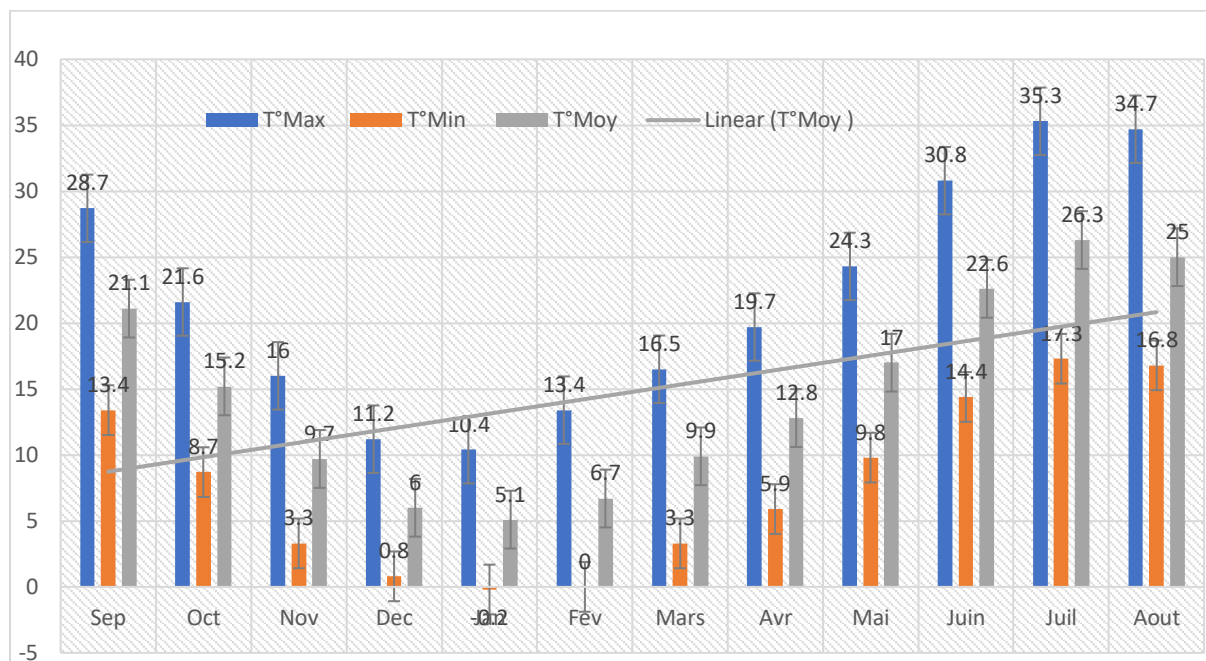
- Forte période janvier, février et mai.
- Octobre, novembre et avril à pluviosité moyenne.
- Juin et juillet avec une période avec une période humide.

### I.2.2 Température

Le tableau suivant donne une idée sur les températures mensuelles de la zone d'étude

**Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelle de Hessayna période 1961-1993[6]**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Tmoy
T° <sub>Max</sub>	28.7	21.6	16.0	11.2	10.4	13.4	16.5	19.7	24.3	30.8	35.3	34.7	
T° <sub>Min</sub>	13.4	8.7	3.3	0.8	-0.2	00	3.3	5.9	9.8	14.4	17.3	16.8	
T° <sub>Moy</sub>	21.1	15.2	9.7	6.0	5.1	6.7	9.9	12.8	17.0	22.6	26.3	25.0	



**Figure I.3 Histogramme températures moyennes mensuelle d'El Hassasna (Période 1961-1993)**

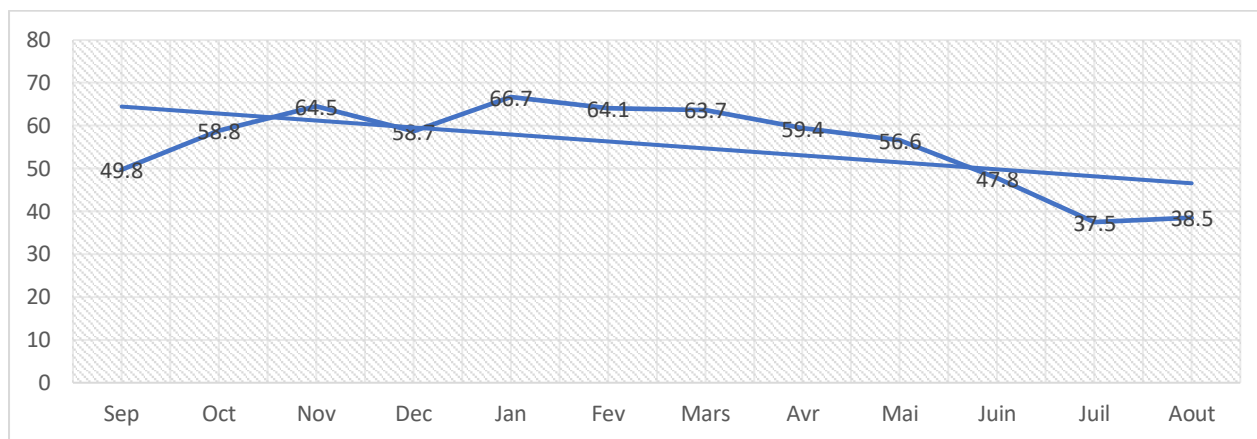
On peut dire que :

- Le mois le plus froid de l'année est janvier, avec une température moyenne avoisinant les 5.10°C ;
- Les mois de juillet et août sont les plus chauds avec des températures moyennes de 26.3 et 25.0 °C respectivement.

### I.2.3 Humidité de l'air

**Le Tableau I.3 les variations de l'humidité relative au cours de la période 1979-1995 station SAIDA [6]**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août
V.H	49.8	58.8	64.5	58.7	66.7	64.1	63.7	59.4	56.6	47.8	37.5	38.5



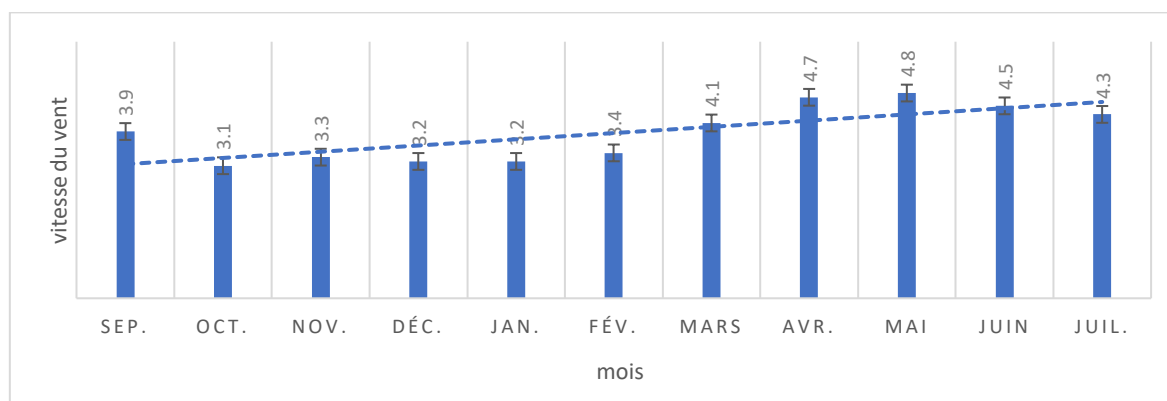
**Figure I.4 Courbe de la variation d'humidité (période 1979-1995)**

### I.2.4 Les vents

Le vent correspond au déplacement d'une masse d'air consécutif à des différences locales de températures et de pression.

**Tableau N° I.4 Vitesse du vent (période 1979-1995) [6]**

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août
Vitesse du vent (m/s)	3.9	3.1	3.3	3.2	3.2	3.4	4.1	4.7	4.8	4.5	4.3	4.1



**Figure I.5 Histogramme vitesse du vent (période 1979-1995)**

La variation saisonnière de la vitesse du vent durant la période d'observation reste presque constante, valeur maximale 4.8 m/s ; et la valeur minimale 3.1m/s est observée aux mois mai et d'octobre.

**1-3 Aménagement du Nouveau Pôle :** D'après les orientations du PDAU, l'estimation globale des besoins en matière de logements au niveau de la ville était de **2790** logements dont **2280** au niveau du chef-lieu de la commune, cette estimation est fondée sur la base des perspectives de la croissance démographique avec un taux d'occupation par logement amélioré de **05** personnes tout en prenant en considération le déficit constaté.

Les terrains dégagés pour répondre aux besoins de la population à long terme (habitat et équipements compris), étaient de **153.20 ha** au niveau de la commune d'EL Hassasna et **125.36 ha** au niveau de l'agglomération chef-lieu d'EL Hassasna, dont les **94.90** hectares constituent l'étude de Nouveau Pôle en question avec **75.70%** des besoins globaux en extensions.

Donc le programme d'habitat projeté de la zone d'étude est de **4200** logements collectifs et **405** logements individuels.

Ce programme peut répondre largement aux besoins futurs de la population en habitat pour la ville d'El Hassasna.

**Tableau N°I.5 : Habitat programmé.**

<b>Habitat projeté</b>	<b>Nombre de logements</b>	<b>Superficie (ha)</b>
Habitat Collectif	4200	27.53
Habitat individuel	405	7.94
<b>TOTAL</b>	<b>4605</b>	<b>35.47</b>

### **I.3.1 Situation démographique (population estimée)**

- Population estimée pour 4605logements avec un taux de 5 personnes par logement est calculé selon formule suivante

$$N_{\text{hab}} = \text{Nbr de logt} * \text{Taux} \quad \text{I.1}$$

$$N_{\text{hab}} = 4605 * 5 = 23025 \text{ hab.}$$

Population estimée est : 23025 habitants.

### I.3.2 Situation socio-économique du Nouveau Pôle :

D'après URBAT La zone d'étude comporte les équipements collectifs suivants :

**Tableau NI.6 : Équipement Programme.**

Nom de l'équipement A projeté	Superficie (ha)
Centre équestre	14.66
École primaire 01	0.50
École primaire 02	0.50
École primaire 03	0.50
CEM	0.79
Lycée	1.32
Station de service	0.45
Station urbaine	2.07
Sureté urbain	0.76
Protection civile	0.72
Maternité	1.49
Agence postale	0.26
Mosquée	0.26
Antenne APC	0.26
EQ. Culturel	0.26
Centre commercial + marché	1.36
Complexe sportif	1.54
Polyclinique	0.55
Reserve. Équipement 01	0.30
Reserve. Équipement 02	0.58
Reserve. Équipement 03	0.28
Reserve. Équipement 04	0.97
Placette 01	0.28
Placette 02	0.26
Placette 03	0.26
Placette 04	0.26
Placette 05	0.26
Placette 06	0.28
Placette linéaire 01	1.16
Placette linéaire 02	1.05
Placette linéaire 03	0.98
Placette linéaire 04	0.64
Aire de jeux 01	0.13
Aire de jeux 02	0.07
<b>TOTAL</b>	<b>36,01</b>

#### I.4 Situation Hydraulique :

La zone d'étude sera alimentée à partir de forage Djida avec les coordonnées X=298.00, Y=180.25, Z=1100 m. Avec un débit mobile 20 (l/s). Niveau statique N.S =33.00 m niveau dynamique N.D=37 m. Et d'autre forages qui seront réhabilités décilla la réalisation du projet urbanisme. (Source d'information ADE/ DRE de SAIDA).

**Tableau I.7 Coordonnées Géographique et hydraulique du Forage Djida.**

	<b>Z</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>Débit</b>	<b>N.D</b>	<b>N.S</b>
	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
<b>Forage Djida</b>	1100.00	298.00	180.25	20.00	37.00	33.00



## **Chapitre II**



## **Évaluation des besoins en eau du Nouveau Pôle**

## II. Évaluation des besoins en eau du Nouveau Pôle :

L'évaluation des besoins en eau constitue la seconde étape dans la conception d'un projet hydraulique ; qui est l'évaluation d'Eau (domestique, irrigation, industrie). Le dimensionnement des différents ouvrage (pompes, conduites, châteaux d'eau... etc.) peut se faire à partir du calcul des besoins. Ces derniers sont variables dans le temps, il y a lieu de cerner cette évolution dans le temps.

Le débit de consommation à plusieurs variations, en raison de l'irrégularité de la consommation, et qui se résument comme suit

- Les variations annuelles qui dépendent de niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la cité.
- La variation horaire qui dépende du régime de consommation de la population on distingue.
  - Heure de pointe pendant les repas.
  - Consommation faible pendant la nuit.

Afin d'aboutir à une estimation du débit journalier, l'évaluation des besoins en eau de la zone d'étude nécessite la connaissance des facteurs tel que :

- Population estimée.
- Les besoins municipaux (sanitaires, sociales, commerciales, loisirs et joue ...etc.).

Et s'ajoute d'autres paramètres (dotation journalière, taux d'accroissement...).

### II.1 Calcul de la consommation moyenne journalière $O_{j.moy}$ :

La consommation journalière moyenne sera calculée comme suit :

$$Q_{j.moy} = \frac{\sum N_i \cdot m_i}{1000} \quad (m^3/j) \quad \text{II.1}$$

Avec

$O_{j.moy}$  : débit journalier moyen.

N : nombre calculé de consommation de chaque catégorie.

i : indice-catégorie.

m : norme unitaire moyenne journalière dotation (l/j/usager)

#### II.1.1. Estimation de la population :

Le nombre d'habitant du Nouveau Pôle est estimé à 23025 hab. (voir. Chapitre I. Page 9.

Paragraphe 1.3.1 situation démographique (population estimée)).

**II.1.2 Les équipements de la zone d'étude : Ils sont présents dans le tableau II.1****Tableau II.1 Équipements du Nouveau Pol avec la superficie**

Nom de l'équipement à projeté	Superficie	
	Ha	m <sup>2</sup>
Centre équestre	4.14	41365
École primaire01	0.50	5000
École primaire 02	0.50	5000
École primaire 03	0.50	5000
CEM	0.79	7000
Lycée	1.32	13200
Station de service	0.45	4500
Station urbaine	2.07	20700
Sureté urbain	0.76	7600
Protection civile	0.72	7200
Maternité	1.49	14900
Agence postale	0.26	2600
Mosquée	0.26	2600
Antenne APC	0.26	2600
EQ culturel	0.26	2600
Centre commercial + marché	1.36	13600
Complexe Sportif	1.54	15400
Polyclinique	0.55	5500
R EQ 01	0.30	3000
R EQ 02	0.58	5800
R EQ 03	0.28	2800
R EQ 04	0.97	9700
Placette 01	0.28	2800
Placette 02	0.26	2600
Placette 03	0.26	2600
Placette 04	0.26	2600
Placette 05	0.26	2600
Placette 06	0.28	2800
Placette linéaire 01	1.16	11600
Placette linéaire 02	1.05	10500
Placette linéaire 03	0.98	9800
Placette linéaire 04	0.64	6400
Aire de jeux 01	0.13	1300
Aire de jeux 02	0.07	700
<b>Total</b>	<b>36.01</b>	<b>360100</b>

**II.1.3. Choix de la dotation :**

Le choix de la dotation se fait en fonction du nombre d'habitants de l'agglomération urbaine étudiée.

En Algérie, les besoins moyens en milieu urbain sont de l'ordre de 150 à 200 l/j/habitant (ville moyenne à grande ville). En milieu rural, ils sont de l'ordre de 80 à 100 l/j/habitant.

**II.2 Estimation moyenne des besoins de l'équipement :**

**II.2.1 Besoins centre équestre :** Le Nouveau Pôle container de centre équestre pour les Chevaux donc leur besoin en eau estimatif est déterminé dans le Tableau N° II.2 suivant :

**Tableau N° II.2 Besoins en eau pour Centre équestre.**

Type de l'équipement	Surface	Dotation	Consommation moyenne journalière	
	m <sup>2</sup>	l/j/ m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /j	l/s
Centre équestre	41365.00	25	1034.13	11.97
		<b>Total</b>	<b>1034.13</b>	<b>11.97</b>

**II.2.2 Besoins scolaires :** Le Nouveau Pôle comprend trois écoles, un CEM et un Lycée, leurs besoins en eau estimés se résument dans le tableau suivant

**Tableau N° II.3 Besoins scolaires**

Type de l'équipement	Surface	Dotation	Consommation moyen journalière	
	m <sup>2</sup>	l/j/ m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /j	l/s
École primaire 01	5000	15	75.00	0.87
École primaire 02	5000	15	75.00	0.87
École primaire 03	5000	15	75.00	0.87
CEM	7900	20	158.00	1.83
Lycée	13200	20	264.00	3.05
		<b>Total</b>	<b>647.00</b>	<b>7.49</b>

### II.2.3 Besoins sanitaires

Le nouveau Pôle comprend des équipements sanitaires une maternité et un Polyclinique dont leur besoin en eau estimatif est déterminé dans le tableau suivant

**Tableau N ° II.4 : Besoins sanitaires.**

Type de l'équipement	Surface	Dotation	Consommation moyen journalière	
	m <sup>2</sup>	l/j/ m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /j	l/s
Maternité	14900	5	74.50	0.86
Polyclinique	5500	5	27.50	0.32
		<b>Total</b>	<b>102.00</b>	<b>1.18</b>

### II.2.4 Besoins socio-culturel et commercial :

Le Nouveau Pôle comprend les équipements administratifs suivent : protection civile, agence postale, mosquée, antenne APC, équipements culturel, centre commercial+marché, complexe sportif, station de service et sureté urbaine leur besoins en eau estimatif est déterminé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau N ° II.5 : Besoins socio-culturel et commercial**

Type de l'équipement	Surface	Dotation	Consommation Moyenne journalière	
	m <sup>2</sup>	l/j/ m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /j	l/s
Station de service	4500	25	112.50	0.26
Station urbain	20700	5	103.50	1.20
Sureté urbain	7600	5	38.00	0.44
Protection civile	7200	5	36.00	0.42
Agence postale	2600	5	13.00	0.15
Mosquée	2600	5	13.00	0.15
Antenne APC	2600	5	13.00	0.15
Équipement culturel	2600	15	39.00	0.45
Centre commercial + marché	13600	5	68.00	0.79
Complexe sportif	15400	10	154.00	1.78

**Suit Tableau N ° II.5**

R EQ 01	3000	25	75.00	0.87
R EQ 02	5800	25	145.00	1.68
R EQ 03	2800	25	70.00	0.81
R EQ 04	9700	25	242.50	2.80
		<b>Total</b>	<b>1032.50</b>	<b>11.95</b>

**II.2.5 Besoins pour l'arrosage**

Les besoins estimés pour l'arrosage sont résumés dans le tableau II.6 suivant :

**Tableau N ° II.6 : Besoins en eau estimés pour l'arrosage.**

Type de l'équipement	Surface	Dotation	Consommation moyenne journalière	
	m <sup>2</sup>	l/j/ m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /j	l/s
Placette 01	2800	5	14.00	0.16
Placette 02	2600	5	13.00	0.15
Placette 03	2600	5	13.00	0.15
Placette 04	2600	5	13.00	0.15
Placette 05	2600	5	13.00	0.15
Placette 06	2800	5	14.00	0.16
Placette linéaire 01	11600	5	58.00	0.67
Placette linéaire 02	10500	5	52.50	0.61
Placette linéaire 03	9800	5	49.00	0.57
Placette linéaire 04	6400	5	32.00	0.37
Aire de jeux 01	1300	50	65.00	0.75
Aire de jeux 02	700	50	35.00	0.41
		<b>Total</b>	<b>371.50</b>	<b>4.30</b>

**II.2.6 Récapitulation de la consommation moyenne totale en eau**

Les différents calculs des besoins en eau du Nouveau Pôle sont récapitulés dans le tableau II.7

Tableau N ° II.7 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

N	Type de consommation		Unité	Nombre	Superficie	Dotation	Débit moyen journalier	
					m²	l/j/usager	(m³/j)	(l/s)
01	Domestique	Habitants	hab.	23025	/	150	3453.750	39.97
02	Centre équestre	Chevale	m²	/	41365.00	25	1034.13	11.97
03	Scolaire	École primaire	m²	3	15000	15	647.00	7.49
		CEM	m²	1	7900	20		
		Lycée	m²	1	132000	20		
04	Sanitaire	Maternité	m²		14900	5	102.00	1.18
		Polyclinique	m²	01	5500	5		
05	Socio-culturel Commercial	Station de service	m²	1	4500	5	1032.50	11.95
		Station urbain	m²	1	20700	5		
		Sureté urbain	m²	1	7600	5		
		Protection civile	m²	1	7200	5		
		Agence postale	m²	1	2600	5		
		Mosquée	m²	1	2600	5		
		Antenne APC	m²	1	2600	5		
		EQ culturel	m²	1	2600	15		
		Complexe sportif	m²	1	15400	10		
		R EQ	m²	4	21300	25		
		Centre commercial + marché	m²	1	13600	5		
06	Arrosage espace vert	Placettes	m²	10	54300	5	371.5	4.30
		Aire de Joux	m²	2	2000	50		
						Total	6640.88	76.86

$$Q_{jmoy} = 6640.88 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Il est nécessaire de majorer la consommation moyenne de 20%, marge de sécurité pour pallier aux éventuels imprévus tel que pertes d'eau dans le réseau de distribution, donc la consommation moyenne journalière devient.

$$Q_{jmoy} = Q_{jmoy \text{ calculée}} + 20\% \text{ de } Q_{jmoy \text{ calculée}}$$

**II.2**

$$Q_{jmoy} = 6640.88 * 1.2 = 7969.05 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

OBS :  $Q_{jmoy} = 7969.05 \text{ (m}^3/\text{j)}$  c'est le débit moyen majorée pour toutes les catégories du consommateur.

**Tableau N ° II.8 Majoration du débit moyen journalière.**

Type de consommateur	Q <sub>moyj</sub>		Coeff Majoration	Q <sub>moy j majorée</sub>	
	m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
Besoins domestique	3453.75	39.97	1.20	4144.50	47.97
Autre besoins	3187.13	36.89	1.20	3824.55	44.27
<b>Total</b>	<b>6640.88</b>	<b>76.86</b>		<b>7969.05</b>	<b>92.23</b>

### II.3 Étude des variations de débits

Le débit de consommation à plusieurs variations, en raison de l'irrégularité de la consommation, et qui se résument comme suit

- Les variations annuelles qui dépendent de niveau de vie de la population.
- Les variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la cité.
- La variation horaire qui dépende du régime de consommation de la population on distingue.
  - Heure de pointe pendant les repas.
  - Consommation faible pendant la nuit. [8]

#### II.3.1 Coefficients d'irrégularité

##### II.3.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalière $k_{maxj}$

$K_{maxj}$  : coefficients d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière, ce coefficient garantissant la satisfaction intégrale des besoins en eau.

$$K_{maxj} = \frac{Q_{j,max}}{Q_{j,moy}}$$

Avec :  $Q_{j,max}$  : le débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{j,moy}$  : le débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

$K_{maxJ}$  : varie entre 1.1 à 1.3 dans notre cas on prend  $K_{maxj} = 1.2$

**II.3.1.2 Coefficient d'irrégularité horaire kh**

$$K_{h\max} = \frac{Q_{h.\max}}{Q_{h.\text{moy}}}$$

Avec :  $K_{h\max}$  : coefficient d'irrégularité horaire maximum

$Q_{h.\max}$  : le débit maximum horaire (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{h.\text{moy}}$  : le débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).

$$K_{h\max} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}.$$

**Tableau II.9 Variation De Coefficient  $\beta$** 

<b>Population (hab.)</b>	1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	<b>10.0</b>	<b>20.0</b>	50.0	100.0	300.0	1000.0
$B_{\max}$	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	<b>1.3</b>	<b>1.2</b>	1.15	1.1	1.03	1.0
$B_{\min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	0.6	0.7	0.83	1.0

$\beta$ : en fonction de nombre d'habitant de la cité

$\alpha$ : en fonction de niveau de vie et de travail de population prend  $\alpha = 1.2$

$\alpha_{\max}$  varie entre « 1.2 à 1.6 » on prend (1.5) ;  $\alpha_{\min}$  entre « 0.4 à 0.6 » on prend (0.5).

Dans ce projet le nombre de populations est égal à 23025 habitants

**Calcul B max**

$$(1.2 - 1.15) \longrightarrow (20000 - 50000)$$

$$(1.2 - \beta_{\max}) \longrightarrow (20000 - 23025)$$

$$\beta_{\max} = 1.19$$

Calcul  $\beta_{\min}$

$$(0.5 - 0.6) \longrightarrow (20000 - 50000)$$

$$(0.5 - \beta_{\min}) \longrightarrow (20000 - 23025)$$

$$\beta_{\min} = 0.48$$

$$\text{Donc : } k_{h\max} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} = 1.2 * 1.19 = 1.43$$

$$k_{h\min} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} = 0.5 * 0.48 = 0.24$$

**II.3.1.3 Coefficient de point  $k_p$  : le coefficient de point est donné par l'expression suivante :**

$$k_p = k_{j\max} * k_{h\max}$$

$$k_p = 1.2 * 1.43$$

$$K_p = 1.72$$

### II.3.1.4 Récapitulation des Différents Débits :

Tous les besoins en eau du Nouveau Pôle qui sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II.10 Calcul consommation maximal.**

Type de Consommateur	Q <sub>moyj</sub> majoré		K <sub>j</sub>	Q <sub>maxj</sub>		K <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub>	
	m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
<b>Besoins domestique</b>	4144.50	47.97	1.2	4973.40	57.56	1.72	7131.61	82.54
<b>Autres besoins</b>	3824.56	44.27	1.0	3824.56	44.27	1.43	5469.12	63.30
<b>Total</b>	<b>7969.06</b>	<b>92.23</b>		<b>8797.96</b>	<b>101.83</b>		<b>12597.66</b>	<b>145.81</b>

**Remarque :**

- Avec le débit maximal journalier on dimensionne la conduite de refoulement et le réservoir et le choix de la pompe.
- Et avec le débit de point on dimensionne le conduit de distribution et le réseau d'AEP.

La lutte contre les incendies doit assurer l'alimentation des bouches d'incendie qui débitent (120 m<sup>3</sup>/2h = 17 l/s). [8]

### II.3.2 Variations de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Les débits horaires est déterminiez en fonction du régime de consommation et du développement des habitudes de la population.

#### II.3.2.1 Consommation moyenne horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{h.moy} = \frac{Q_{j.max}}{24} \quad \text{II. 3}$$

Avec:

Avec : Q<sub>h.moy</sub>: débit moyen horaire en m<sup>3</sup>/h

Q<sub>max,j</sub>: débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j

$$Q_{h.moy} = \frac{8797.96}{24} = 366.58 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### II.3.2.2 Consommation maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs durés eau de distribution, il est déterminé par la formule suivante:

$$Q_{h.max} = K_{maxh} * Q_{h.moy} \quad \text{II. 4}$$

Donc Q<sub>h.max</sub> = 1.43 × 366.58 = 524.21 m<sup>3</sup>/h

Avec : Q<sub>h.max</sub>: débit maximum horaire en m<sup>3</sup>/h

K<sub>max,h</sub>: Coefficient d'irrégularité maximale horaire; donne notre cas égale à 1,43.

### **II.3.2.3 Évaluation de la consommation horaire en fonction du coefficient maximum horaire :**

L'importance de l'agglomération et la consommation horaire impose la variation de débit horaire. La variation des débits horaires dans une journée est représentée en fonction du coefficient maximum horaire.



## **Chapitre III**



## **Étude du stockage**

### III. Définition du Réservoir :

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau et aussi de régulation entre le débit d'apport et le débit de consommation pendant la période de distribution lorsque ce dernier se vide et se remplit lors de la consommation et la régularité dans le fonctionnement des pompes ; il est conçu pour assurer la satisfaction des besoins des eaux de l'agglomération pour certaine durée avec une pression régulière et maintient l'eau à l'abri de tout risque de contamination.

Le réservoir permet de rendre optimale le débit d'équipement pour tous les ouvrages situés en amont de lui, soit son fonctionnement est permanence ou volontairement intermittent. [8]

- Dans ce chapitre on va déterminer les volumes de stockage (la capacité des réservoirs), et de vérifier leur capacité, afin d'assurer un meilleur fonctionnement du réseau d'alimentation et de satisfaire les besoins en eau des différentes catégories de consommateurs.

#### III.1 Le rôle des réservoirs [8]

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, parmi ces rôles :

- Réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

#### III.2 Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs obéit aux critères suivants :

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés une pression suffisante.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- L'emplacement est de préférence également à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre de la consommation.

- Le choix du site du réservoir doit alors en général obéir à la règle simple suivante :

« Trouver à la cote minimale d'implantation (assurant une desserte satisfaisante des maisons les plus hautes). Le point le plus proche de l'agglomération, compte tenu bien entendu des possibilités de fondations sur le terrain » [8].

#### III.3 Classification des réservoirs

Le classement de réservoir peut être réalisé selon plusieurs critères.

##### III.3.1 Classement selon le matériau de construction : [8]

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs sont soit le métal, rivé ou soudé .la maçonnerie avec enduit intérieur de ciment étanche, et maintenant surtout le béton armé, également enduit.

##### III.3.2 Classements selon position du réservoir par rapport au terrain naturel :

- Sur sol.
- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur tour.

### III.3.3 Classements selon la forme de la cuve :

Les travaux doivent s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain.

- **Forme Cubique** : La forme cubique du réservoir permet une structure statique et adaptable, solide dans l'exécution, de sorte que les extensions ultérieures ne présenteront pas beaucoup de difficultés.
- **Forme Cylindrique** : La cuve cylindrique de grand diamètre est en béton précontraint. D'un point de vue spécifique du volume, c'est le plus avantageux. Une répartition homogène des charges hydrostatiques contribue à une bonne stabilité du talus excavé et réduit les risques de fissuration. Des modes de réalisation de ce type ne sont pas adaptés à des terrains en pente soumis à des contraintes asymétriques.



**Figure III.1 : schéma d'un réservoir de distribution forme de la cuve (Cylindrique, Cubique) [18]**

### III.4 Analyse de la capacité de stockage

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits 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 du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

- **Principe de calcul**

La capacité d'un réservoir est estimée soit par la méthode analytique soit par la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation.

### ✓ Méthode analytique de calcul le volume de réservoir

La méthode de calcul de la capacité du réservoir est dressée dans le tableau III.2

Volume apporté  $Q\Delta t$  : volume maximal journalier ( $m^3/h$ ) ; ( $Q\Delta t = \frac{Q_{j.max}}{24}$ ).

Volume consommé = volume apporté  $\times \frac{ah \times 24}{100} = Q\Delta t \times ah \times 0.24$ .

$\Delta v$  : volume d'apport cumulé – volume consommé cumulé

$\Delta v^+$  : excès lors des différentes heures de la journée.

$\Delta v^-$  : déficit lors des différentes heures de la journée.

On  $K_{maxh}=1.5$  donc le coefficient horaire sera pris comme il est indiquée (Annexe 2 :

Répartition des débits horaires en fonction de variations horaires de la consommation totale en fonction du coefficient maximum horaire ( $K_{maxh}$ ).

**Tableau III.1 Coefficient maximum horaire  $K_{maxh}$  en fonction de variation horaire de la consommation totale**

Valeur correspondante d'ah												
horaire	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12
$K_{maxh}$	1.5	1.5	1.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.25	6.25	6.25	6.25
Valeur correspondante d'ah												
horaire	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24
$K_{maxh}$	5	5	5.5	6	6	5.5	5	4.5	4	3	2	1.5

$$V_r = |\Delta v_{max}^+| + |\Delta v_{max}^-| \quad \text{III.1}$$

Avec

$V_r$  : volume résiduel de réservoir ;

$Q_{j.max}$  : débit maximal journalier;

$a$  (%) : pourcentage du volume maximal qui devant être stocké.

La capacité totale du réservoir sera comme suit:

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad \text{III.2}$$

Avec:

$V_t$  : volume total de réservoir.

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à une valeur de  $120 m^3$  pendant 2 heures.

Méthode analytique on note que  $K_{hmax}=1.5$  donc le coefficient horaire sera pris comme il est indiquée au Tableau III.1. Coefficient maximum horaire  $K_{maxh}$  en fonction de variation horaire de la consommation totale [8]

(Volume apport =  $Q_{maxj}/24$ ) ; ( $8797.96/24=366.5817 m^3/h$ ).

**Tableau III.2: Détermination de la capacité de stockage nécessaire pour le nouveau Pôle.**

Horaire	Coefficient horaires	$Q_{\max}$ apport	$Q_{\max} \cdot ah^* 0.24$	Volume Apport	Volume consommation	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0—1	1.50	366.5817	131.9694	366.58	131.97	234.61	
1—2	1.50	366.5817	131.9694	733.16	263.94	469.22	
2—3	1.50	366.5817	131.9694	1099.75	395.91	703.84	
3—4	1.50	366.5817	131.9694	1466.33	527.88	938.45	
4—5	2.50	366.5817	219.9490	1832.91	747.83	1085.08	
5—6	3.50	366.5817	307.9286	2199.49	1055.76	1143.73	
6—7	4.50	366.5817	395.9082	2566.07	1451.66	1114.41	
7—8	5.50	366.5817	483.8878	2932.65	1935.55	997.10	
8—9	6.25	366.5817	549.8726	3299.24	2485.42	813.81	
9—10	6.25	366.5817	549.8726	3665.82	3035.30	630.52	
10—11	6.25	366.5817	549.8726	4032.40	3585.17	447.23	
11—12	6.25	366.5817	549.8726	4398.98	4135.04	263.94	
12—13	5.00	366.5817	439.8980	4765.56	4574.94	190.62	
13—14	5.00	366.5817	439.8980	5132.14	5014.84	117.31	
14—15	5.50	366.5817	483.8878	5498.73	5498.73	0.00	
15—16	6.00	366.5817	527.8776	5865.31	6026.60		-161.30
16—17	6.00	366.5817	527.8776	6231.89	6554.48		-322.59
17—18	5.50	366.5817	483.8878	6598.47	7038.37		-439.90
18—19	5.00	366.5817	439.8980	6965.05	7478.27		-513.21
19—20	4.50	366.5817	395.9082	7331.63	7874.17		-542.54
20—21	4.00	366.5817	351.9184	7698.22	8226.09		-527.88
21—22	3.00	366.5817	263.9388	8064.80	8490.03		-425.23
22—23	2.00	366.5817	175.9592	8431.38	8665.99		-234.61
23—24	1.50	366.5817	131.9694	8797.96	8797.96		0.00
Total	100.00	8797.96	8797.96				

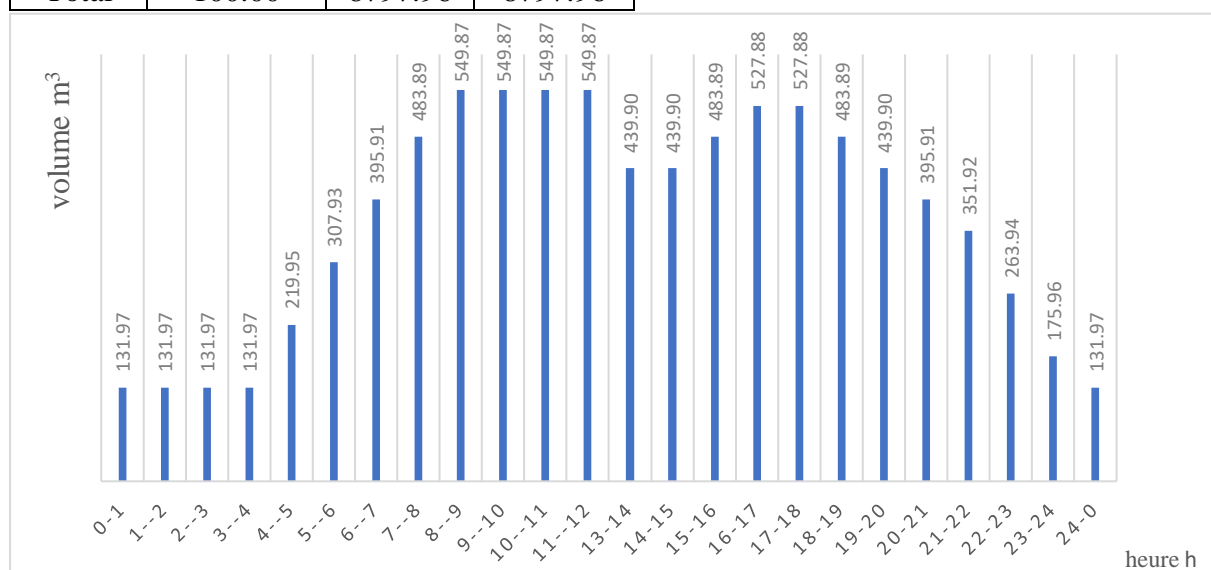


Figure III.2 Graphe de la consommation.

D'après le tableau et le graphe mentionnés à la page précédente on a :

- Le débit maximum horaire qui est de 8.00 h à 12 h.  $Q_{\max h} = 549.87 \text{ m}^3/\text{h}$
- Le débit minimum horaire qui est de 24 h à 4.  $Q_{\min h} = 131.97 \text{ m}^3/\text{h}$
- Le volume excès  $|\Delta V_{\max}^+| = 1143.73 \text{ m}^3$  et le volume déficit  $|\Delta V_{\max}^-| = 542.54 \text{ m}^3$

$$V_{\text{rés}} = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{\text{rés inc}}$$

III.3

$$V_{\text{rés}} = |1143.73| + |542.54| + 120 = 1806.27 \text{ m}^3$$

### • Représentation graphique de la méthode analytique

On représente les courbes d'apports et de consommation, le volume est obtenu en additionnant les écarts des deux extrêmes par rapport la courbe d'apport on obtient  $|\Delta V_{\max}^+|$  et  $|\Delta V_{\max}^-|$  en ajoutant le volume de réserve d'incendie  $V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$

$$V_t = 1143.73 + 542.54 + 120 = 1806.27 \text{ m}^3$$

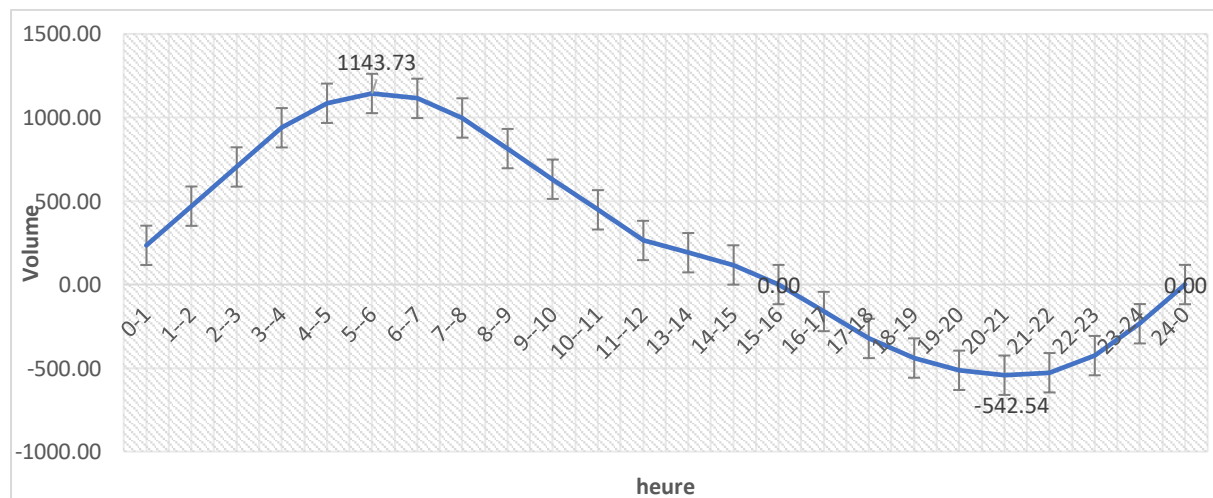
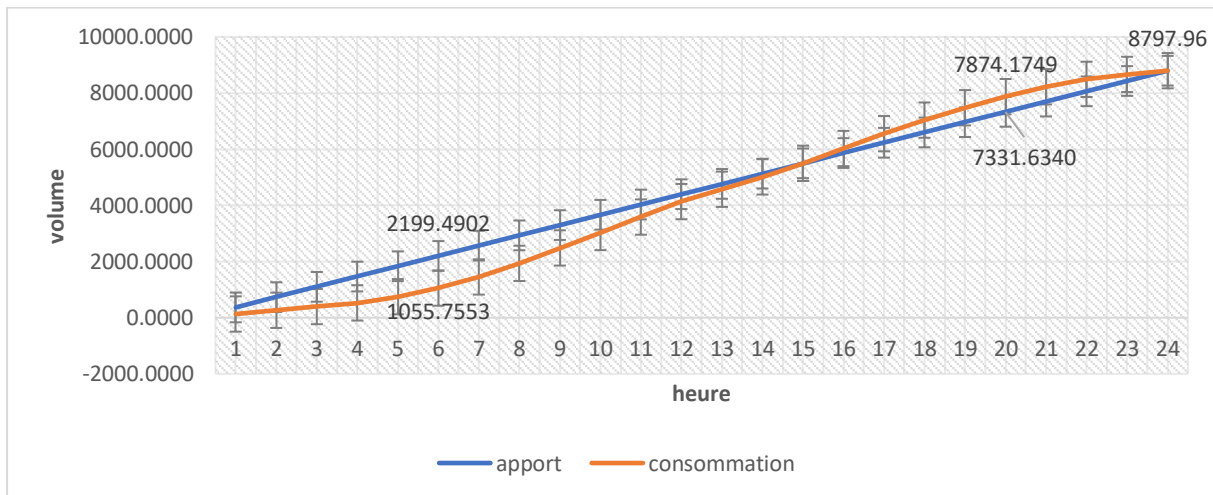


Figure III.3 Graphe de calcul de la capacité du réservoir

On conclut que la capacité (volume) du réservoir qui satisfait les besoins de notre agglomération qui est calculé analytiquement, si on prévoit un seul réservoir est estimée 2000 m<sup>3</sup>.

### III.5 Dimensions d'ouvrage du stockage projeté : en note réservoir cylindrique.

Les niveaux d'eau utiles sont généralement limités entre 3 et 6 mètres ; pour les agglomérations petites ou moyennement importantes, la hauteur optimale se situe généralement autour de 3 à 5 mètres. Pour les grands réservoirs (villes importantes), le niveau d'eau peut atteindre 5 à 8 mètres, ou même peut atteindre jusqu'à 10 mètres.

On pose :  $h = 5$  m

Nous projetons un ouvrage de stockage

- Un réservoir superficiel d'un volume de 1200 m<sup>3</sup> pour assurer le débit.
- Un château d'eau d'une capacité de 750 m<sup>3</sup> pour assurer la pression.

#### • Réservoir de capacité 1200 (m<sup>3</sup>)

##### III.5.1 Le diamètre de réservoir superficiel (cuve)

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = S = \frac{V_n}{h} \quad \text{III.4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}} \quad \text{III.5}$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>).

$S$  : section du réservoir (m<sup>2</sup>).

$D$  : diamètre de la cuve (m).

$h_e$  : hauteur utile optimale d'eau (m).

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1200}{3,14 \cdot 5}} \Rightarrow D = 17.49 \text{ m soit } D = 18 \text{ m}$$

##### III.5.2 Recalculer la hauteur d'eau ( $h_e$ ) dans le réservoir :

Nous avons :

$$h_e = \frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot D^2} \quad \text{III.6}$$

$$h_e = \frac{4 \cdot 1200}{3,14 \cdot 18^2} = 4.72 \text{ m}$$

$h_e = 4.72$  m. Soit  $h_e = 5$  m.

La conduite d'arrivée sera à :  $h_e + 0,5$  m, soit 5.50 m au-dessus du radier de la cuve.

### III.5.3 La Hauteur D'incendie pour réservoir superficiel:

Avec volume d'incendie égal 120 m<sup>3</sup>

$$h_{inc} = \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot D^2}$$

$$h_{inc} = 0.47 \text{ m}$$

$$h_{inc} = 0.5 \text{ m}$$

### III.5.4 Cote Radier De Réservoir

Pour s'assurer que l'eau arrive dans tous les points de l'agglomération La cote radier du réservoir doit être dimensionnés de manière à ce qu'il n'y est pas des pressions trop importantes sur les points bas et des pressions faible sur les points haute

$$Cr = Ct + H + h_{wi} + Pr + h_{we}$$

**III.6**

Avec

Cr : cote de radier du réservoir.

Ct : cote du terrain au point le plus défavorable.

H : hauteur d'eau donnée en fonction du nombre d'étage.

$H = R + 4 \cdot n$  (avec R pression du sol = 10m ; n : nombre d'étage, (pour Nouveau Pôle n = 4))

H<sub>wi</sub> : perte de charge intérieure du sol = 3m.

Ps : pression minimale au niveau (chauffe d'eau Ps = 3m).

H<sub>we</sub> : perte de charge dans la conduite de distribution (H<sub>we</sub> = j<sub>l</sub>).

### III.5.5 Diamètre de la conduite de distribution

On applique l'équation de continuité pour une vitesse moyenne de 1(m/s)

$$\text{Avec } Q = V \cdot S$$

**III.7**

Avec le débit max est  $Q_{j,max} = 145.81 \text{ l/s}$

On fixe le Vitesse d'écoulement  $V = 1 \text{ m/s}$

De formules III.6 et III.1 on aura :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 145.81 \cdot 10^{-3}}{3.14 \cdot 1}}$$

$$D = 0.430 \text{ m}$$

On a le choix entre deux diamètres 0.450m et 0.400 m.

Pour  $D = 0.450 \text{ m}$   $V = 0.92 \text{ m/s}$  et pour  $D = 0.400 \text{ m}$   $V = 1.16 \text{ m/s}$ .

La conduite de distribution sera en PEHD, On prend un diamètre commercial  $D = 400 \text{ mm}$

Note:  $V = 1.16 \text{ m/s}$ ;  $Q_p = 145.81 \text{ l/s}$ .

- **Réservoir capacité 750 (m³).**

### III.5.6 Détermination de type de réservoir projet

Pour déterminer le type de réservoir projeté, il faut calculer la hauteur de Tour cette dernier est déterminé comme suit  $H_{ch} = C_r - CTN$ .

#### III.5.6.1 Perte De Charge

Pour le calcul de la perte de charge dans la conduite de distribution, on applique la formule de Hazen-Williams. Par mesure de sécurité, on suppose que la rugosité de la paroi de la conduite d'adduction est égale à 150 mm

$$J = 1.1 * (10.69 * (\frac{145.81/1000}{150})^{1.852} * (\frac{1}{0.40})^{4.87} * L) \quad \text{Avec } L = 100 \text{ m.}$$

$$J = 0.27$$

#### III.5.6.2 Calcul de la côte radié du réservoir

$$C_r = C_t + H + h_{wi} + P_r + h_{we}$$

$$C_r = 999.51 + (10 + 4 * 4) + 3 + 3 + (0.27)$$

$$C_r = 1031.78 \text{ m}$$

La cote du radier du réservoir sera égale à 1031.78 m

#### III.5.6.3 Le diamètre de réservoir 750 m³ (cuve)

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{III.5}$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m³).

$S$  : section du réservoir (m²).

$D$  : diamètre de la cuve (m).

$h_e$  : hauteur utile optimale d'eau (m).

$$\text{AN:} \quad D = \sqrt{\frac{4 * 750}{3.14 * 10}} \Rightarrow D = 9.77 \text{ m} \quad \text{Soit } D = 10 \text{ m}$$

#### III.5.6.4 La Hauteur D'incendie (pour réservoir 750 m³) :

Avec volume d'incendie égal 120 m³

$$h_{inc} = \frac{4 * 120}{\pi * 10^2}$$

$$h_{inc} = 1.236 \text{ m}$$

$$h_{inc} = 1.25 \text{ m}$$

#### III.5.6.5 Calcul de la hauteur d'eau $h_e$ dans le réservoir du capacité 750 m³ :

Nous avons :

$$C_r = 1031.78, CTN = 1023$$

$$h_e = C_r - CTN \quad 1031.78 - 1023$$

III.8

$$\Rightarrow h_e = 8.78 \text{ m} \quad \text{Soit } h_e = 10 \text{ m}$$

### III.5.6.6 Cote du trop-plein

La cote du trop-plein se calcule comme suit

$$C_{tp} = C_r + h_e \quad \text{III.9}$$

$$C_{tp} = 1031.78 + 10$$

$$= 1041.78 \text{ m.}$$

En ajoutant la hauteur de conduit d'arrivée qui est 0.5m

$$C_r = 1031.78 \text{ m.}$$

$$C_{tp} = 1041.78 \text{ m.}$$

### III.5.6.7 Cote d'arrivée d'eau

La cote d'arrivée de l'adduction est déterminée comme suit

$$C_{ad} = C_r + h_e + 0.5 \quad \text{III.10}$$

$$C_{ad} = C_{tp} + 0.5$$

$$= 1041.78 + 0.5$$

$$= 1042.28 \text{ m}$$

$$H_{ch} = C_r - C_{TN} = 1031.78 - 1023 = 8.78 \text{ m.}$$

Donc le réservoir sera de type surélevé (château d'eau avec une hauteur de tour 10 m environ

- Vu le volume important, du réservoir pour le château d'eau d'une capacité 750 m<sup>3</sup> et un réservoir superficiel de 1200 m<sup>3</sup> muni d'un sur-presseur automatique alimente le château d'eau.

## III.6 Construction de réservoir

Les matériaux utilisés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer

Une parfaite étanchéité.

Une bonne résistance et durabilité dans le temps au contrôle de l'eau.

Ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée.

Réservoir en béton armé matériau qui a fait ses preuves. Il est en général le plus utilisé.

Le réservoir doit comporter une chambre de manœuvre où se trouveront les organes de réglage. [8]

## III.7 Équipements du réservoir [8]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

- **une conduite d'arrivée ou d'alimentation** : Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer le brassage. Cette arrivée par le bas ou en siphon noyé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations. L'extrémité de cette dernière est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son niveau maximal.

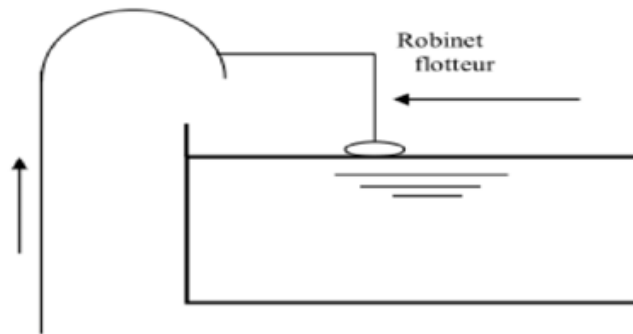


Figure III.4 Conduite d'arrivée [8]

- **Une conduite de départ ou de distribution** : Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier, pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

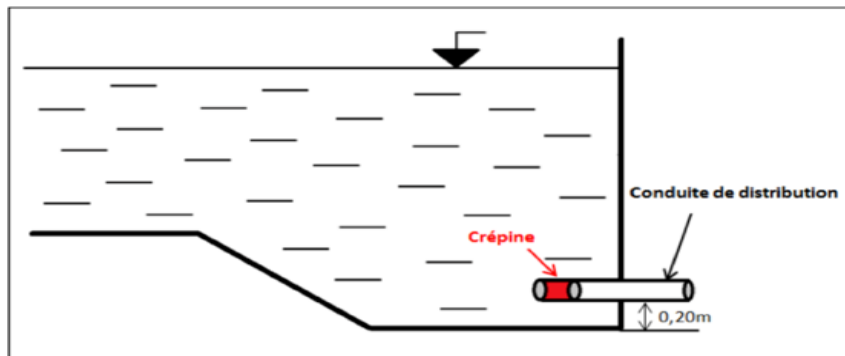


Figure III.5 Conduite de distribution [8]

- **Conduite de trop-plein** : Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

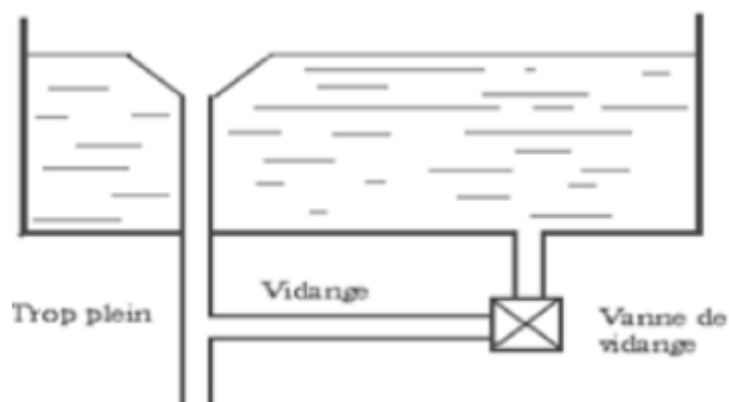


Figure III.6 Conduite de trop-plein [8]

**-Une conduite de vidange** : Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet- vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

**- Une conduite by-pass** : C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ, elle fonctionne uniquement quand le réservoir est isolé pour son entretien.

**- Un système de matérialisation de la réserve d'incendie** : C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve atteint le sua. Nous distinguons :

- Le système à deux prises : Ce système est très rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.
- Le système à siphon : Ce système à l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie. Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs :

- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).
- Un accès pour le nettoyage de la cuve.
- Une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de Vidange (au fond).
- une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir.

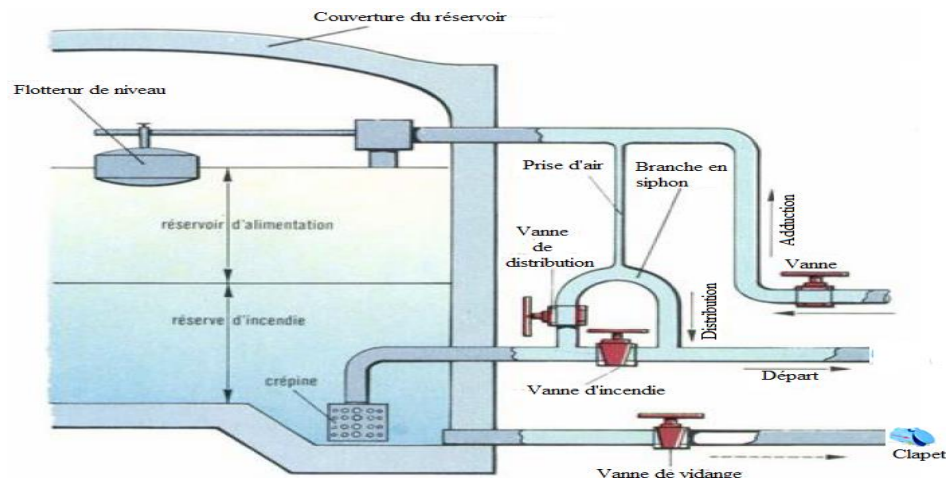
#### **- Le système à siphon**

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée

- ✓ Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.



**Figure III.7** Schéma représente les différents équipements d'un réservoir d'eau potable. [19]



**Figure III.8** Sauvegarde de la réserve d'incendie. [19]

### III.8 Entretien des réservoirs:

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques entraînent en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter à un nettoyage des réservoirs; opération comportant plusieurs étapes telles que:

- Isolement et vidange du réservoir, afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte de temps. On ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
- Éliminations des dépôts sur les parois.
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.

Pour assurer l'hygiène et la sécurité, les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre les corps étrangers et les variations de température.

Une ventilation convenablement choisies réaménagée, conçue de façon à éviter l'entrée de certaines espèces nuisibles (serpent, souris ...etc.).[8]

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

### III.9 Autres Recommandations

Dans un réservoir d'AEP, il aussi nécessaire de :

Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.

Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.

Aménager des évacuations pour les eaux pluviales. [8]

L'ouvrage du stockage opté est un réservoir type superficiel, surélevé avec les caractéristiques suivantes :

**Tableau III.2 Caractéristiques du Réservoirs**

Capacité de stockage	Type	Diamètre	Hauteur de la cuve	Cote de terrain naturel	Cote de radier	Cote de trop-plein
m <sup>3</sup>		m	m	m	m	m
1200	Superficiel	18	5	1023.00	1023.00	1028.00
750	Surélevée	10	10	1023.00	1031.78	1041.78



## **Chapitre IV**



### **Conception et dimensionnement du réseau de distribution**

#### IV Choix du type de réseau et la matière des conduites

L'acheminement de l'eau vers les abonnés doit se faire en qualité et en quantité, avec des débits bien répartis avec des pressions et des besoins satisfaisants aux différents nœuds le choix du type de réseau dépend essentiellement de tracé et l'importance de l'agglomération.

##### IV.1 Type de réseau suivant la structure et l'importance de l'agglomération :

On distingue trois schémas principaux de réseaux de distribution (le réseau ramifié, le réseau maillé, le réseau étagée et réseau mixte).

###### ➤ Réseau ramifié

Réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement. Il est adapté aux réseaux de faible densité et conçu pour une continuité de service peu exigée.

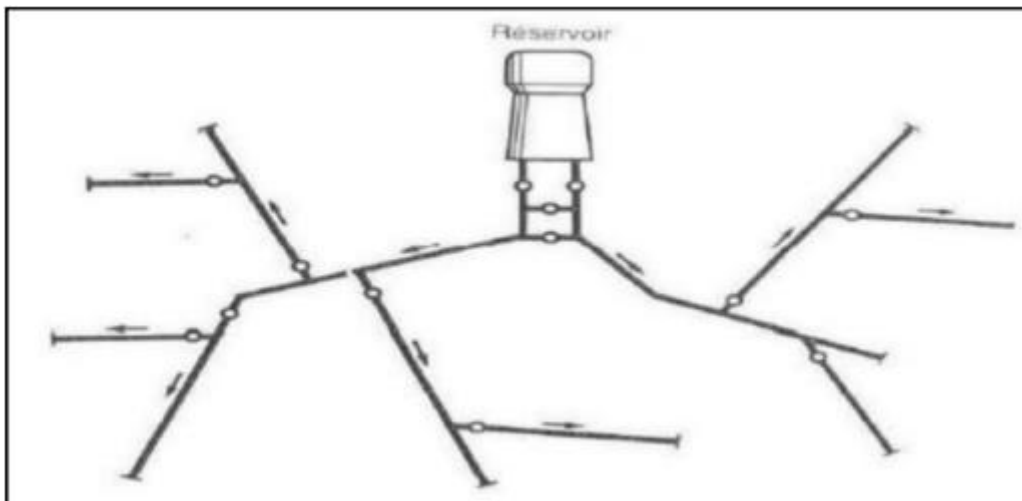


Figure VI.1 Réseau ramifié [18]

- **Avantages**

- ✓ Le coût d'investissement par rapport au réseau maillé est relativement bas.
- ✓ Le sens de l'écoulement est unique et connu.

Ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.

- **Inconvénients**

- ✓ Élévation de Perte de charge du système.
- ✓ Les abonnés en aval seront privés d'eau potable en cas de rupture ou travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale.

### ➤ Réseau maillé

Un réseau maillé est un ensemble des conduites dont la plupart des extrémités sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont appelées nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau dans le réseau maillé dépend fortement de la demande.

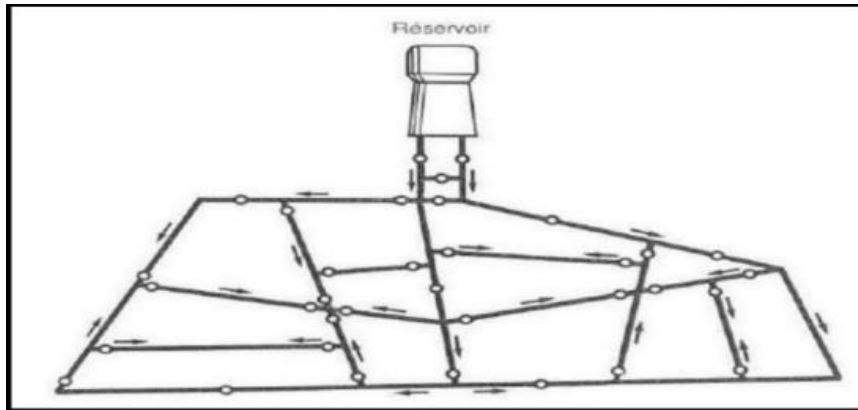


Figure VI.2 Réseau maillé [18]

#### • Avantages

- ✓ Le tronçon est alimenté par deux canalisations ou plus, d'où l'approvisionnement en eau est sécurisé.
- ✓ L'interruption de service en cas de rupture de conduite principale, se limite à la portion de réseau concernée, isolée par des vannes.

#### • Inconvénients

- ✓ Le coût de réalisation est relativement élevé par rapport au réseau ramifié.
- ✓ Difficulté de Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau.
- ✓ Inversion possible du sens de circulation de l'eau.
- ✓ Identification difficile, du tronçon causant des désordres (fuites, contaminations).

### ➤ Réseau étagé

La différence de niveau très importante entraîne par de fortes pressions au point le plus bas, nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire. Ce système qui permet la régularisation de la pression, c'est lui-même le réseau étagé.

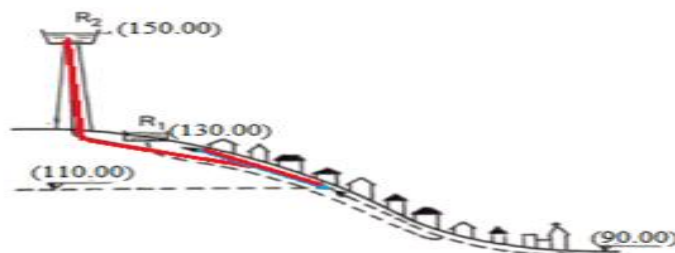


Figure VI.3 Réseau étagé [8]

### ➤ Réseau mixte

Le réseau mix est très souvent rencontré dans les zones urbaines, se forme d'association d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié ; imposée par la situation topographique du régent.

**IV.2 Choix du matériau des conduites :** Le choix du matériau utilisé est en fonction :

- de la pression.
- de l'agressivité due aux fluides et au sol.
- La température.
- La charge.
- de l'ordre économique (coût, disponibilité dans le marché).
- de la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...).

Nous avons opté comme matériau le PEHD PN10, PN16 suite à ces avantages qui sont les suivants :

- Disponibilité sur le marché.
- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartrage.
- Facilité de pose (bonne flexibilité).
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuites).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Comme inconvénient, ce type de matériau nécessite une grande technicité pour la jonction.

**IV.3 Choix du type de réseau:** Étant donné les avantages qu'offre, le réseau maillé alors on l'a optées pour notre projet. Dans ce qui suit, nous allons calculer le réseau principal de Nouveau pôle.

Pour le calcul de ce dernier et parmi les logiciels de simulation qui existent, on a utilisé Le logiciel « EPANET ».

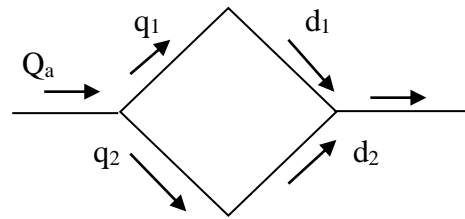
#### **IV.3.1- Principe de La méthode d'HARDY-CROSS :**

Le calcul du réseau maillé est la détermination des débits réels dans le sens de chaque tronçon du réseau. Ceci pour assurer les débits et les pressions dans chaque point du réseau. La méthode utilisée est celle d'HARDY-CROSS qui est basée sur deux lois de KIRCHOFF.

##### **IV.3.1.1 Conditions d'équilibre :**

###### **1<sup>ère</sup> loi de KIRCHOFF :**

En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui partent.



$$Q_a = q_1 + q_2$$

IV.1

### 2<sup>ème</sup> loi de KIRCHOFF :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\Delta h_1 - \Delta h_2 = 0.$$

Le sens positif le long d'une maille généralement est le sens des aiguilles d'une montre.

**IV.3.1.2 La méthode de Hardy-Cross au calcul du réseau maillé :** On se propose un sens d'écoulement arbitraire pour chaque maille et une répartition des débits vérifiant la 1<sup>ère</sup> loi de **KIRCHOFF** (loi des nœuds). On dimensionne les conduites sur la base de ce premier choix. Mais généralement on constate que la 2<sup>ème</sup> loi de **KIRCHOFF** (loi des mailles) n'est pas vérifiée à la première répartition des débits.

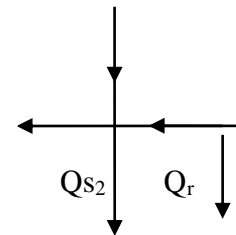
Pour cela, on procède à des corrections par itération (approximation successive) jusqu'à l'obtention d'une répartition finale vérifiant les deux (02) lois ; ce qui donne automatiquement le débit exact qui circule dans chaque conduite du réseau, le sens et la vitesse d'écoulement dans cette conduite.

Avec :

$\sum Q_t$  : la somme des débits à transit.

$\sum Q_r$  : la somme des débits des tronçons qui transport les débits  $Q_t$

$\sum Q_s$  : la somme des débits sortants



$$Q_t - Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

IV.2

**IV.3.1.2.1 Le débit correctif :** Le débit correctif est donné par la formule suivante :

$$\Delta Q_i = \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}}$$

IV.3

Avec :

$\Delta Q_i$  : correction apportée [l/s].

$Q_i$  : débit du tronçon considéré [l/s].

$\Delta h_i$  : perte de charge linéaire du tronçon considéré [m].

Les corrections à apporter à une maille contiguë sont de deux types :

- Correction propre à la maille portée avec son propre signe.
- Correction de la maille adjacente portée avec le signe contraire.

Les approximations sont effectuées jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta Q_i$  soient considérées comme nulles et cela quand  $\Delta Q_i$  sera inférieure à 0,4 l/s,

**IV.3.1.2.2 Détermination des diamètres :**

Le système de distribution pour ce cas est gravitaire, les diamètres des canalisations sont choisis de façon à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables.

**IV.3.2-La pression minimale admissible au sol :**

Pour assurer une bonne distribution en n'importe quel point du réseau, il faut que la pression soit suffisante. Cette dernière tient compte de nombre d'étage de l'agglomération, elle ne devra pas être inférieure à 10 m (1 bars) et le maximum 60 m (6 bars).

La pression minimale admissible est déterminée par :

$$[H] = 4n + 10 \quad \text{IV.4}$$

Avec :

[H] : pression admissible au sol [m].

n : nombre d'étage. (n=5) .

10 : pression minimale exigée [m].

4 : la hauteur d'un étage [m].

$$[H] = 4 \times 5 + 10 = 30 \text{ m.}$$

**IV.3.3 Cotes piézométriques :**

Connaissant les cotes de terrains en chaque nœud de la maille et au point du réseau et celle du radier du réservoir, ainsi que toutes les pertes de charge le long de chaque tronçon. On peut déterminer les cotes piézométriques de tous les points.

On calcule la cote piézométrique au point le plus défavorable connaissant la pression minimale, puis on détermine les cotes piézométriques des points suivants soit en ajoutant, soit en retranchant en tenant compte du sens d'écoulement.

**IV.3.4 La pression de service :** La pression de service est déterminée par :

$$[H] = C_p - CTN \quad \text{IV.5}$$

Avec :

[H] : Hauteur d'eau service [m].

$C_p$  : cote piézométrique [m].

CTN : cote du terrain naturel [m]

**IV.4 Conception d'un réseau**

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

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

➤ **Principe du tracé du réseau maillé :**

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés),
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

#### IV.5 Calcul hydraulique du réseau maillé

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit route.
- On détermine le débit spécifique.
- On détermine les débits aux nœuds.

#### IV.6 Détermination des débits

Le système projeté dans le Nouveau Pôle est le système de distribution avec un réservoir surélevé. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les deux cas :

##### IV.6.1 Débit spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution.

Le débit spécifique c'est le rapport entre le débit de route globale  $Q_r$  : (C'est le débit reparti uniformément le long d'un réseau) et la somme des longueurs des tronçons du réseau, il est obtenu comme suit :

$$Q_{sp} = Q_r / \sum L \text{ (l/s/ml)} \quad \text{IV.6}$$

$\sum L$  : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

$Q_r$  : débit en route total avec  $Q_r = Q_{rt} - \sum Q_{conc}$

$\sum Q_{conc}$  : la Somme de débits concentrés.

##### IV.6.2 Débits en route

C'est le débit en route pour chaque tronçon, il est calculé comme suit :

$$Q_r = Q_{sp} * l_i \text{ (l/s)} \quad \text{IV.7}$$

Avec :

$Q_r$  : débit en route en chaque tronçon en (l/s).

$Q_{sp}$  : débit spécifique en (l/s).

$l_i$  : la longueur pour chaque tronçon en (m).

**IV.6.3 débits aux nœuds :**

Les débits correspondant en chaque nœud seront calculés par la formule suivante :

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_r(i-j) + Q_{co}$$

**IV.8**

Avec :

$Q_{n,i}$  : débit au nœud i

$\sum Q_r(i-j)$  : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$Q_{conc}$  : débits concentrés au nœud i (pour notre projet le débit concentré :  $Q_{conc} = 0$ )

**IV.7 Calcul des débits**➤ **Projection et dimensionnement du réseau :**

Nous avons :  $Q_p = 145.81$  (l/s) La longueur total de réseau :  $\sum L_i = 7413.95$  (m) ;

$Q_{sp} = 0.0196669791406740$  (l/s/ml) Les résultats de calcul sont établis dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.1: Calcul des débits nodaux.**

N° Nœud	N° Tronçon	L m	Qsp l/s/ml	Q <sub>r</sub> l/s	0.5*Q <sub>r</sub> l/s	Q <sub>conc</sub> l/s	Q <sub>n</sub> l/s
1	1—2	102.50	0.0196669791406740	2.02	2.89	0.00	2.89
	1—26	191.62		3.77		0.00	
2	2—1	102.50		2.02	3.47	0.00	3.47
	2—3	250.54		4.93		0.00	
3	2—3	250.54		4.93	5.51	0.00	5.51
	3—4	221.93		4.36		0.00	
	3—26	88.07		1.73		0.00	
4	4—3	221.93		4.36	7.55	0.00	7.55
	4—5	299.86		5.90		0.00	
	4—23	245.77		4.83		0.00	
5	5—4	299.86		5.90	4.96	0.00	4.96
	5—6	204.22		4.02		0.00	
6	6—5	204.22		4.02	8.04	0.00	8.04
	6—22	335.27		6.59		0.00	
	6—7	277.62		5.46		0.00	
7	7—6	277.62		5.46	3.94	0.00	3.94
	7—8	122.60		2.41		0.00	
8	8—7	122.60		2.41	8.73	0.00	8.73
	8—9	234.96		4.62		0.00	
	8—16	240.61		4.73		0.00	
	8—15	289.97		5.70		0.00	

Suite Tableau IV.1

N° Nœud	N° Tronçon	L m	Q <sub>sp</sub> l/s/ml	Q <sub>r</sub> l/s	0.5*Q <sub>r</sub> l/s	Q <sub>conc</sub> l/s	Q <sub>n</sub> l/s
9	9—8	234.96	0.0196669791406740	4.62	6.57	0.00	6.57
	9—10	298.40		5.87		0.00	
	9—15	135.13		2.66		0.00	
10	10—9	298.40		5.87	7.32	0.00	7.32
	10—14	176.87		3.48		0.00	
	10—11	269.12		5.29		0.00	
11	11—10	269.12		5.29	4.08	0.00	4.08
	11—12	145.77		2.87		0.00	
12	12—11	145.77		2.87	4.11	0.00	4.11
	12—13	272.00		5.35		0.00	
13	13—12	272.00		5.35	5.25	0.00	5.25
	13—14	262.39		5.16		0.00	
14	14—13	262.39		5.16	7.23	0.00	7.23
	14—10	176.87		3.48		0.00	
	14—15	296.20		5.83		0.00	
15	15—14	296.20		5.83	7.09	0.00	7.09
	15—9	135.13		2.66		0.00	
	15—8	289.97		5.70		0.00	
16	16—8	240.61		4.73	5.13	0.00	5.13
	16—17	280.98		5.53		0.00	
17	17—16	280.98		5.53	5.71	0.00	5.71
	17—18	300.00		5.90		0.00	
18	18—17	300.00		5.90	5.81	0.00	5.81
	18—19	290.48		5.71		0.00	
19	19—18	290.48		5.71	4.83	0.00	4.83
	19—20	200.20		3.94		0.00	
20	20—19	200.20		3.94	4.46	0.00	4.46
	20—21	253.66		4.99		0.00	
21	21—20	253.66		4.99	5.20	0.00	5.20
	21—22	275.35		5.42		0.00	
22	22—21	275.35		5.42	7.82	0.00	7.82
	22—6	335.27		6.59		0.00	
	22—23	184.69		3.63		0.00	

Suite Tableau IV.1

N° Nœud	N° Tronçon	L	Qsp	Q <sub>r</sub>	0.5*Q <sub>r</sub>	Q <sub>conc</sub>	Q <sub>n</sub>
		m	l/s/ml	l/s	l/s	l/s	l/s
23	23--22	184.69		3.63	7.09	0.00	7.09
	23—4	245.77		4.83		0.00	
	23—24	291.00		5.72		0.00	
24	24—23	291.00		5.72	5.16	0.00	5.16
	24—25	234.16		4.61		0.00	
25	25—24	234.16		4.61	3.70	0.00	3.70
	25—26	142.01		2.79		0.00	
26	26—25	142.01		2.79	4.15	0.00	4.15
	26--1	191.62		3.77		0.00	
	26--3	88.07		1.73		0.00	
Total					145.81		145.81

#### IV.8 Modélisation et résultats de la simulation hydraulique de réseau [9]

Les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus, les gestionnaires des réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la qualité de l'eau distribuée. Actuellement, il existe plusieurs logiciels pour la modélisation et la gestion des eaux.

##### IV.8.1 Dimensionnement du réseau par simulation hydraulique [9]

Le modèle hydraulique est un outil très puissant pour l'ingénieur chargé de la gestion des réseaux d'AEP, en effet, nous pouvons simuler et prévoir des comportements futurs du réseau, mais cela dépend principalement de la représentativité du modèle de la réalité du terrain. Cette représentativité dépend de ça part, de la finesse ou de la précision de calage du modèle, parce qu'un modèle non calé ou non calibré est purement théorique, donc nous ne pouvons faire confiance aux résultats obtenus par un tel modèle.

##### IV.8.2 Intérêt de la modélisation [9]

La modélisation constitue une démarche d'investigation non destructive qui lorsqu'elle est menée dans de bonnes conditions, permet :

Dans le cadre d'une étude diagnostic, de connaître le fonctionnement hydraulique du réseau en situation actuelle et prochaine, afin de déterminer ses points faibles (baisse de pression, entartrage...), et de planifier les renforcements nécessaires à cours termes du dit réseau.

Du point de vue d'exploitation, d'étudier les situations critiques liées à l'indisponibilité d'une ressource, d'ouvrage de pompage ou de stockage, ou d'une canalisation maitresse, ou de rechercher les dispositions les mieux adaptées pour parvenir à un contrôle adéquat de la pression de distribution tout en réduisant les couts d'exploitation.

#### IV.8.3 Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP [10]

De nos jours, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus de gestionnaire de réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour encore mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la quantité de l'eau distribuée. Voici quelques principaux logiciels de modélisation des réseaux d'eau potable.



Figure IV.4 Méthodologie adoptée pour le traçage et la simulation

#### IV.8.4 AUTOCAD / EPACAD

EPACAD peut télécharger un fichier. Dxf exporté à partir d'AUTOCAD. Nous n'aurons qu'à sélectionner la couche contenant les tronçons de modèle hydraulique pour commencer à établir le réseau. Comme d'autres programmes, nous n'avons pas besoin de modifier notre fichier Auto-CAD.

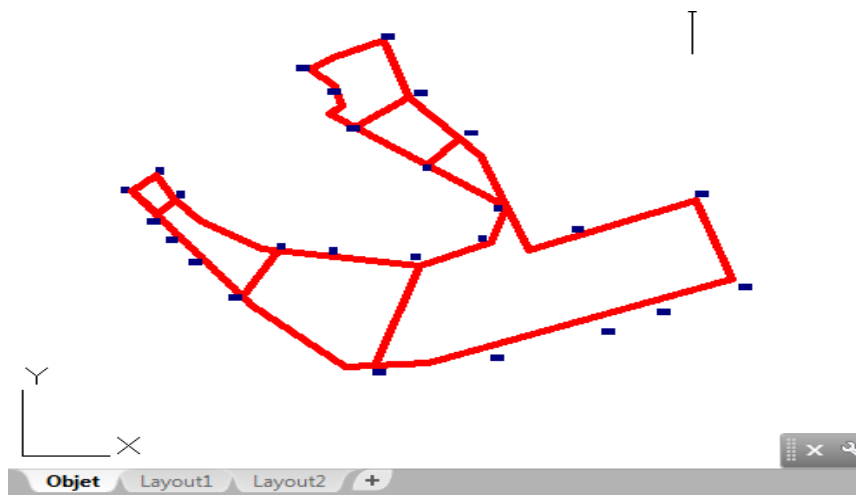
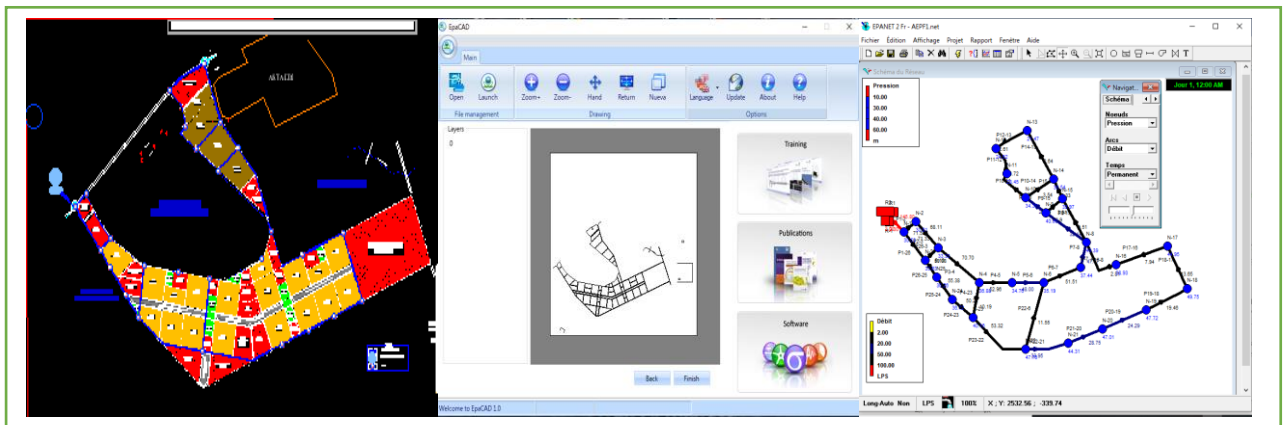


Figure IV.5 Dessin de réseau de Nouveau Pôle obtenir par AUTO-CAD

### IV.8.5 Le logiciel EPACAD

EPACAD est un logiciel gratuit qui convertit facilement un fichier AUTO-CAD dans un fichier EPANET, ce dernier est le logiciel gratuit le plus largement utilisé pour la simulation des réseaux d'eau sous pression. Il est capable d'importer automatiquement les principales propriétés des éléments Nœuds -Conduites, en grande partie fournissant les informations requises pour construire un réseau d'eau potable.

Créer notre réseau est aussi simple que d'appuyer sur un bouton. Cette action peut aussi ouvrir notre réseau dans EPANET. Vérifions que l'EPACAD lit les principales données de nos articles, mais pas diamètres, des réservoirs ou des exigences que vous devrez ajouter plus tard.



**Figure IV.6 Transformation d'un réseau AUTO-CAD / EPACAD / EPANET**

### IV.8.6 Présentation de l'interface du Logiciel EPANET : [9]

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

### IV.8.7 Principe hydraulique régissant les calculs du logiciel : [9]

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dites, quant à elle, que la différence de charges  $DH$  (égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds.

#### IV.8.7.1 Données

- **Longueur des conduites**

L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre. La construction du réseau a été facilitée par le fait qu'il m'a été possible d'importer un fichier comme fond d'écran représentant mon réseau. Ainsi, nous avons pu plus facilement représenter le réseau. Ensuite, il a fallu entrer la longueur de chaque tronçon, récupéré depuis un fichier AUTO-CAD qui montre le plan de situation de la zone d'étude.

- **Diamètres des conduites**

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux en (mm), ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires.

#### **Rugosité des conduites**

De fait que on calcule les pertes de charge par la formule d'Hazen WILLEMS, et le PEHD, le matériau de conduite employé on attribuera un coefficient de rugosité de 150mm à tous les tronçons.

- **Altitude des nœuds**

C'est la première caractéristique à saisir pour un nœud, nous avons pu déterminer ces cotes au sol en se basant sur un fichier Covadis sur lequel on a reporté les courbes de niveau du site de l'étude. L'unité est le mètre.

#### **Demande de base des nœuds**

Paramètre propre aux nœuds : il s'agit d'insérer la demande en eau dans chaque nœud l'unité de l'eau est l/s.

#### IV.8.7.2 Résultats de la Simulation hydraulique de Réseau

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds et aux tronçons, l'étape suivante est la validation du modèle hydraulique, si un message d'erreur s'affiche donc il faut revoir les données d'entrée et s'en assurer, sinon la simulation sera révélée réussie et il ne reste que de changer les diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors de la fourchette des vitesses et pressions.

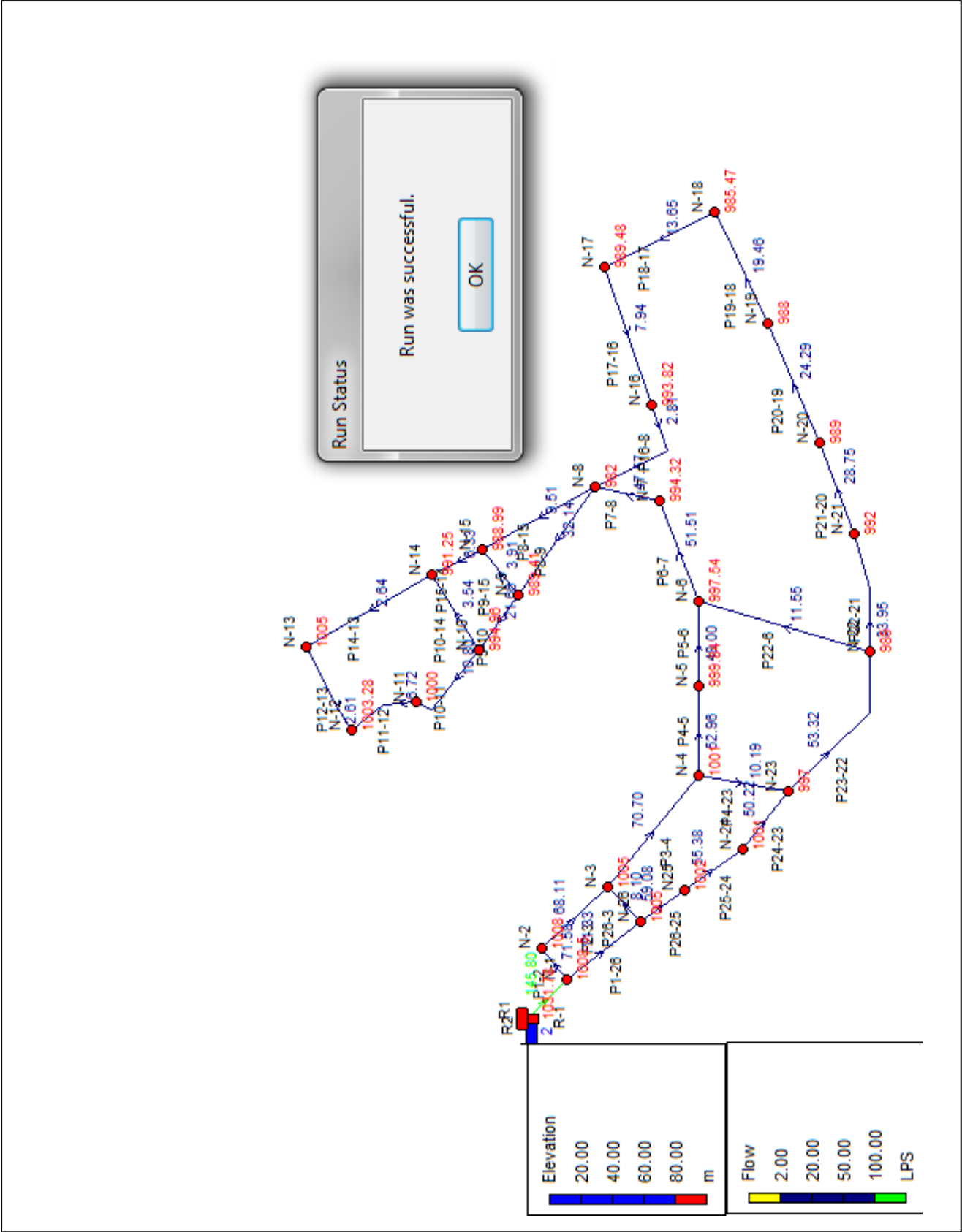


Figure IV.7 Schéma illustratif du résultat de la simulation Hydraulique de Réseau de distribution Nouveau Pôle.

Les pertes de charge et les vitesses dans le réseau de distribution de Nouveau Pôle sont données par le tableau page suivant :

**Tableau IV.2 : Perte de charge et vitesse dans le réseau.**

N° Tronçon	Débit	Vitesse	L	P.d.c	C.T.N (m)		Cote piézométrique (m)	
	l/s	m/s	m	m	Amont	Aval	Amont	Amont
R1-1	145.80	1.16	100.00	0.27	1023.00	1008.50	1031.78	1031.51
1—2	71.58	0.92	102.50	0.21	1008.50	1008.00	1031.51	1031.30
2—3	68.11	0.87	250.54	0.48	1008.00	1005.00	1031.30	1030.83
3—4	70.70	0.91	221.93	0.45	1005.00	1001.00	1030.82	1030.36
4—5	52.96	1.69	299.86	3.28	1001.00	999.84	1030.36	1027.08
5—6	48.00	1.53	204.22	1.86	999.84	997.54	1027.08	1025.21
6—7	51.51	1.05	277.62	0.97	997.54	994.32	1025.21	1024.24
7—8	47.57	0.97	122.60	0.37	994.32	982.00	1024.24	1023.87
8—9	32.14	1.02	234.96	1.02	982.00	989.41	1023.87	1022.85
9—10	21.66	0.85	298.40	1.04	989.41	994.96	1022.85	1021.80
10—11	10.80	0.70	269.12	0.88	994.96	1000.00	1021.80	1020.92
11—12	6.72	0.71	145.77	0.64	1000.00	1003.28	1020.92	1020.28
12—13	2.61	0.59	272.00	1.34	1003.28	1005.00	1020.28	1018.94
8—15	9.51	1.00	289.97	2.43	982.00	988.99	1023.87	1021.44
15—14	6.33	0.67	296.20	1.17	988.99	991.25	1021.84	1020.27
14—13	2.64	0.60	262.39	1.32	991.25	1005.00	1020.27	1018.95
1—26	71.33	0.92	191.62	0.40	1008.50	1005.00	1031.51	1031.11
26—25	59.08	0.96	142.01	0.37	1005.00	1002.00	1031.11	1030.74
25—24	55.38	0.90	234.16	0.54	1002.00	1001.00	1030.74	1030.20
24—23	50.22	0.82	291.00	0.56	1001.00	997.00	1030.20	1029.64
23—22	53.32	0.87	184.69	0.40	997.00	989.00	1029.64	1029.24
22—21	33.95	0.69	275.35	0.45	989.00	992.00	1029.24	1028.80
21—20	28.75	0.59	253.66	0.30	992.00	989.00	1028.80	1028.49
20—19	24.29	0.61	200.20	0.29	989.00	988.00	1028.49	1028.20
19—18	19.46	0.62	290.48	0.50	988.00	985.47	1028.20	1027.70

Suite Tableau VI.2

N° Tronçon	Débit	Vitesse	L	P.d.c	C.T.N (m)		Cote piézométrique (m)	
	l/s	m/s	m	m	Amont	Aval	Amont	Aval
18—17	13.65	0.68	300.00	0.79	1027.70	1026.91	985.47	989.48
17—16	7.94	0.84	280.98	1.68	1026.91	1025.23	989.48	993.82
16—8	2.81	0.64	240.61	1.36	1025.23	1023.87	993.82	982.00
10—14	3.54	0.80	176.87	1.53	1021.80	1020.27	994.96	991.25
9—15	3.91	0.89	135.13	1.41	1022.85	1021.44	989.41	988.99
26—3	8.10	0.66	088.07	0.29	1031.11	1030.82	1005.00	1005.00
4—23	10.19	0.66	245.77	0.72	1030.36	1029.64	1001.00	997.00
22—6	11.55	1.22	335.27	4.02	1029.24	1025.21	989.00	997.54

On remarque que les vitesses s'échelonnent entre 0.59 (m/s) et 1.69 (m/s).

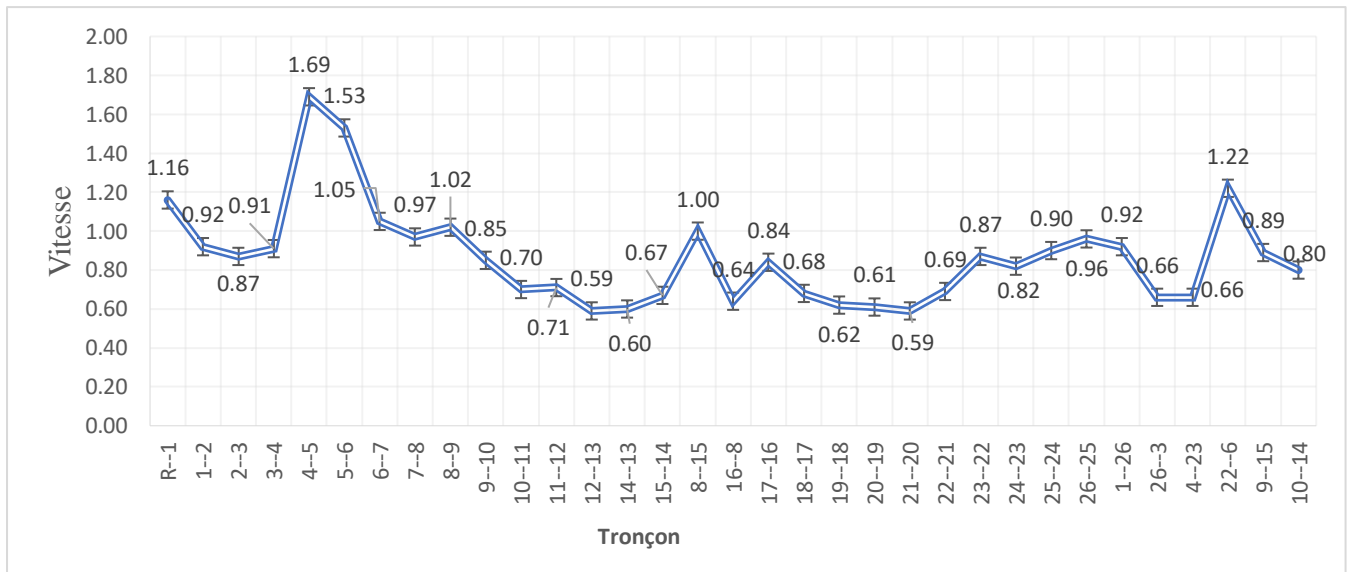


Figure IV.8 Vitesses d'écoulement dans les conduits

b) **Charges et pression dans le réseau** : les charges et les pressions sont présente ci-dessous dans le Tableau IV.3

**Tableau IV.3 : Charges et pression dans le réseau**

N° Nœuds	Débits	C.T. N	Cote piézométrique	Pression
	l/s	m	m	m.c.e
N1	2.89	1008.50	1031.51	23.01
N2	3.47	1008.00	1031.30	23.30
N3	5.51	1005.00	1030.82	25.82
N4	7.55	1001.00	1030.36	29.36
N5	4.96	999.84	1027.08	27.24
N6	8.03	997.54	1025.21	27.67
N7	3.94	994.32	1024.24	29.92
N8	8.73	982.00	1023.87	41.82
N9	6.57	989.41	1022.85	33.44
N10	7.32	994.96	1021.80	26.84
N11	4.08	1000.00	1020.92	20.92
N12	4.11	1003.28	1020.28	17.00
N13	5.25	1005.00	1018.95	13.95
N14	7.23	991.25	1020.27	29.02
N15	7.09	988.99	1021.44	32.45
N16	5.13	993.82	1025.23	31.41
N17	5.71	989.48	1026.91	37.43
N18	5.81	985.47	1027.70	42.23
N19	4.82	988.00	1028.20	40.20
N20	4.46	989.00	1028.49	39.49
N21	5.20	992.00	1028.80	36.80
N22	7.82	989.00	1029.24	40.24
N23	7.09	997.00	1029.64	32.64
N24	5.16	1001.00	1030.20	29.20
N25	3.70	1002.00	1030.74	28.74
N26	4.15	1005.00	1031.11	26.11

On remarque que les pressions sont entre 1.395 (bars) et 4.223(bars) donc les pressions sont acceptables.

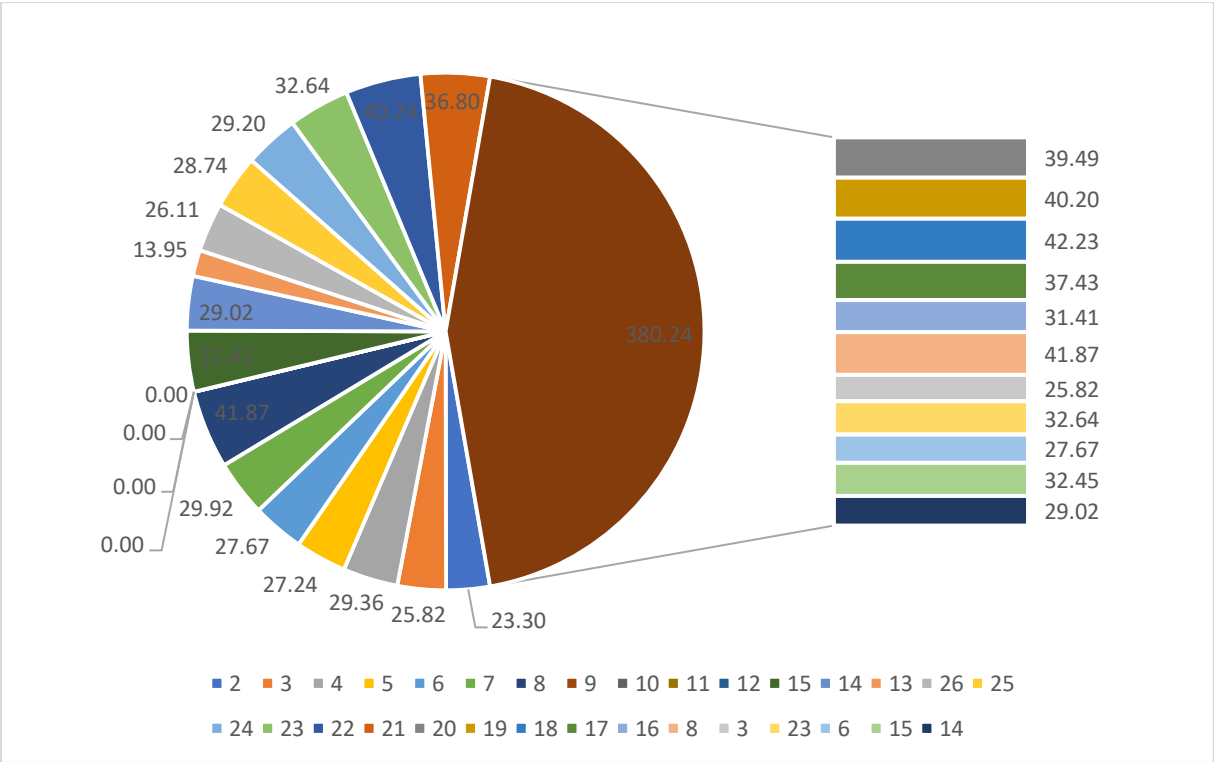


Figure IV.9 Répartitions de pression par Nœud



## **Chapitre V**



## **Adduction**

## V. Circulation de l'eau dans le sol [8]

L'eau provenant des précipitations ne ruisselle pas entièrement, mais une partie s'infiltré dans les sols perméables et y forme une nappe souterraine. À l'endroit de sa formation cette nappe est libre, et elle est caractérisée par sa surface supérieure qui est en même temps sa surface piézométrique, et dont la forme est d'autant plus proche d'un plan horizontal que le sol est plus perméable, et que le débit est plus faible.

Cette eau s'écoule lentement vers un exutoire plus ou moins lointain, et, conformément à la loi de Darcy, cet écoulement déforme la surface libre de la nappe, et ce d'autant plus que la couche imperméable de base, appelée "toit" de la nappe, est plus proche. Si la surface libre de la nappe vient à couper la surface du sol, il y a formation d'une source.

### V.1 Principaux types de source [8]

#### ➤ Sources d'affleurement

Lorsque le toit imperméable de la nappe affleure lui-même le fond d'une vallée ou d'un vallon, où il rencontre généralement des alluvions, l'eau de la nappe apparaît à la surface du sol sous forme d'un chapelet de sources. On observe ces sources des deux côtés du vallon, à une hauteur presque constante ; elles sont plus fortes sur l'un des deux côtes, correspondant à l'amont de la nappe.

#### ➤ Sources de déversement

Ce type de source se rencontre dans les terrains fissurés en surface, calcaires et surtout granites. Le réseau de fissures vient rencontrer la surface du sol, avec une pente qui permet d'y conduire l'eau, qui apparaît ainsi au débouché des fissures principales. Généralement le débit de ces sources est faible, et elles peuvent facilement être tarées.

#### ➤ Sources d'émergence

Lorsque le fond de la vallée n'atteint pas l'horizon imperméable. L'eau peut ressurgir de façon plus abondante, principalement si la couche perméable est formée de calcaire fissuré, lorsqu'il existe dans le terrain une cassure à trajet vertical ou pseudo-vertical. Elle forme alors dans les alluvions du fond du vallon un *trou d'eau* souvent envahi de végétation. On peut observer au fond du trou une ou plusieurs zones de débit ce dernier est localisé, souvent sur une seule fracture ; l'accès à la cassure permet de constater l'existence d'une pression de sortie.

### V.2 Captages en nappe aquifère [8]

Au lieu de capter l'eau d'une nappe aquifère aux points où elle atteint naturellement le sol, on peut aller la chercher au sein de la nappe elle-même, principalement si elle est constituée de sable et de graviers, ce qui lui assure une perméabilité suffisante, permettant ce genre de captage.

L'accès à la nappe aquifère peut s'effectuer soit verticalement, par des puits, soit suivant un trajet quasi-horizontal, par des drains, soit par une combinaison des deux procédés, en utilisant des puits à drains rayonnants.

### V.3 Captage des eaux de surface

Captage des eaux de surface pour l'alimentation répond aux mêmes principes que celui des débits relativement faibles destinés aux aménagements hydro-électriques.

La plupart du temps, les eaux ainsi captées devront être traitées ; par suite les précautions à prendre contre la pollution seront moins rigoureuses pour ce genre de captages.

On distingue essentiellement les captages en eaux courantes

- ❖ Captage en rivière.
  - Captage sur le fond.
  - Captage au milieu de la rivière.
  - Captage sur la berge.

#### V.4 Adduction :

L'adduction est le transport de l'eau depuis le point de captage, jusqu'à proximité de la zone d'utilisation. Il peut avoir lieu avant le traitement. L'adduction peut s'effectuer par un écoulement libre gravitaire sans pression, ou par un écoulement en charge, refoulement sous pression. Ou mix, l'existence de tel type d'adduction dépend de la nature de relief entre le captage et le point à desservir. [8]

L'objet de l'étude d'adduction est de parvenir à la mise en place d'un système techniquement performant et économiquement moins coûteux. Pour déterminer le diamètre le plus avantageux, il y a lieu de chercher un compromis entre deux tendances :

- Les frais d'investissement de la conduite de refoulement qui s'accroît avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la conduite qui diminue quand le diamètre augmente suite à une diminution de la perte de charge.

#### Adduction gravitaire

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression. [8]

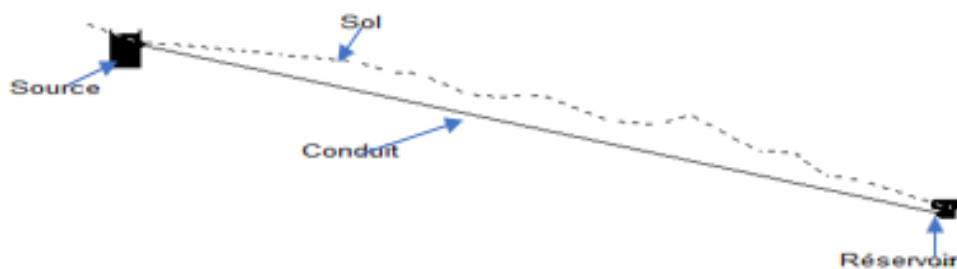


Figure V.1 Adduction gravitaire.

#### Adduction par refoulement

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes. [8]

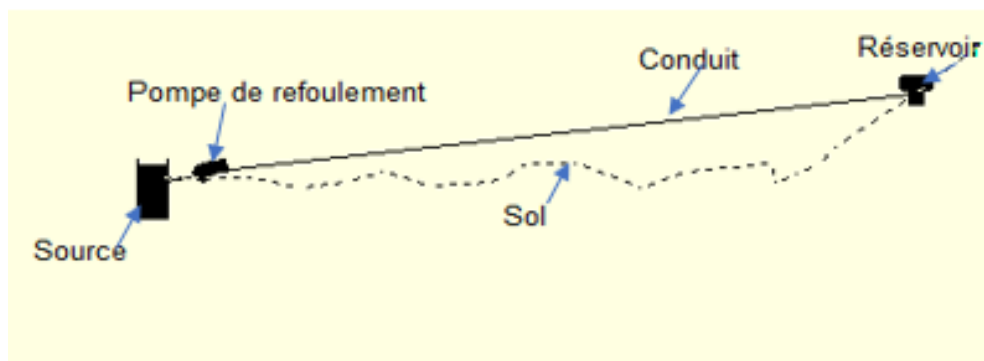


Figure V.2 Adduction par refoulement.

**Adduction mixte**

C'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain. [8]

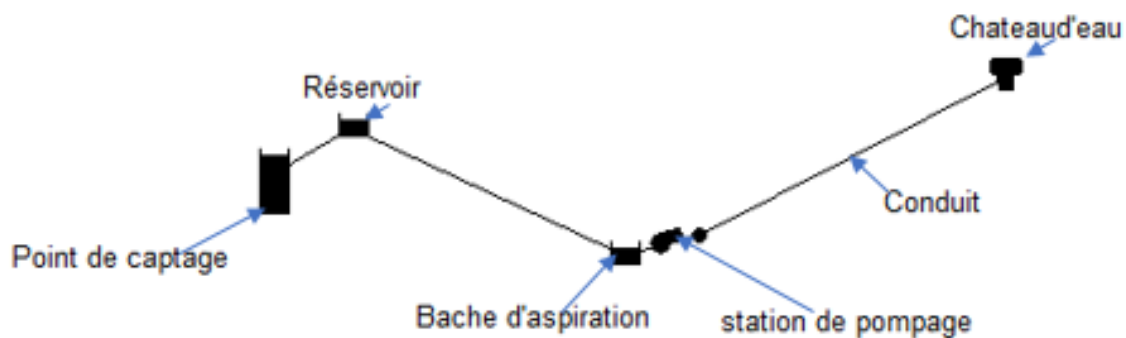


Figure V.3 Adduction Mixte.

**V.5 Condition d'établissement de la conduite :****V.5.1 Conditions techniques :****a) Tracé :**

- Le tracé du réseau doit répondre aux critères suivants :
- Le tracé le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Suivre les accotements des routes.
- Réduire les traversées de routes.
- En changement de direction, les coudes doivent être exigée pour éviter les butées importantes.

**b) Choix du type de conduite :**

La disponibilité du PEHD sur le marché national a donné une préférence pour son utilisation, au détriment de l'acier et du béton.

Les conduites de refoulement sont prises en PEHD elles présentent les avantages suivants :

- Une bonne flexibilité.
- Longue durée de vie.
- Bonne résistance aux agents extérieurs.
- Facilité de pose.

**V.5.2 Conditions économique :**

Pour un débit « Q » à une hauteur « H », on peut choisir n'importe quel diamètre ; mais si on adopte un grand diamètre les frais seront élevés.

En ce qui concerne l'adduction (alimentation du réservoir superficiel de 1200 m<sup>3</sup>), cette dernière sera assurée en partie du forage Djida avec un débit de 20 (l/s).

Vue le relief (Forage – Réservoir) l'adduction sera garantie à partir d'une bache d'eau d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>, construite juste à côté du Forage Djida.

**V.6 Détermination du diamètre de la conduite d'adduction**

Pour le choix de diamètre des conduites d'adduction gravitaire des diamètres sera donnée par la formule universelle DARCY-WEISBAKH

$$D = \sqrt[m]{\frac{k \cdot L \cdot Q^B}{\Delta h}} \quad \text{V.1}$$

Avec :

- Q : Le débit (m<sup>3</sup>/s).
- ΔH : La perte de charge. (Perte de charge dissipée de la conduite, tirée à partir du levé topographique).
- K : résistance par mètre linéaire.
- L : Longueur de la conduite d'amenée qui égale à 8190 m.
- B : exposant tenant compte du régime d'écoulement.
- m : exposant tenant compte du type du matériau.
- D : Le diamètre D (m).

Les coefficients K, m et β sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 : Coefficients K, m et β pour plastique**

Conduite	K	m	B
Plastique	0,001052	4,772	2

**V.6.1 Pertes de charge totales :**

$$\Delta h_l = CTN_{add} - C_{ad} \quad \text{V.2}$$

Avec :

- Δh<sub>l</sub> : Perte de charge linéaire.
- CTN<sub>add</sub> : La côte terrain naturel de point de captage en (m).
- C<sub>ad</sub> : La côte adduction du réservoir.

$$\Delta h_l = 1100 - 1035.28 = 64.72 \text{ m}$$

$$\Delta h_t = 1.1 \times \Delta h_l \quad \text{V.3}$$

$$\Delta h_t = 1.1 \times 64.72 = 71.19 \text{ m}$$

### V.6.2 Calcul diamètre da la conduite d'adduction

$$D = \sqrt[m]{\frac{k \cdot L \cdot Q_{j\max}^B}{\Delta h}}$$

$$D = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 \cdot 8190 \cdot \left(\frac{20}{1000}\right)^2}{71.19}}$$

$$D = 0.1246 \text{ m}$$

D'après ces valeurs, les diamètres des conduites normalisés sont : (100 - 125 - 140 - 160)

### V.6.3 Vérification des vitesses :

D'après l'équation de continuité :  $Q = V \cdot S$

V.4

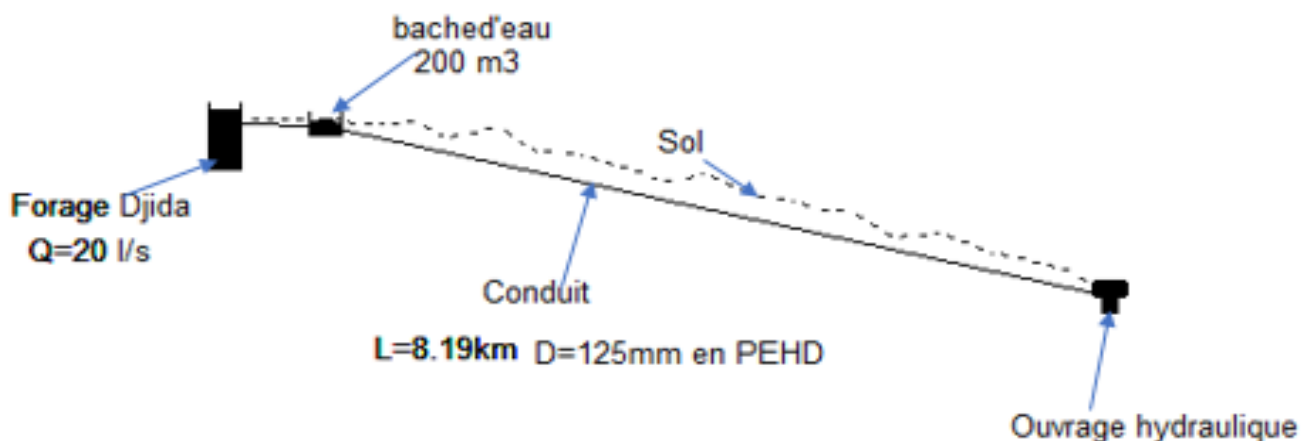
Avec :

- Q : le débit à transition (m<sup>3</sup>/s).
- V : la vitesse de l'écoulement (m<sup>2</sup>/s).
- D : diamètre de la conduite (m).
- S : section de canalisation (m<sup>2</sup>).

**Tableau V.2 Vérification de la Vitesses d'écoulement d'eau selon le diamètre**

Diamètre (mm)	90	110	125	140	160
Vitesse (m/s)	3.15	2.11	1.63	1.30	1.00

**Not :** Le Nouveau Pôle d'El Hassasna sera alimenté essentiellement : Par le forage Djida l'adduction se fait gravitaire la conduite sera en PEHD de diamètre normalise 125 mm avec une vitesse de (1.63m/s).



**Figure V.4 Schème exemple d'adduction du forage Djida vers l'ouvrage de stockage.**



## **Chapitre VI**



## **Accessoires du réseau de distribution**

**VI. Les accessoires [8]:**

Les accessoires sont des équipements spéciaux. Indispensables pour le bon fonctionnement et l'efficacité de réseau soit AEP ou Assainissement.

Leur but est :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions.
- Protéger les canalisations.
- Changer de direction.
- Soutirer des débits.

**VI.1 Les robinet (vanne)**

L'isolation de certains tronçons du réseau lors des travaux de réparation exige des appareils placés au niveau de chaque nœud appelant vannes ces dernier permettent de contrôler les flux dans le réseau, et donc de mieux les gérer.

**VI.1.1 Fonctions**

Les fonctions à assurer par le robinet sont :

**Réglage**

Dans ce cas l'intérêt se porte essentiellement sur les positions intermédiaires de l'obturateur (entre position fermée et position ouverte).

**Isolement**

Dans ce cas deux positions de l'obturateur sont essentielles :

Position fermée (l'importance est donnée au niveau de l'étanchéité interne)

Position ouverte (l'importance est donnée à la section de passage offerte au fluide)

**VI.1.2 Classement des robinets**

Il existe plusieurs types des robinets :

**Les robinets-vannes de sectionnement**

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.



**Figure VI .1 Robinet vanne de sectionnement [20]**

**Les vannes papillons**

Ce sont des vannes hautes vitesse spécialement utilisées dans les réservoirs d'eau (à la sortie), ce type des vannes se ferme sous la pression de l'eau.



**Figure VI .2 Vanne à papillon [20]**

**Robinet à flotteur**

Situé dans les réservoirs, il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation, la commande est transmise par flotteur, Il sert à régler la tranche d'eau (marnage) sur laquelle on veut travailler.



**Figure VI .3 Robinet à flotteur [10]**

**Les vannes d'isolement**

Ces vannes doivent être placées au niveau de la conduite d'arrivée (à l'entrée) et de la conduite de départ (sortie) du réservoir qui alimentant le réseau.

**Les vannes à clapet de non-retour**

Ce type de vanne placée suit à celui des compteurs à sens unique d'écoulement pour éviter leur endommagement. Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. Au niveau de réseau,

**Les vannes de réduction de pression**

Elles permettent de ramener la pression à la valeur souhaitée ou de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

## VI.2 Les Clapets

Ils sont destinés à empêcher le retour de la circulation de fluide, et sont généralement utilisés dans les stations de pompage où ils sont souvent placés à la sortie des pompes, et entre elles et les vannes de sectionnement. Il existe plusieurs :

**Clapet anti – retour à battant :** le battant en position levée permet un débit important. Un mécanisme de contrepoids ou un ressort permet une fermeture régulée. Elle est utilisée pour une fréquence de manœuvre faible.

**Clapet anti – retour à double battent :** Permet d'éviter les coups de bélier.

**Clapet anti – retour à bille :** Une bille libre assure la fermeture.



Figure VI .4 Clapet anti retour [20]

## VI.3 Les ventouses

Une accumulation d'air se fait aux points hauts d'une conduite. Qui provoque des perturbations, diminution de la section liquide, arrêt complet de débits, coup de bélier. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être automatique ou manuelle.

**Ventouse simple :** Assure le dégazage des conduites à haute pression.



Figure VI .5 Ventouse simple [20]

**Ventouse à deux orifices** : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites où se rassemble l'air, soit au moment du remplissage soit au cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

#### VI.4 Les by-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir, à débit réduit, la conduite avant la mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

#### VI.5 Régulateurs de pression amont

Cet appareil est principalement destiné à maintenir une pression adéquate dans les conduites.



Figure VI.6 Réducteur de pression [10]

#### VI.6 Pièces spéciales de raccord

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- La déviation d'une partie d'écoulement.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

#### Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifié, lorsque la conduite change de direction.

On y distingue des coudes à deux emboitements ou bien à emboitement et à bout lisse :

Les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}(90^\circ)$ ,  $\frac{1}{8}(45^\circ)$ ,  $\frac{1}{16}(22^\circ 30')$ ,  $\frac{1}{32}(11^\circ 15')$ .

**Les joints**

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints les plus couramment utilisés sont :

Le joint express (verrouillé ou non).

Le joint standard (verrouillé ou non).

Les joints automatiques verrouillés.

Le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

**Cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

Les cônes à deux emboitements.

Les cônes à deux brides.

Les cônes à emboitement et brides.

**Tés**

Les tés 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 tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboitement et brides.

**VI.7 Les organes de mesures****VI.7.1 Mesures de débit**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisqu'une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. La vitesse varie en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, que mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part, et d'autre part de l'étranglement déterminer le débit.

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

Le diaphragme.

Le venturi.

La tuyère.

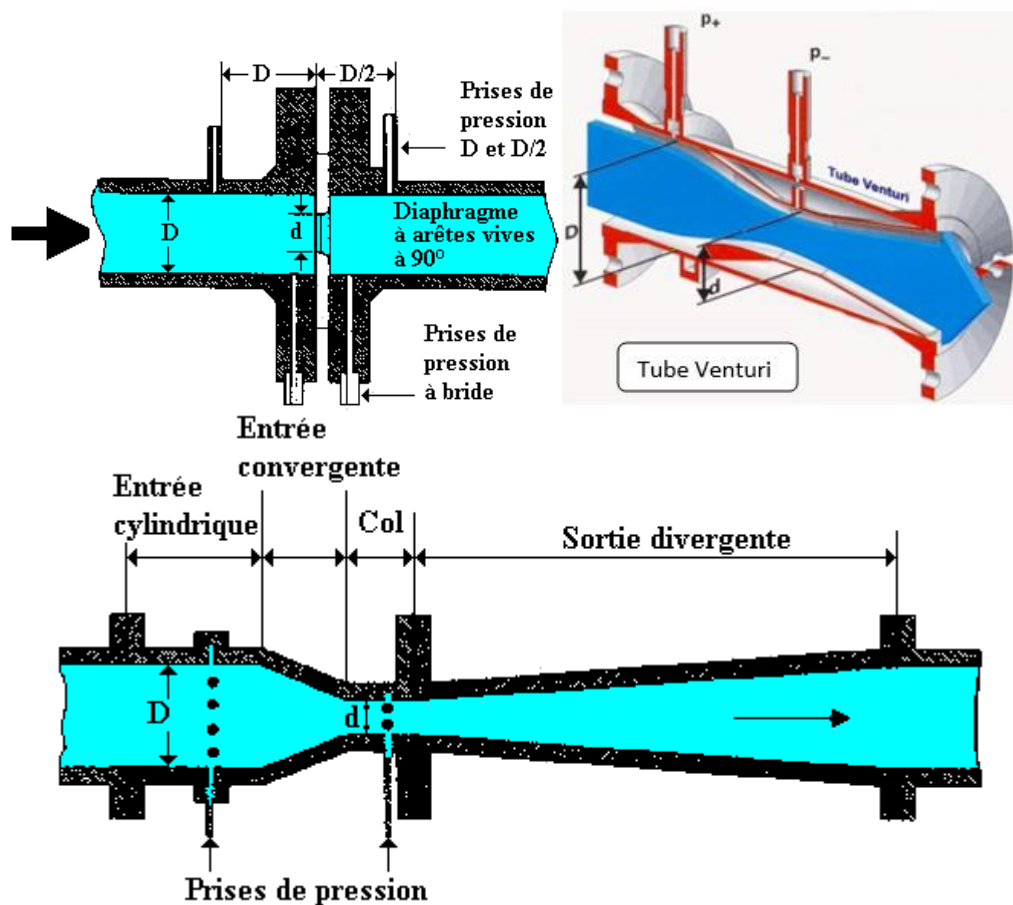


Figure VI.7 Les différents types de débitmètres [8]

### VI.7.2 Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

Les manomètres à aiguilles.

Les manomètres à soufflé.

### VI.8 Les bouches et les poteau d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Elles sont reliées aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Le débit véhiculé est au minimum 17 l/s aux points où la pression de service est au moins de 10 m.

Ce dernier sera installé en bordure des trottoirs et répartis suivant l'importance du risque imprévu.

**Note :** Pour garantir le bon fonctionnement d'un réseau AEP il est nécessaire de présenter les accessoires utilisés pour établir un réseau d'eau potable. Notons la nécessité que les travaux doivent être effectués par des personnes qualifiées et compétentes.



## **Chapitre VII**



**Pose de canalisation et  
organisation de chantier**

## VII Rôle de canalisation :

Une canalisation a pour rôle de transporter un débit souhaiter en résistant aux éventuelles

Comme : la surpression, la dépression, le poids de l'eau, celui du terrain ainsi que les charges roulantes. En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation est réalisée à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit d'être suffisamment large (à partir de 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. [10]

### VII.1 Pose de Canalisation :

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite. [10]

#### VII.1.1- Exécution et aménagement de la tranchée :

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des certaines normes :

- La section de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur.
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol.
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite.
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;

- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion. [10]

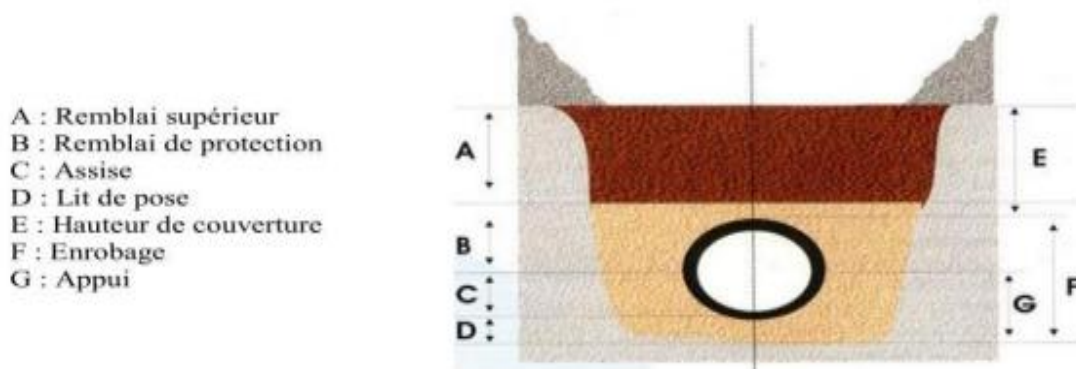


Figure VII.1 Pose et la protection de la conduite en tranchée. [10]

**Tableau VII-1 : Les différents matériaux [13]**

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

**VII.1.2 Conseils de pose de canalisation [13]**

- Choix du matériel adéquat
- Respect du produit pendant sa manutention et sa pose.
- La qualité de la mise en œuvre fera la performance du réseau.
- Tube bien traité, assurance de longévité et de pérennité du réseau
- Formation des opérateurs

**VII.1.3 Conditionnement et stockage [10]**

- **Stockage**
  - Éviter le contact direct des tubes avec le sol.
  - Débarrasser l'aire de stockage de toutes pierres ou objets pouvant endommager le tube.
  - Mettre à l'abri du soleil, en cas de stockage prolongé
- **Manutention**
  - Utiliser des sangles en nylon.

**VII.1.4 Mis en œuvre [13]****Fond de fouille**

- Le fond de la fouille doit être propre, sans pierres ou point dur.
- Mettre en place le tube sur un lit de sable (ne pas utiliser de matériaux concassés)

**VII.1.5 Réparation**

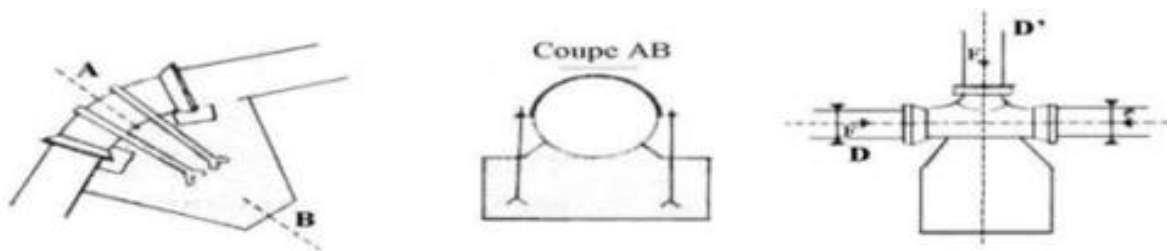
En cas de détérioration accidentelle de la canalisation, les réparations peuvent être réalisées :

- Par manchons coulissants électro soudables.
- Par raccords mécanique

### VII.1.6 Stabilisation des conduites : [11]

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton.

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.



Figures VII.2 Buté sur Coude horizontal [8]

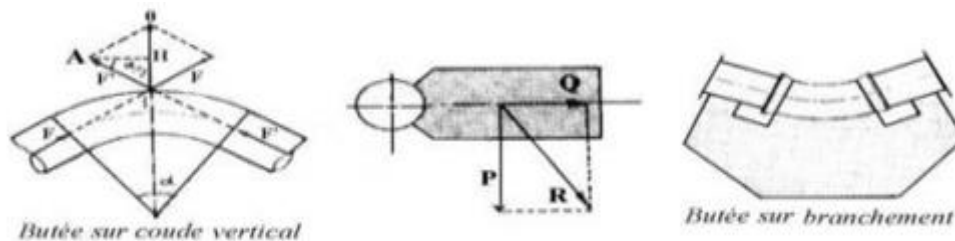


Figure VII.3 Butée sur coude vertical et Butée sur branchement [10]

### VII.2 Différents types de pose de conduites [10]

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés sont :

- La pose en terre ordinaire.
- La pose en mauvais terrains.
- La pose en galerie.
- La pose en pentes.
- La pose des conduites pour les traversées des routes et voies ferrées.
- La pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- La pose sans tranchée ouverte.
- Le passage des ponts.

### VII.2.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire [13]

La pose de canalisation, dans notre projet est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie ou d'obstacle (pas de rivière ...etc.). Dans ce terrain la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et de profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai en minimum de 80cm. fond de la tranchée est tapissé d'une couche de sable d'au moins 10-20 cm d'épaisseur, destinée à former un matelas souple sous le tuyau. Avant l'excavation, on passe au triage du lit. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exemptes de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec les engins.

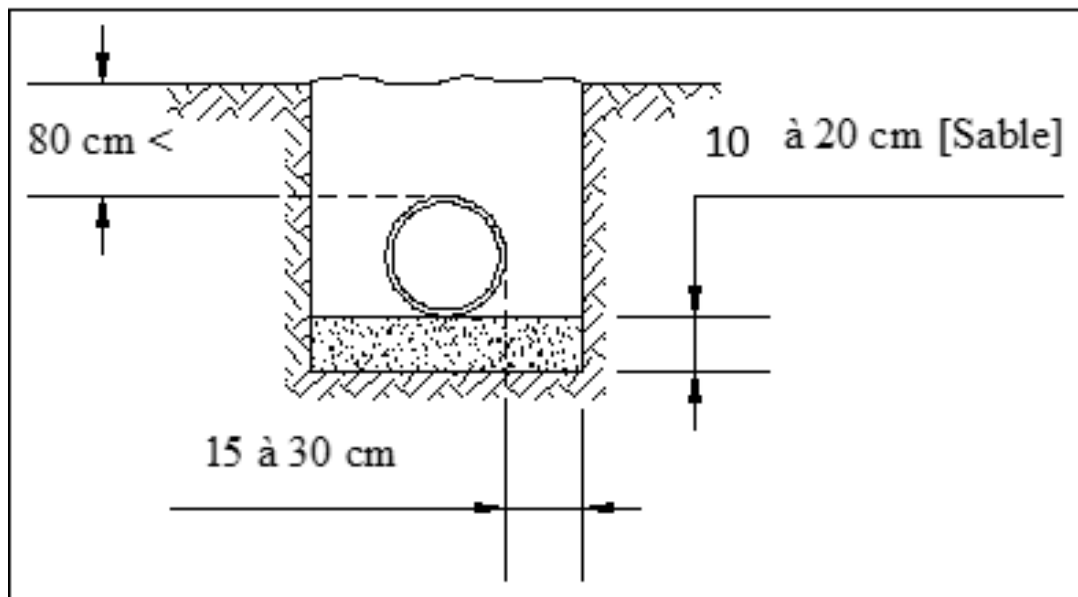
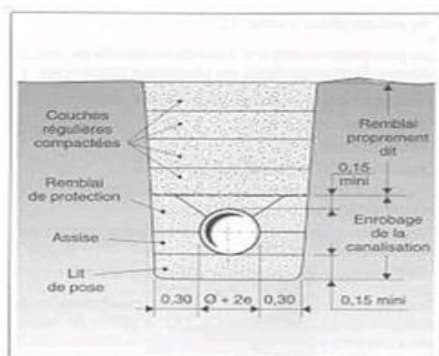
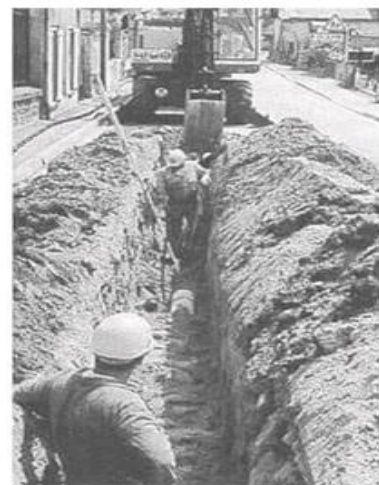


Figure VII.4 Pose de conduite dans un terrain ordinaire.



Remblaiement des tranchées



Ouverture de tranchée en site urbain

Figure VII.5 Fouilles [13]

### VII.2.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain [10]

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

#### 1/ Cas d'un terrain peu consistant :

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

#### 2/ Cas d'un terrain mouillé :

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

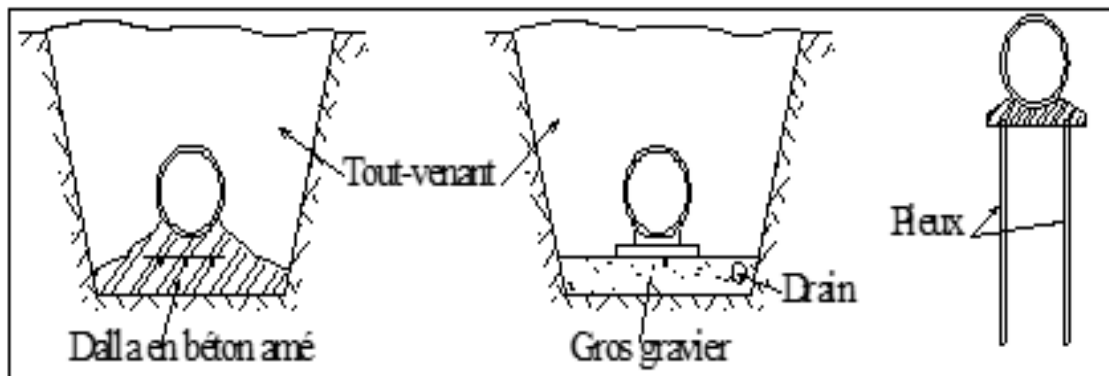


Figure VII.6 Pose de canalisation dans un mauvais terrain [8]

### VII.2.3 Pose de canalisation en galerie [10]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

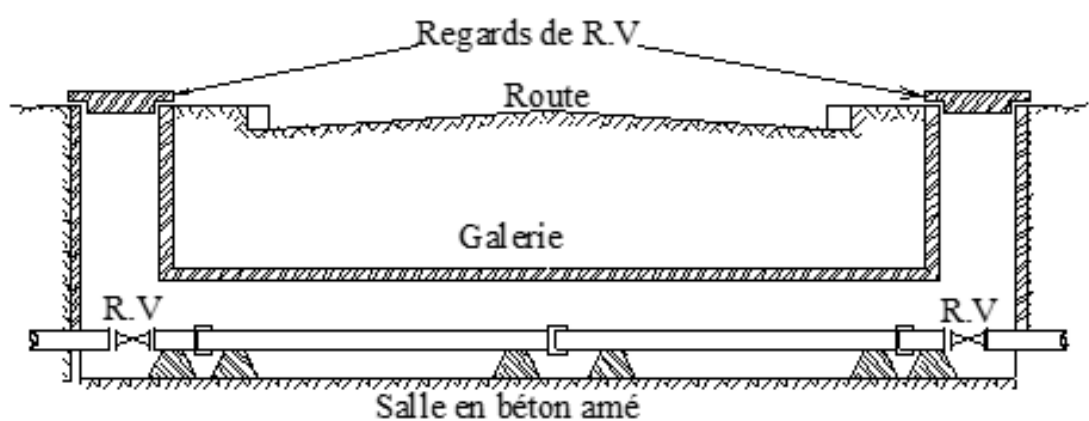


Figure VII.7 Pose de canalisation en galerie [8]

### VII.2.4 Traversée de route :

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite).

Pour protéger la canalisation des chocs et Vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. [10]

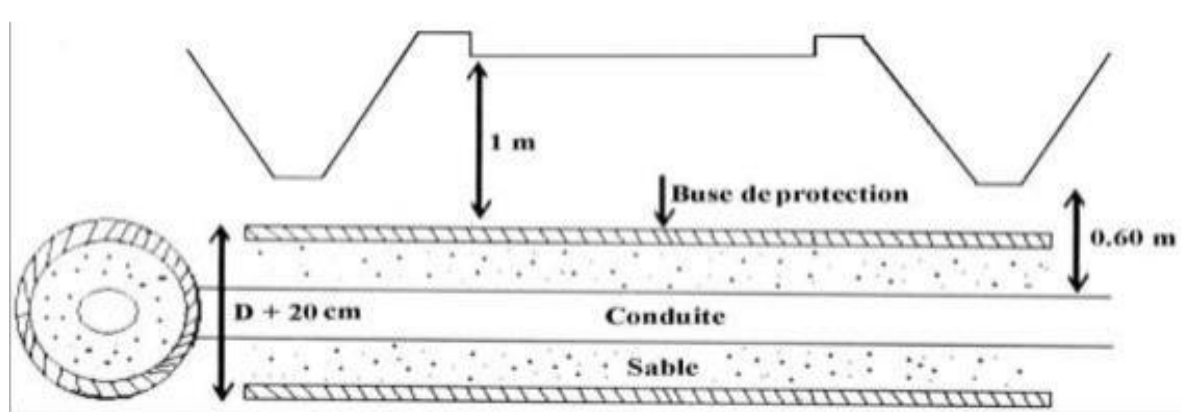


Figure VII.8 Protection spéciale pour la traversée de route [8]

### VII.2.5 Traversées d'oueds :

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvrement, à la suite duquel se trouverait soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Deux causes principales peuvent être identifiées :

- Approfondissement du lit par érosion,
- Déplacement latéral du lit.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec les matériaux en place.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier. [8]

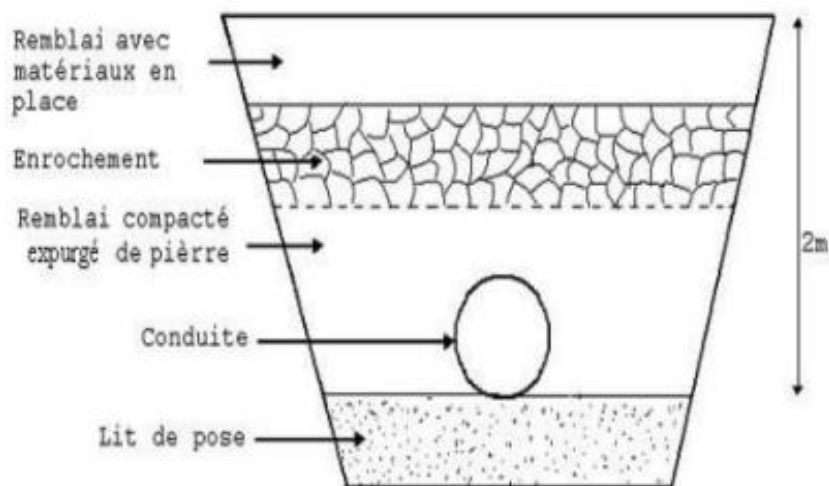


Figure VII.9 Traversée d'oued [10]

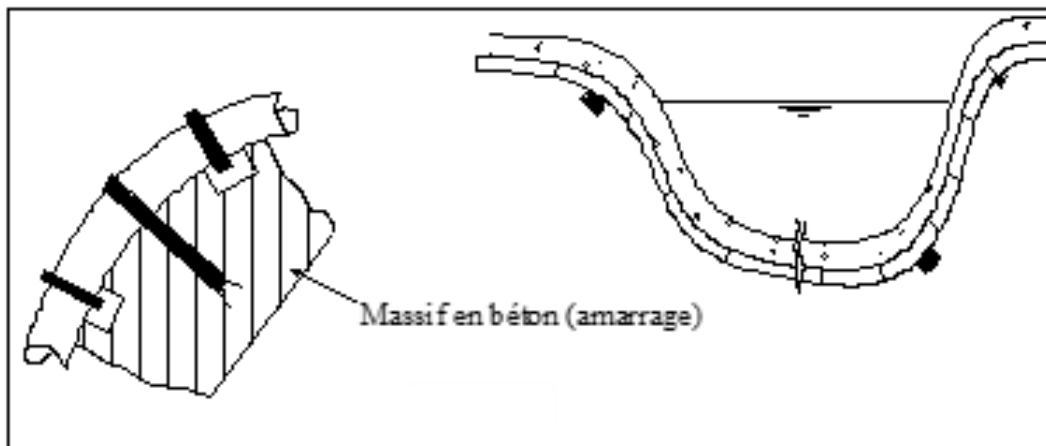


Figure VII.10 Traversée de la rivière par canalisation [8]

### VII.2.6 Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidents ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou d'un. [8]

## VII.3 Réalisation des fouilles [8]

### VII.3.1 Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Protéger la canalisation contre le gel.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

**VII.3.2 Largeur de la tranchée [10]**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.6 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.3m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si } DN \leq 400 : \quad b = D + (2 \times 0.3)$$

$$\text{Si } DN \geq 400 : \quad b = D + (2 \times 0.5)$$

**b** : largeur de la tranchée (m).

**D** : diamètre de la tranchée (m).

**VII.3.3 La profondeur de tranchée ( $H_{tr}$ ) [13]**

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charges et surcharges. Cette distance varie généralement de 0.8 à 1.2 m.

**VII.3.4 Lit de pose [8]**

Lit de sable a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui recouvert de 0.1 m à 0.2 m. il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait pas appui linéaire ponctuel. Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Établir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de sable.

**VII.3.5 Remblaiement**

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales : [10]

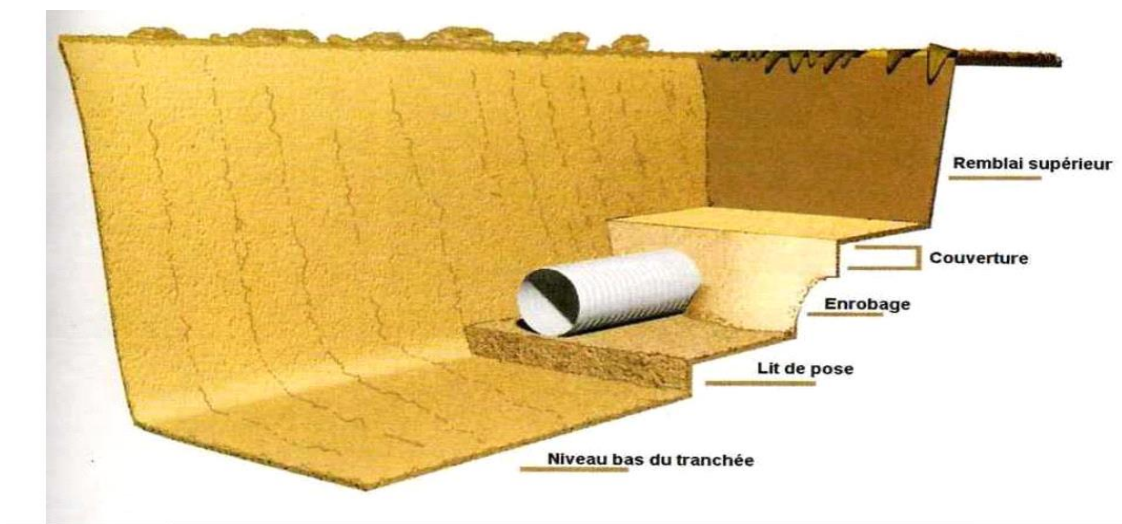
**VII.3.5.1 Le remblai d'enrobage [10]**

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

### VII.3.5.2 Le remblai supérieur

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas de la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbain dans le premier cas (zone rurale), le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs. [10]



Figures VII.11 Schéma du remblai d'une tranchée. [10]

## VII.4 Organisation de chantier

### VII.4.1 Travaux concernant le réseau de distribution [10]

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place du réseau de distribution sont

**VII.4.1.1 Exécution des tranchées** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites. Lorsqu'on creuse le sol avec une pelleteuse, leur volume enlevé va augmenter. C'est le foisonnement.

**VII.4.1.2 Construction des regards** Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.

**VII.4.1.3 Pose du lit de sable** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

**VII.4.1.4 Pose des conduites** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

**VII.4.1.5 Remblayage des tranchées** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

## **VII.5 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain**

**VII.5.1 Matérialisation :** On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacée de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.

**VII.5.2 Le nivellement :** Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant les Visées, on procède au nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point. [10]

## **VII.6 Mise en eau et épreuve :**

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa. La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la

« Pression Maximale de fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs ».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 (Mpa) à l'aide d'une vanne de purge. L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur. [13]

## **VII.7 La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :**

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau.

## **VII.8 Calcul des volumes des travaux**

### **VII.8.1 Calcul du volume du déblai du réseau**

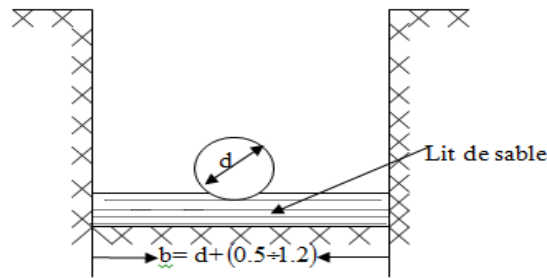
Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse travailler sans difficulté, et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée ' $H_{tr}$ '
- Largeur de la tranchée ' $b$ '
- Coefficient de foisonnement qui dépend de la nature du sol ' $Cf$ '



**Figures VII.12 Schéma d'une tranchée. [8]**

### VII.8.2 la profondeur ( $H_{tr}$ )

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad \text{VII-1}$$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

On prend :  $h=1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

$$\text{D'où : } H_{tr} = 1,15 + D \text{ (m)} \quad \text{VII -2}$$

### VII.8.3 Largeur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad \text{VII.3}$$

Avec :  $b$  : largeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.2 : Calcul volume du déblai du réseau. ( $V_{exc}=L*b*Htr$ )**

L (m)	D (mm)	b (m)	Htr (m)	SD (m2)	VD (m3)	Cf*VD (m3)
102.50	315.00	0.92	1.47	1.34	137.40	195.11
300.00	160.00	0.76	1.31	1.00	298.68	424.13
272.00	75.00	0.68	1.23	0.83	224.91	319.37
100.00	400.00	1.00	1.55	1.55	155.00	220.10
135.13	75.00	0.68	1.23	0.83	111.74	158.66
176.87	75.00	0.68	1.23	0.83	146.25	207.67
335.27	110.00	0.71	1.26	0.89	299.93	425.90
88.07	125.00	0.73	1.28	0.92	81.41	115.60
245.77	140.00	0.74	1.29	0.95	234.61	333.15
250.54	315.00	0.92	1.47	1.34	335.84	476.90
221.93	315.00	0.92	1.47	1.34	297.49	422.44
299.86	200.00	0.80	1.35	1.08	323.85	459.87
204.22	200.00	0.80	1.35	1.08	220.56	313.19
277.62	250.00	0.85	1.40	1.19	330.37	469.12
122.60	250.00	0.85	1.40	1.19	145.89	207.17
234.96	200.00	0.80	1.35	1.08	253.76	360.33
298.40	180.00	0.78	1.33	1.04	309.56	439.58
269.12	140.00	0.74	1.29	0.95	256.90	364.80
145.77	110.00	0.71	1.26	0.89	130.41	185.18
262.39	75.00	0.68	1.23	0.83	216.96	308.09
296.20	110.00	0.71	1.26	0.89	264.98	376.27
289.97	110.00	0.71	1.26	0.89	259.41	368.36
240.61	75.00	0.68	1.23	0.83	198.95	282.52
280.98	110.00	0.71	1.26	0.89	251.36	356.94
191.62	315.00	0.92	1.47	1.34	256.86	364.74
142.01	280	0.88	1.43	1.26	178.71	253.76
234.16	280	0.88	1.43	1.26	294.67	418.43
291	280	0.88	1.43	1.26	366.19	520.00
184.69	280	0.88	1.43	1.26	232.41	330.03

Suite Tableau VII.2

275.35	250	0.85	1.40	1.19	327.67	465.29
253.66	250	0.85	1.40	1.19	301.86	428.63
200.2	225	0.83	1.38	1.13	227.10	322.48
290.48	200	0.80	1.35	1.08	313.72	445.48
Total					<b>7985.41</b>	11339.28

#### VII.8.4 Lit de sable

Le volume du lit de sable est calculé par :

$$V_s = b \times e \times L$$

**VII.4**

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm.

$L$  : longueur de la tranchée (m).

$B$  : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VII-3

Tableau VII.3 Calcul volume du lit de sable.

L (m)	D (mm)	b (m)	e(m)	V (m3)
102.50	315.00	0.92	0.15	14.07
300.00	160.00	0.76	0.15	34.20
272.00	75.00	0.68	0.15	27.54
100.00	400.00	1.00	0.15	15.00
135.13	75.00	0.68	0.15	13.68
176.87	75.00	0.68	0.15	17.91
335.27	110.00	0.71	0.15	35.71
88.07	125.00	0.73	0.15	9.58
245.77	140.00	0.74	0.15	27.28
250.54	315.00	0.92	0.15	34.39
221.93	315.00	0.92	0.15	30.46
299.86	200.00	0.80	0.15	35.98
204.22	200.00	0.80	0.15	24.51
277.62	250.00	0.85	0.15	35.40

Suite Tableau VII.3

122.60	250.00	0.85	0.15	15.63
234.96	200.00	0.80	0.15	28.20
298.40	180.00	0.78	0.15	34.91
269.12	140.00	0.74	0.15	29.87
145.77	110.00	0.71	0.15	15.52
262.39	75.00	0.68	0.15	26.57
296.20	110.00	0.71	0.15	31.55
289.97	110.00	0.71	0.15	30.88
240.61	75.00	0.68	0.15	24.36
280.98	110.00	0.71	0.15	29.92
191.62	315.00	0.92	0.15	26.30
142.01	280	0.88	0.15	18.75
234.16	280	0.88	0.15	30.91
291	280	0.88	0.15	38.41
184.69	280	0.88	0.15	24.38
275.35	250	0.85	0.15	35.11
253.66	250	0.85	0.15	32.34
200.2	225	0.83	0.15	24.77
290.48	200	0.80	0.15	34.86
Total				888.94

### VII.8.5 Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du

volume des remblais. 
$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$V_c = S_c * L$$

**VII.5**

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>).

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.4 : Calcul du volume des conduites.**

<b>L (m)</b>	<b>D (mm)</b>	<b>S<sub>c</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>V<sub>c</sub> (m<sup>3</sup>)</b>
102.50	315.00	0.078	7.98
300.00	160.00	0.020	6.03
272.00	75.00	0.004	1.20
100.00	400.00	0.126	12.56
135.13	75.00	0.004	0.60
176.87	75.00	0.004	0.78
335.27	110.00	0.009	3.18
88.07	125.00	0.012	1.08
245.77	140.00	0.015	3.78
250.54	315.00	0.078	19.51
221.93	315.00	0.078	17.29
299.86	200.00	0.031	9.42
204.22	200.00	0.031	6.41
277.62	250.00	0.049	13.62
122.60	250.00	0.049	6.02
234.96	200.00	0.031	7.38
298.40	180.00	0.025	7.59
269.12	140.00	0.015	4.14
145.77	110.00	0.009	1.38
262.39	75.00	0.004	1.16
296.20	110.00	0.009	2.81
289.97	110.00	0.009	2.75
240.61	75.00	0.004	1.06
280.98	110.00	0.009	2.67
191.62	315.00	0.078	14.93
142.01	280	0.062	8.74
234.16	280	0.062	14.41
291.00	280	0.062	17.91
184.69	280	0.062	11.37
275.35	250	0.049	13.51

**Suite Tableau VII.4**

253.66	250	0.049	12.45
200.20	225	0.040	7.96
290.48	200	0.031	9.12
Total			250.80

**VII.8.6 Remblai compacté**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c$$

**VII.6**

Avec :

$V_r$  : volume du remblai

$V_{exc.}$  : volume du déblai (volume excavé).

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

**Tableau VII.5 Calcul volume remblai compacté**

<b>L (m)</b>	<b>D (mm)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>)</b>
102.50	315.00	115.35
300.00	160.00	258.45
272.00	75.00	196.17
100.00	400.00	127.44
135.13	75.00	97.46
176.87	75.00	127.56
335.27	110.00	261.04
88.07	125.00	70.75
245.77	140.00	203.55
250.54	315.00	281.94
221.93	315.00	249.75
299.86	200.00	278.45
204.22	200.00	189.64
277.62	250.00	281.35

Suite Tableau VII.5

122.60	250.00	124.25
234.96	200.00	218.18
298.40	180.00	267.06
269.12	140.00	222.89
145.77	110.00	113.50
262.39	75.00	189.24
296.20	110.00	230.62
289.97	110.00	225.77
240.61	75.00	173.53
280.98	110.00	218.77
191.62	315.00	215.64
142.01	280	151.22
234.16	280	249.35
291	280	309.87
184.69	280	196.67
275.35	250	279.05
253.66	250	257.07
200.2	225	194.37
290.48	200	269.74
Total		6845.67

A.N :  $V_r = 7985.41 - 250.80 - 888.94 = 6845.67\text{m}^3$

#### VII.8.7 Devis estimatif

L'étude du devis estimatif permette d'avoir une idée sur le coût de réalisation de projet.

Les prix unitaires du canalisation d'AEP et d'équipements et des pièces spéciales sont fournis par CHIALI (2021) et ADE.

**Tableau VII. 6 : Devis estimatif et quantitatif du projet.**

Désignation	Unité	La quantité	P/U	Montant DA/ht
<b>a-terrassement réseau AEP</b>				
Volume de déblai	m <sup>3</sup>	11339.28	<b>500.00</b>	<b>5669640</b>
Remblaiement	m <sup>3</sup>	5175.50	<b>1200.00</b>	<b>6210600.00</b>
Lit de sable	m <sup>3</sup>	888.94	<b>1200.00</b>	<b>1066728.00</b>
Fourniture et pose de grillage avertisseur	MI	15383.22	<b>100.00</b>	<b>1538322.00</b>
<b>b-Canalisation d'AEP(F/conduite PEHD PN 10)</b>				
Conduite diamètre 315	ml	<b>102.50</b>	<b>12332.82</b>	<b>1264114.05</b>
Conduite diamètre 400	ml	<b>100.00</b>	<b>19838.88</b>	<b>1983888.00</b>
Conduite diamètre 160	ml	<b>300.00</b>	<b>3192.01</b>	<b>957603.00</b>
Conduite diamètre 75	ml	<b>272.00</b>	<b>742.97</b>	<b>202087.84</b>
Conduite diamètre 75	ml	<b>135.13</b>	<b>742.97</b>	<b>100397.54</b>
Conduite diamètre 110	ml	<b>335.27</b>	<b>1582.29</b>	<b>530494.37</b>
Conduite diamètre 125	ml	<b>88.07</b>	<b>3192.01</b>	<b>281120.32</b>
Conduite diamètre 140	ml	<b>245.77</b>	<b>2446.78</b>	<b>601345.12</b>
Conduite diamètre 315	ml	<b>250.54</b>	<b>12332.82</b>	<b>3089864.72</b>
Conduite diamètre 315	ml	<b>221.93</b>	<b>12332.82</b>	<b>2737022.74</b>
Conduite diamètre 200	ml	<b>299.86</b>	<b>4987.74</b>	<b>1495623.72</b>
Conduite diamètre 200	ml	<b>204.22</b>	<b>4987.74</b>	<b>1018596.26</b>
Conduite diamètre 250	ml	<b>277.62</b>	<b>7752.88</b>	<b>2152354.55</b>
Conduite diamètre 250	ml	<b>122.60</b>	<b>7752.88</b>	<b>950503.09</b>
Conduite diamètre 200	ml	<b>234.96</b>	<b>4987.74</b>	<b>1171919.39</b>
Conduite diamètre 180	ml	<b>298.40</b>	<b>4039.79</b>	<b>1205473.34</b>
Conduite diamètre 140	ml	<b>269.12</b>	<b>2446.78</b>	<b>658477.43</b>
Conduite diamètre 110	ml	<b>145.77</b>	<b>1582.29</b>	<b>230650.41</b>
Conduite diamètre 75	ml	<b>262.39</b>	<b>742.97</b>	<b>194947.90</b>
Conduite diamètre 110	ml	<b>296.20</b>	<b>1582.29</b>	<b>468674.30</b>
Conduite diamètre 110	ml	<b>289.97</b>	<b>1582.29</b>	<b>458816.63</b>
Conduite diamètre 75	ml	<b>240.61</b>	<b>742.97</b>	<b>178766.01</b>
Conduite diamètre 110	ml	<b>280.98</b>	<b>1582.29</b>	<b>444591.84</b>
Conduite diamètre 315	ml	<b>191.62</b>	<b>12332.82</b>	<b>2363214.97</b>
Conduite diamètre 280	ml	<b>142.01</b>	<b>9741.77</b>	<b>1383428.76</b>
Conduite diamètre 280	ml	<b>234.16</b>	<b>9741.77</b>	<b>2281132.86</b>
Conduite diamètre 280	ml	<b>291.00</b>	<b>9741.77</b>	<b>2834855.07</b>

Suite Tableau VII.6

Désignation	Unité	La quantité		P/U	Montant DA/ht
Conduite diamètre 280	ml	<b>184.69</b>		<b>9741.77</b>	<b>1799207.50</b>
Conduite diamètre 250	ml	<b>275.35</b>		<b>7752.88</b>	<b>2134755.51</b>
Conduite diamètre 250	ml	<b>275.35</b>		<b>7752.88</b>	<b>2134755.51</b>
Conduite diamètre 225	ml	<b>200.20</b>		<b>6326.79</b>	<b>1266623.36</b>
Conduite diamètre 200	ml	<b>290.48</b>		<b>4987.74</b>	<b>1448838.72</b>
Conduite diamètre 125	ml	<b>8190.00</b>		<b>12332.82</b>	<b>26142561.90</b>
c- Équipements et des pièces spéciales					
	U	400	1	<b>345853.49</b>	<b>345853.49</b>
	U	140	13	<b>19582.50</b>	<b>254572.50</b>
Vanne de sectionnement	U	110	4	<b>14800.00</b>	<b>59200.00</b>
	U	250	4	<b>49379.44</b>	<b>197517.76</b>
Vanne de vidange	U	160	1	<b>21000.00</b>	<b>21000.00</b>
	U	75	1	<b>14000.0</b>	<b>14000.00</b>
	U	180	4	<b>32000.00</b>	<b>128000.00</b>
Té	U	250	1	<b>29 985.26</b>	<b>29985.26</b>
	U	160	31	<b>11 457.82</b>	<b>355192.42</b>
	U	400	1	<b>141918.70</b>	<b>141918.70</b>
	U	110	2	<b>1 648.38</b>	<b>3296.76</b>
	U	280	1	<b>33897.90</b>	<b>33897.90</b>
Coude EF 45°	U	250	1	<b>19 081.53</b>	<b>19081.53</b>
	U	160	1	<b>2 886.63</b>	<b>2886.63</b>
Cône de réduction	U	(160/110)	32	<b>2 135.91</b>	<b>68349.12</b>
BLL PE PN 16	U	250/160	3	<b>12 842.53</b>	<b>38527.59</b>
	U		2	<b>100 722.86</b>	<b>201445.72</b>
Poteau d'incendie	U		24	<b>1500.00</b>	<b>36000.00</b>
Bride	U		1	<b>21 813.30</b>	<b>21813.30</b>
	U		4	<b>24000.00</b>	<b>96000.00</b>
	U		31	<b>16000.00</b>	<b>496000.00</b>
	U		35	<b>1200.00</b>	<b>42000.00</b>
Construction des regards pour vannes	U		24	<b>60000.00</b>	<b>1440000.00</b>

Suite Tableau VII.6

Désignation	Unité	La quantité		P/U	Montant DA/ht
Ventouse	U		1	<b>29680</b>	<b>29680.00</b>
P tampon	U		24	<b>60000</b>	<b>1440000.00</b>
Réalisation d'un raccordement à partir d'un château d'eau.	U		2	<b>50000</b>	<b>100000.00</b>
Total	<b>84 828 215.40 DA</b>				

- **Prix en lettre :** Quatre-vingt-quatre Millions Huit Cent Vingt-huit Mille Deux Cent Quinze Dinar Algérien et 40Ct.

- ✓ On a estimé les volumes des travaux, pour établir une estimation du coût du projet évalué donc à environ **84 828 215DA et 40 Ct.** Sans prendre en considération le prix de main d'œuvre et les différents engins utilisés par manque des données.



## **Chapitre VIII**



## **Protection et sécurité de travail**

**VIII. Protection et sécurité : [13]**

Les problèmes et les accidents du travail ont une grande incidence sur le plan financier et humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc, la sécurité du travail est un aspect important dans tout travail sur chantier ou autre.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers. Le domaine hydraulique en fait partie

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernant l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens résolvent tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

**VIII.1 Cause des accidents de travail [13]**

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques.

**VIII.1.1 Causes humaines**

Ces causes sont dues à :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- L'inaptitude mentale ou physique.
- L'adoption de la solution de facilité.
- L'encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Le manque de contrôle et négligence.

**VIII.1.2 Causes techniques : Sont causées par :**

- L'encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Les mauvaises conditions de travail.
- Le manque d'éclairage.

### **VIII.1.3 Causes matérielles**

Leurs origines sont :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pression soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

### **VIII.1.4 Causes des maladies professionnelles**

- **Poussière**

La poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

- **Bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochère irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

**VIII.2 Liste des conditions dangereuses [10]**

- Installations non-protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Éclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

**VIII.3 Liste des actions dangereuses [13]**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Imprudence durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

---

### **VIII.4 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents [10]**

Il y a deux types d'équipement de protection, individuelle et collective.

#### **VIII.4.1 Protection individuelle**

Pour mieux se protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunettes protectrices, etc...).

#### **VIII.4.2 Autres protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavation des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle son tenu à laisser une distance suffisante entre eux.

#### **VIII.4.3 Protection collective**

- **Équipement de mise en œuvre du béton**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- **Engin de levage :**

La grue, pipe layé et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent le poste de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

- **Appareillage électrique :**

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit être manipulée que par des électriciens qualifiés.

### **VIII.5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation [10]**

**1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement** Disposition concernant :

- La réalisation du chantier de jour comme nuit.
- Les zones interdites au public.
- Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard.
- Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.).

**2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.**

- Repérage des lignes électriques.

**3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel :**

- De renversement des engins et de l'éboulement des terrains.
- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.

**4. Éviter les heurts entre les engins et renversement des engins.**

Interdiction de dépassement et de stationnement.

**5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.**

- Définition des lieux de stockage des divers matériaux.
- Moyens de calage de chargement et déchargement.

**6. éliminer les surcharges en bordure des fouilles**

- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.

**7. Prévenir les chutes des objets**

- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.

**8. Prévenir des ruptures des Organes de levage.**

Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.

**9. Heurts des personnes par les Outils.**

Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns aux autres.



## **Chapitre IX**



## **Gestion du réseau**

---

## **IX. Objectifs de la gestion du réseau [13]**

Les objectifs de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable sont multiples on mentionne parmi eux :

- ✓ Éviter toute rupture du service (arrêt d'eau et nuisances engendrées).
- ✓ Assurer la qualité du service rendu.
- ✓ La préservation de la ressource (limiter les pertes).
- ✓ Maîtriser les coûts d'exploitation.

Gérer le réseau, c'est maintenir son potentiel, la continuité de la production et la maintenance de tous les équipements, dans le respect des aspects économiques. [13]

### **IX.1 But de la gestion [13]**

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

### **IX.2 Défaillances [13]**

#### **IX.2.1 Définition du Défaillances**

Nous nous référons à toute détérioration susceptible de provoquer ou d'augmenter le risque de défaillance ou de dégradation des performances du réseau (ou de l'un de ses éléments) comme une défaillance.

#### **.IX.2.2 Les différents types de défaillances [13]**

##### **IX.2.2.1 Les pertes**

Dans le réseau, il existe deux types de pertes qui peut être causée par :

- Fuites sur tuyaux et connexions spécifiques causées par la rupture et diverses raisons.
- Fuites sur les robinets, vannes et accessoires en raison d'un mauvais serrage des joints, des presse-étoupes et des accessoires.
- Les pertes administratives : ce sont les eaux consommées mais non comptabilisées :
  - La consommation des organismes publics.
  - La défectuosité ou l'insensibilité des compteurs.
  - Pertes par branchements illicites.
  - Absence de compteurs chez les abonnés.

---

### IX.2.2.2 Les fuites [13]

Il s'agit de pertes physiques d'une certaine quantité d'eau, mais qui n'empêcheront pas le fonctionnement normal du réseau de canalisations. Les fuites sont généralement localisées, soit au niveau d'une jonction, d'une vanne, des raccordements, entre deux composants, ou dans le corps même de la canalisation.

#### Cause des fuites :

- Corrosion.
- Glissement de terrain.
- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.

- **Effet des fuites :**

- Risque de retour d'eau.
- Risque de dégradation de la qualité d'eau suite à l'introduction d'eau polluée.
- Perturbation de la circulation suite aux inondations.

### IX.2.2.3 Les ruptures (casses) [13]

Une rupture ou une casse est définie comme étant une détérioration induisant un arrêt momentané de l'alimentation en eau et qui nécessite une intervention sur le réseau.

- **Les causes des ruptures :**

- Mouvement du sol.
- Travaux de chantier.
- Condition de pose.
- Coup de bélier.

- **Les effets des ruptures :**

- Fuites et leurs conséquences.
- Interruption de l'alimentation en eau des abonnés.

### IX.3 L'entretien : [13]

C'est l'ensemble d'opérations d'inspection et de remise en état suggérées par le diagnostic dans le but de préserver l'état initial du réseau. On distingue deux types d'entretien :

### **IX.3.1 Les type d'entretien [13]**

#### **IX.3.1.1 Entretien préventif systématique [13]**

Ce type d'entretien nous permet de surveiller les états physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau et ses accessoires d'une façon régulière, selon un programme obligatoire fait par l'exploitant en se basant sur les résultats donnés par les diagnostics. Il consiste à intervenir dans des opérations de routine tel que :

- Vérifier le bon fonctionnement des vanteuses.
- Contrôler régulièrement la qualité de l'eau.
- Vidanger et purger les réservoirs.
- Resserrer les presse-étoupes des vannes.

#### **IX.3.1.2 Entretien exceptionnel [13]**

Il inclut la mise en œuvre d'interventions préalablement planifiées par l'opérateur, mais ces interventions sont liées à une panne soudaine sur le réseau et ne peuvent donc pas être planifiées longtemps à l'avance.

### **IX 4. Entretien des réseaux d'AEP [13]**

L'entretien du réseau d'approvisionnement en eau a plusieurs objectifs, tels que le maintien de services fiables, une eau de haute qualité et des coûts d'exploitation plus bas.

#### **IX.4.1 Entretien des réservoirs [13]**

Il réside dans :

- Vidange et nettoyage de l'ouvrage au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies de désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.
- Des travaux de génie civil : ces travaux concernent la dégradation du béton et les défauts d'étanchéité.
- Une analyse de la qualité de l'eau.

#### **IX.4.2 Entretien du réseau de distribution et de l'adduction [13]**

Les travaux d'entretien du réseau de distribution et d'adduction concernent les conduites et tous les accessoires qui les accompagnent. Ces travaux sont :

Surveillance et entretien

- Actions de réductions des pertes.

##### **IX.4.2.1 Surveillance et entretien [13]**

La surveillance et l'analyse des conditions physiques, hydrauliques et d'encrassement du réseau permettent de mieux comprendre les problèmes qui surviennent dans le réseau.

### IX.4.2.2 Actions de réduction des pertes en eau [13]

Afin de réduire la perte d'eau dans le réseau d'adduction et de distribution, l'exploitant doit prendre deux mesures : La première et la plus importante est de trouver et de réparer la fuite. Le deuxième point est plus ou moins important, c'est le comptage.

#### ➤ Recherche et réparation des fuites

##### a) Détection et gestion des fuites

Trouver, quantifier et gérer les fuites est un défi pour la plupart des systèmes d'approvisionnement en eau existant. Elle représente souvent la plus importante cause des pertes dans le système et peuvent atteindre jusqu'à 30% de l'eau captée, même dans les systèmes bien gérés. Des taux de fuites de 80 à 90 % ne sont pas rares.

Parmi les difficultés à gérer les fuites, on peut noter que :

- Les fuites ne sont pas constantes. Elles augmentent avec la pression dans les conduites.
- Les divers éléments des systèmes d'alimentation ne sont pas sensibles aux déperditions de la même manière.
- L'évaluation sur le plan économique de l'importance des déperditions ne peut se faire que si elles ont pu être quantifiées.
- Les opérations de réparation et de gestion des déperditions sont des investissements rentables. Il s'avère en général moins coûteux de maîtriser les fuites que de prélever dans une nouvelle source d'approvisionnement le volume d'eau équivalant à la quantité économisée. Plusieurs méthodes ont été développées afin de permettre la détection des fuites et même leur localisation avec une précision plus ou moins grande. Ces méthodes sont classées en trois catégories :
- Méthodes de recherche à grand échelle.
- Méthodes acoustiques.
- Méthodes modernes.

##### • Méthodes de recherche à grand échelle

Elle consiste à calculer la différence entre le volume introduit dans le réseau et le volume consommé et comptabilisé. Une différence de volume permet de soupçonner des fuites d'eau dans l'un des secteurs du réseau.

La méthode fréquemment utilisée pour la délimitation de la zone de la fuite est l'isolement des tronçons soupçonnés puis la localisation exacte de la fuite par l'utilisation de méthodes plus fines.

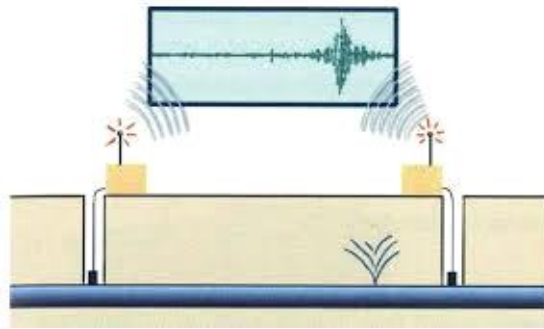
##### • Méthodes acoustiques

Les méthodes de détection utilisées sont toutes basées sur le bruit émis par les fuites.

L'écoute du bruit causé par la fuite peut se faire soit direct avec la conduite et tout ce qui y est raccordé (entrée de service, vanne, borne d'incendie), soit par écoute sur le sol.

Le bruit de la fuite résulte du choc des molécules d'eau entre elles, de leur frottement contre les parois de l'orifice de la fuite ou finalement du choc de l'eau sur le terrain.

L'écoute et l'analyse de ce bruit permettent de déterminer une zone plus ou moins importante de détection de la fuite. Cette zone est embrouillée par le bruit de fond (vent, trafic routier). L'utilisation d'amplificateurs mécaniques ou électroniques ou encore de corrélateurs acoustiques permet l'élimination des bruits parasites.



**Figure IX.1 : La corrélation acoustique. [13]**

- **Méthodes modernes**

Plusieurs méthodes modernes sont actuellement employées dans la recherche des fuites. On citera :

- Utilisation des facteurs radioactifs : détection de la radioactivité intense à la zone des fuites.

La technologie de photographie aérienne, en particulier dans le domaine infrarouge, peut détecter des zones avec des températures différentes causées par des fuites en prenant des photos.

- Utilisation de caméras qui permettent de déceler les différentes anomalies (glissement de joints, infiltrations d'eaux polluées)

**b) Réparation des fuites**

Une fois la fuite détectée, elle sera réparée. Les mesures suivantes doivent être prises pendant la maintenance :

- Faire un terrassement profond pour éviter le retour d'eau polluée dans la canalisation après la coupe de la conduite.
- Ne pas procéder à la vidange de la conduite avant la fin du terrassement et le dégagement total du tronçon au droit de la fuite.
- Nettoyez soigneusement toutes les pièces réparées et les pièces de conduite exposées avec de l'eau de Javel.

Avant la remise en service de la conduite, il est nécessaire de la rincer et de procéder au contrôle de la qualité de l'eau.

---

### IX.4.3 Dispositions et moyens d'intervention [13]

Pour assurer une organisation convenable d'un service d'entretien et de maintenance, il est utile de :

- Faire des prévisions pluriannuelles des moyens en personnels, en matériels et en budget mis à la disposition des services d'études, d'exploitation et des groupes d'entretien.
- Connaître toutes les informations utiles relatives aux fonctionnalités et tous les renseignements statiques annuels intéressant les interventions d'entretien et les réparations effectuées sur le réseau et les ouvrages.
- Connaître les valeurs d'exploitation, des coûts et de la gestion proprement dite des personnels et matériels.

#### IX.4.3.1 Moyens humains [13]

Le personnel doit avoir des compétences techniques dans différents domaines :

L'hydraulique, l'électricité, l'électromécanique et l'électronique.

Le nombre d'agents composant l'équipe d'intervention dépend de l'importance du réseau, la complexité de ses équipements et du budget annuel accordé au niveau de service.

#### IX.4.3.2 Moyens matériels [13]

Le choix du type et de la quantité de ressources matérielles utilisées dépend du type d'intervention, et le type d'intervention lui-même dépend du type de défaillance. Les moyens matériels d'intervention se répartissent en deux catégories : les moyens simples (clé, machine à souder, tournevis) et les moyens lourds (bulldozers, pelle hydraulique, matériel de détection de fuite).

Note : Les pannes du réseau peuvent parfois causer des dommages considérables, ce qui nécessite beaucoup d'investissement. Une recherche diagnostique approfondie peut aider les gestionnaires à résoudre ces défaillances et à mieux gérer les investissements. Il comprend : Évaluer les coûts de réparation et ceux d'une réhabilitation des conduites et de prendre la meilleure décision et optimiser les coûts de l'entretien.

# Conclusion générale

Le nouveau pôle projeté à réaliser au niveau de la ville d'El Hassasna dont notre étude est consacrée, repose sur une superficie d'environ de 95 hectares dont la population est estimée à 23025 habitants.

L'étude menée sur le système d'alimentation et de distribution d'eau potable, nous a permis de projeter et de dimensionner les ouvrages suivants :

- Ouvrage de stockage d'une capacité de 1950 m<sup>3</sup>.
- Un réseau de distribution, type maillé composé de Sept mailles d'une longueur totale estimée à 7413.95ml dont les diamètres varient entre 75 mm et 400 mm, toutes en PEHD, le débit de pointe à véhiculer est de 145,81 l/s.

Concernant le captage, en plus du forage de Djida (20 l/s), on propose la recherche d'autres points d'eau pour combler le déficit.

Le réseau maillé a été établi par le logiciel Auto-CAD et sa simulation hydraulique effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Les pressions de service dans le réseau s'échelonnent entre 1,4 bars et 4,2 bars, en ce qui concerne les vitesses d'écoulement, elles sont comprises entre 0,59 m/s et 1,69 m/s.

Concernant le côté financier pour la réalisation du réseau, le coût est estimé à environ

**84 828 215 Dinars Algériens et 40 centimes.**

L'étude est achevée par un chapitre englobant la pose et la protection des conduites.

Enfin, nous souhaitons que cette étude serve de référence pour toute autre étude à son genre.

# Références bibliographiques

- [1]: URBAT. Plan d'occupation des sols pos n°01 el Hassasna (NOUVEAU POLE). Dossier soumis à l'enquête publique : W. SAIDA. Algérie
- [2] : Google earth
- [3] : PDAU : Plan de développement et d'aménagement : W.SAIDA. Algérie
- [4] : NAGAI (1974). Consultant Co. LTD-JAPON. Étude géologique détaillée des gisements d'argilites, de quartzite et de calcaire - Projet Cimenterie El Asnam.
- [5] : ANRH : Agence Nationale des Ressource Hydraulique : SAIDA. Algérie
- [6] : HIRECHE, Houaria. KHELIF, Imane. (2018). Analyse physico-chimique des eaux d'Ain-Skhouna en vue de leur déminéralisation. Projet de fin d'études. Université MOULAY Tahar : SAIDA. Algérie.
- [7] : ADE : Algérien Des Eaux. Unité de SAIDA.
- [8] : Jacques, BONNIN. (1977). Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance édition EYROLLES. Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France : France.
- [9] : GUILSOU, Sylvain. (Juin 2007). Modélisation sur le logiciel EPANET du réseau d'eau potable de la commune d'Urrugne (064) : France.
- [10] : HAMZAOUI, Adel. Étude du réseau d'alimentation en eau potable du pos°14 de la commune d'el idrissia (W. Djelfa). Mémoire de fin d'étude. Université Djelfa : Algérie.
- [11] : Jacques, BONNIN. (1982). Aide-mémoire d'hydraulique urbaine. Édition EYROLLES.
- [12] : AIT-ALI, Bilal. « Meca-Fluid ». Logiciel de calcul hydraulique (Assainissement et AEP).
- [13] : CHATELAINE.(2004). Guide-conseil-de-pose. Le Comité de Rédaction du STR PE.
- [14] : BELAIDI, Bilal. AZIZI, Abdelkader. (2016).Alimentation en eau potable de la commune D'AFIR (W) DE BOUMERDES. Mémoire de fin d'étude. Université de BIJAIA : Algérie.
- [15] : MESTOUR, IMEN. ,(Novembre 2021). Étude du réseau d'alimentation en eau potable de la zone industrielle BOURDJIA (W. Mostaganem). ENSH Mujahid Abdellah ARBAOUI : Algérie
- [16] : IMAM Ali, Youssouf.OUIKHLEF, Abdelkader. (2020). Conception et Planification d'un Projet Hydraulique.Mémoire de fin d'étude. Université de Meghnia Tlemcen : Algérie.
- [17] Kada,AbdelillahALLOU.(Juillet 2021).Caractérisation du calcaire de la carrière de Sidi Laaroussi en vue de son utilisation dans la fabrication du ciment de l'entreprise GICA (W) de Saida. PFÉ.ENSMM AMAR LASKRI. ANNABA : Algérie
- [18] GUERBAS, Abdelhak. (2022) Étude de restriction du réseau d'AEP de la commune de Hadjout Tipaza. PFE. Université de HOUARI BOUMEDIENE : Algérie

## Autres références web-graphiques

- [18] : <https://geniecivilpdf.com/les-reservoirs-deau-potable/>
- [19] : <https://docplayer.fr/amp/161754169-Bouftila-hamza-alioui-imad-riad-adnane.html>
- [20] : [https://www.made-in-algeria.com/data/art\\_recherche.php?mot\\_rech/](https://www.made-in-algeria.com/data/art_recherche.php?mot_rech/)



## **Annexes**

PLAN D'OCCUPATION DES SOLS - HASSASNA NOUVEAU POLE -

ASTALDI

TERRAIN PRIVE 2  
SURFACE = 50 HECTARS

TERRAIN PRIVE 1  
SURFACE = 5.2 HECTAR

MARE EQUESTRE  
14.66 Ha

Zone d'Équipement

LEGENDAIRE

ÉCHELLE : 1/8000

SPÉCIFICATION GÉNÉRALE D'OCCUPATION DES SOLS

MAÎTRE D'OUVRAGE : DUAC S.A.

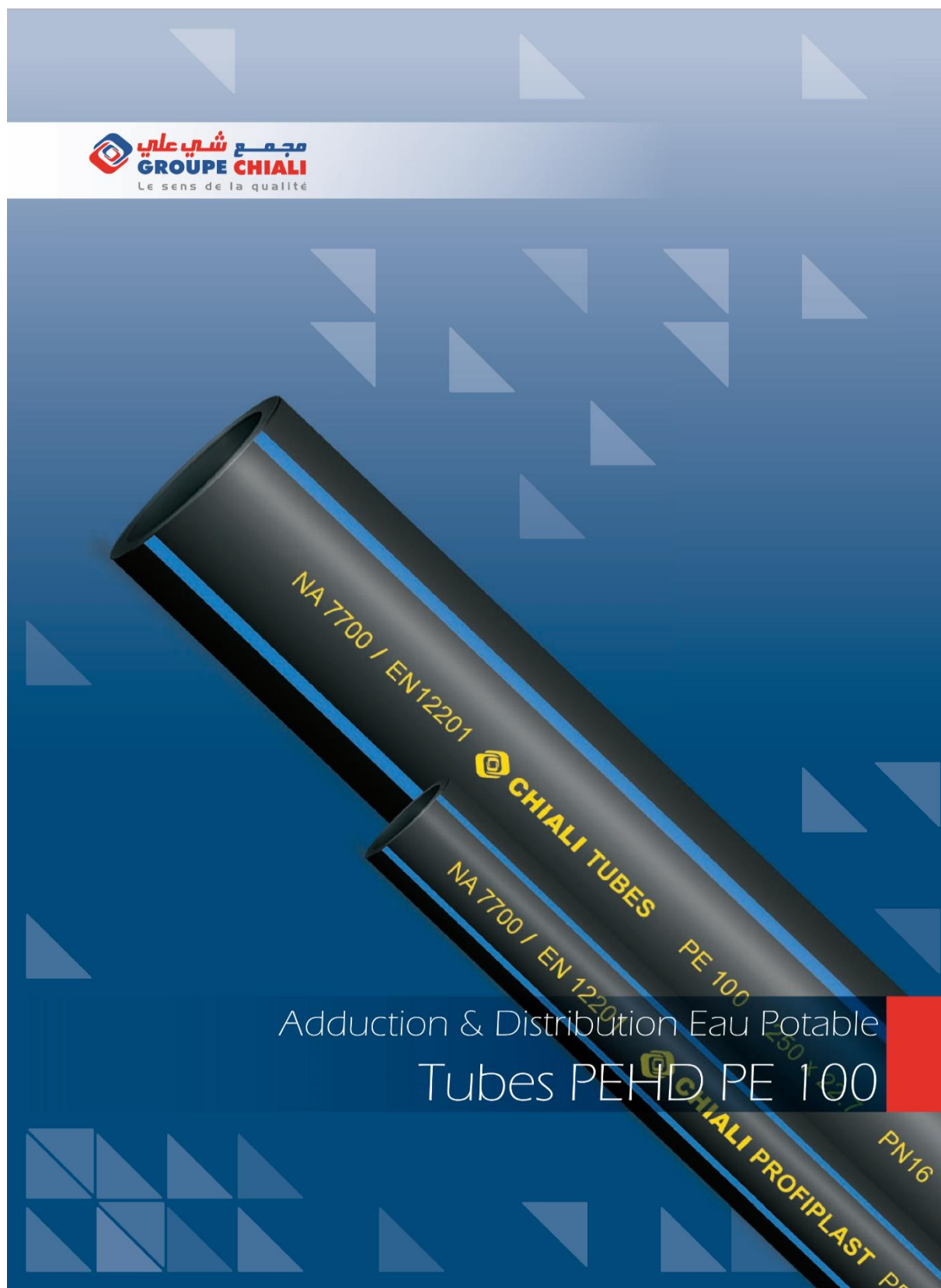
PLAN D'OCCUPATION DES SOLS HASSASNA

PLAN DE COMPOSITION URBAINE

**Annexe 2 : Répartition des débits horaires en fonction de variations horaires de la consommation totale en fonction du coefficient maximum horaire ( $K_{maxh}$ )**

Heures	Valeur correspondante d'ah						
	$K_{maxh}$						
	1.25	1.3	1.35	1.50	1.7	2.0	2.5
0 – 1	3.35	3.20	3.00	<b>1.50</b>	1.00	0.75	0.60
1 – 2	3.35	3.10	3.20	<b>1.50</b>	1.00	0.75	0.60
2 – 3	3.30	3.20	2.50	<b>1.50</b>	1.00	1.00	1.20
3 – 4	3.20	3.20	2.60	<b>1.50</b>	1.00	1.00	2.00
4 – 5	3.25	3.20	3.50	<b>2.50</b>	2.00	3.00	3.50
5 – 6	3.40	3.40	4.10	<b>3.50</b>	3.00	5.50	3.50
6 – 7	3.85	3.80	4.50	<b>4.50</b>	5.00	5.50	4.50
7 – 8	4.45	4.60	4.90	<b>5.50</b>	6.50	5.50	10.20
8 – 9	5.20	5.40	4.90	<b>6.25</b>	6.50	3.50	8.80
9 – 10	5.05	5.00	5.60	<b>6.25</b>	5.50	3.50	6.50
10 – 11	4.45	4.80	4.90	<b>6.25</b>	4.50	6.00	4.10
11 – 12	4.60	4.60	4.70	<b>6.25</b>	5.50	8.50	4.10
12 – 13	4.60	4.50	4.40	<b>5.00</b>	7.00	8.50	3.50
13 – 14	4.55	4.40	4.10	<b>5.00</b>	7.00	6.00	3.50
14 – 15	4.75	4.60	4.10	<b>5.50</b>	5.50	5.00	2.00
15 – 16	4.70	4.60	4.40	<b>6.00</b>	4.50	5.00	6.20
16 – 17	4.65	4.40	4.30	<b>6.00</b>	5.00	3.50	10.40
17 – 18	4.35	4.30	4.10	<b>5.50</b>	6.50	3.50	9.40
18 – 19	4.40	4.40	4.50	<b>5.00</b>	6.50	6.00	7.30
19 – 20	4.30	4.50	4.50	<b>4.50</b>	5.00	6.00	1.60
20 – 21	4.30	4.50	4.50	<b>4.00</b>	4.50	6.00	1.60
21 – 22	4.20	4.80	4.80	<b>3.00</b>	3.00	3.00	1.60
22 – 23	3.75	3.80	4.60	<b>2.00</b>	2.00	2.00	0.60
23 – 24	3.70	3.70	3.30	<b>1.50</b>	1.00	2.00	0.60
<b>Total</b>	<b>100.00 %</b>	<b>100.00 %</b>	<b>100.00%</b>	<b>100.00 %</b>	<b>100.00 %</b>	<b>100.00 %</b>	<b>100.00 %</b>

**Annexe : 3Tubes PEHD eau potable (PN6-PN10-PN16-PN20-PN25)**



## Désignation

### ■ Tube en PEHD

Tubes en PEHD destinés aux réseaux de distribution d'eau potable.

- > Matière : PEHD
- > Norme de référence : EN 12201-2 / NA 7700 - 2
- > Pression Nominale : PN06 - PN10 - PN 16 - PN20 - PN25
- > Marquage sur tube : Norme-Fabricant-Matière-d<sub>n</sub> x e<sub>n</sub>-PN-Date de fabrication-Lot
- > Conditionnement : En couronne de 100 m jusqu'au Ø 110, et en barre de 12 m à partir du Ø 125



### ■ Avantages du Tube en PEHD



Flexibilité



Étanchéité



Poids réduit



Résistance à l'abrasion



Tres bonne  
résistance chimique



Paramètres hydrauliques  
avantageux



Produit  
écologique



Longue  
durée de vie

## Propriétés Physiques et Mécaniques

Caractéristique	Méthode d'essai	Exigence	Paramètres d'essai
Résistance hydrostatique	EN ISO 1167 - 1 & 2 NA 7517 & NA 7557	Aucune rupture d'éprouvette pendant toute la durée de l'essai	20°C - 100 Heures : PE 80 : 10 MPa 80°C - 165 Heures : PE 80 : 4.5 MPa 80°C - 1000 Heures : PE 80 : 4.0 MPa
Allongement à la rupture pour $e_n \leq 5\text{ mm}$ Allongement à la rupture pour $5\text{ mm} < e_n \leq 12\text{ mm}$ Allongement à la rupture pour $e_n > 12\text{ mm}$	EN ISO 6259 - 1 & 3 NA 7710 et NA 7761	350 %	V = 100 mm / min , Type 2 V = 50 mm / min , Type 1 ou 2 V = 25 mm / min , Type 1 ou 2 ou 3
Indice de fluidité à chaud	EN ISO 1133 NA 21382	Après production, écart maximal de $\pm 20\%$ par rapport à la valeur mesurée sur le lot de MP utilisé pour fabriquer le tube	M = 5 kg T = 190 °C t = 10 min
Temps d'induction à l'oxydation	ISO 11357 - 6 NA 21399	$\geq 20\text{ min}$	T = 200 °C
Retrait longitudinal à chaud pour Épaisseur de paroi < 16 mm	EN ISO 2505 NA 7617	$\leq 3\%$ Le tube doit conserver son aspect d'origine	T = 110 °C L = 200 mm

*Gamme de Produit*

■ Tube PEHD PE 100

Ø	PN 6 SDR 26	PN 10 SDR 17	PN 16 SDR 11	PN 20 SDR 9	PN 25 SDR 7.4
20	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	2.3	3.0	3.5
32	-	2.0	3.0	3.6	4.4
40	-	2.4	3.7	4.5	5.5
50	2.0	3.0	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.8	5.8	7.1	8.6
75	2.9	4.5	6.8	8.4	10.3
90	3.5	5.4	8.2	10.1	12.3
110	4.2	6.6	10.0	12.3	15.1
125	4.8	7.4	11.4	14.0	17.1
160	6.2	9.5	14.6	17.9	21.9
200	7.7	11.9	18.2	22.4	27.4
250	9.6	14.8	22.7	27.9	34.2
315	12.1	18.7	28.6	35.2	43.1
400	15.3	23.7	36.3	44.7	54.7
500	19.1	29.7	45.4	55.8	-
630	24.1	37.4	57.2	70.3	-
710 *	27.2	42.1	64.5	79.3	-
800 *	30.6	47.4	72.6	89.3	-

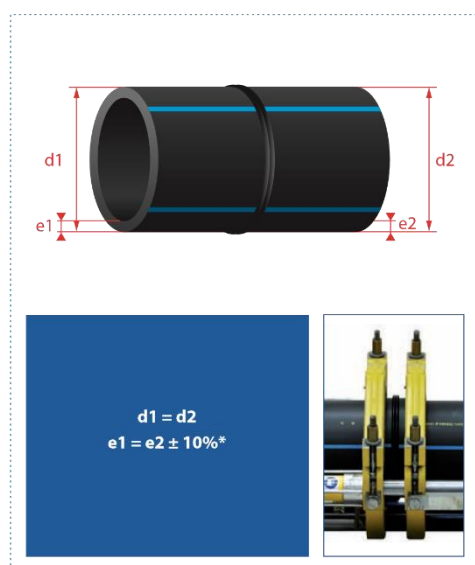
\* Diamètre sur commande

## Assemblage des Tubes PEHD

### 1 Par Soudure

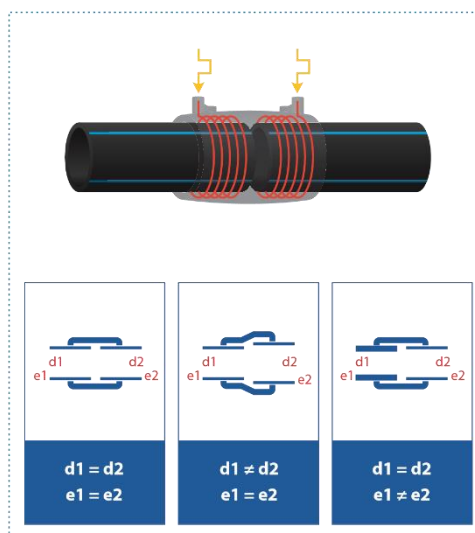
#### > Soudure Bout à Bout

Elle consiste à assembler deux tubes de même diamètre et de même épaisseur.



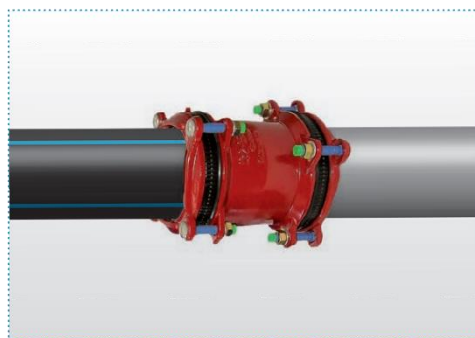
#### > Soudure par électro-fusion

Elle consiste à assembler deux tubes de même diamètre ou de diamètres différents avec des épaisseurs identiques ou variables ; en utilisant un raccord qui contient une résistance de chauffage.



### 2 Par Assemblage Mécanique :

#### > Joint Universel



#### > Bride contre Bride



**Filiale du GROUPE CHIALI**  
 Z.I B.P 160 Sidi Bel Abbès - 22000 Algérie  
 Tél.: 00 213 (0) 48 70 31 90 / 048 70 31 53  
 Fax: 00 213 (0) 48 70 35 58



**Filiale du GROUPE CHIALI**  
 Z.I B.P 87 Sétif - 19000 Algérie  
 Tél.: 00 213 (0) 44 77 12 04 / 36 62 53 78 / 36 62 52 08  
 Fax: 00 213 (0) 36 62 50 06



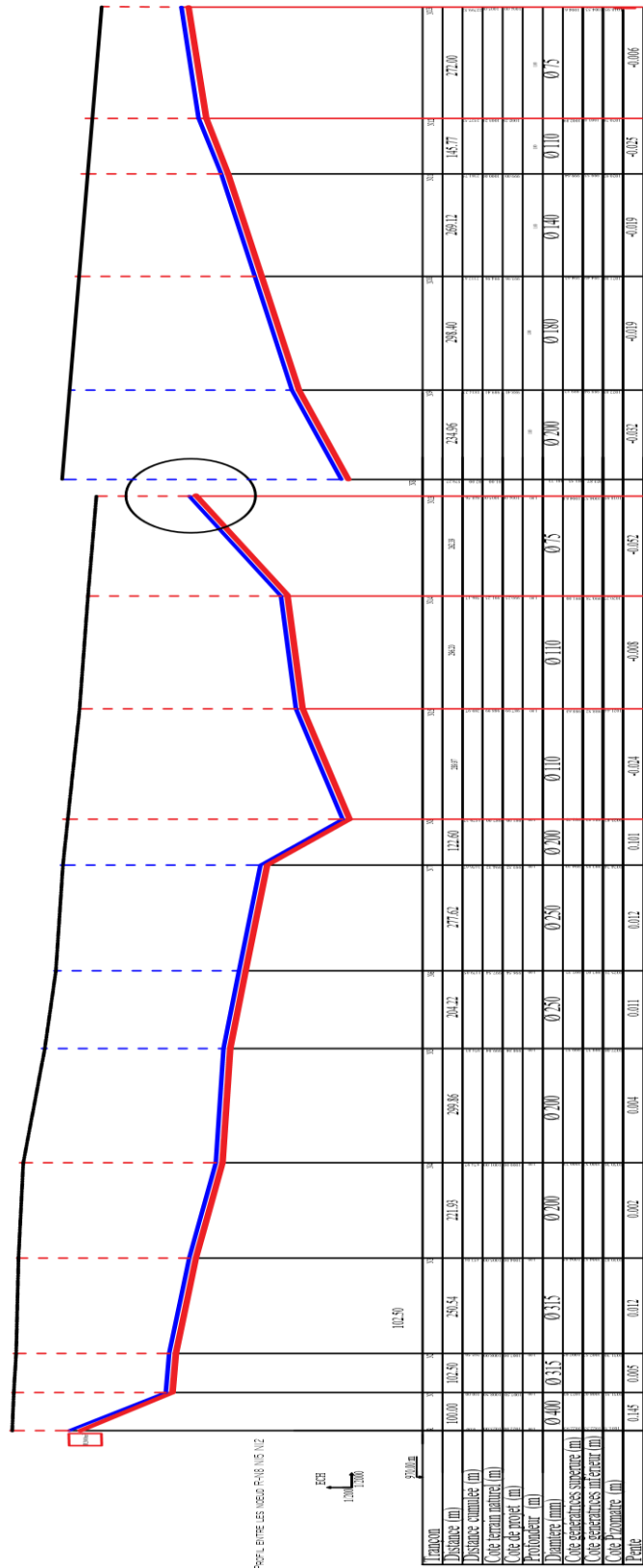
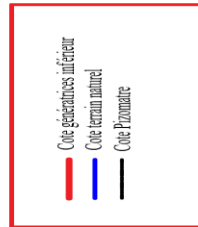
www.groupe-chiali.com

Épaisseur nominale en mm

## Annexe 4

### Partie 1 : Profil en long Réseau AEP « Nouveau Pôle » de R-N1..N8-N9..13/N8-15..13

# PROFIL EN LONG RESEAUX AEP



# PROFIL EN LONG RESEAUX AEP

