

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et réhabilitation du reseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Sabor (w. Setif).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-16

APA Citation (توثيق APA):

Mekhaldi, Bouchra (2016). Diagnostic et réhabilitation du reseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Sabor (w. Setif)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE D'OULED
SABOR (W.SETIF)**

Présenté par :

M^{lle} : MEKHALDI Bouchra.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r KHODJET- KESBA Omar	Professeur	Président
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Membre
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Membre
M ^r DJELLAB Mouhamed	M.C.A	Membre
M ^r KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Promoteur

Septembre 2016

Remerciement

Avant tout et tout le monde, je remercie le grand et bon Dieu qui ma donné le courage, la patience et la force d'être arrivée jusqu'à ce point.

*C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon promoteur: **Mr KAHLERRAS Djillali**. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.*

*Permettez-moi de féliciter **Mr.SALAH BOUALEM** pour sa mobilisation, sa mise à disposition de son savoir, sa documentation pour l'établissement de ce travail.*

*J'adresse également mes remerciements à **Mr BENCHERIT Nadji** ingénieur en hydraulique pour les conseils et sa disponibilités pour répondre à mes questions.*

*Sans avoir oublié mon prof de mathématique **Mr MOKHETARI** qui ma encourager et idée durant toutes ces années.*

Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Par cette occasion, je remercie le président et les membres du jury qui vont me faire l'honneur de juger mon travail.

Bouchra...

Dédicace

Je dédie ce modeste Travail

*À Mes chers parents, mon cher père **Brahim**, pour son soutien indéfectible durant tout mon cursus qu'il soit moral ou matériel, ma chère mère **Nouria (Malika)**, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance.*

Pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je réussisse. Que dieu me les garde.

*Mes très chères sœurs : **Sarrah (YG)** et **Salma (SM)**, merci pour votre soutien pour votre aide, merci d'être à mes côtés et me supporter.*

*Je voudrais aussi dédier ce travail à toute la famille **MEKHALDI**, Ma grande mère, mes tantes surtout **Khadija**, oncles, cousins et cousines spécialement **Sahar**, **Lahcen**, **Nina**, **Nabila** et **Raouf**.*

*À toute La famille **SENNOUSSAOUI**, grande mère, mes tantes particulièrement **Lila**, **Wassiala**, **Fatiha**, **Wahiba** et bien sur mes oncles **Hakouk** et **Faysal** sans oublier tous les cousins et couzines surtout **Semsouma** et **Malouka**.*

*Tous les amis de l'ENSH spécialement **Lydia**, **Nawel** et **Ghozlne**.*

*Tous les amis d'EPST Annaba, a **Chaima**, **Hadjer**, **Ouissem**, **Houda**, **Dikra**, **Doria**, **Youssera**, **Imen**, **Sana**..*

*À mon ami et frère **Fayçal**.*

*À Monsieur **MEDJOUBI Karim** pour son aide, supporte, confiance, merci d'être toujours à mes cotes.*

À toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de cet humble travail

Bouchra..

TABLE DES MATIERES

Introduction général	01
Chapitre I : présentation de la zone d'étude	
1.1- Introduction.....	02
I.2. Situation géographique.....	02
I.3. Situation topographique.....	03
1.4. Situation géologique	03
I.5. Sismicité	03
I.6 Situation climatologique	04
1.7 Démographie.....	06
1.8 .Situation hydraulique actuelle	06
1.8.1 Ressource en eau	06
1.8.2 Ouvrages de stockage	07
I.8.3. Adductions.....	07
I.8.4. Réseau de distribution	07
1.9. Conclusion.....	08
Chapitre II : estimation des besoins en eau	
II.1. Introduction.....	09
II.2. Evaluation de la population et perspective de développement	09
II.3. Evaluation des besoins en eau potable a l'état actuel (2016).....	09
II.3.1. Consommation moyenne journalière.....	10
II.3.1.1 Besoins domestiques.....	10
II.3.2 Besoins des équipements publics actuels (2016).....	10
II.4. variation de la consommation.....	13
II.4. 1-Coefficient d'irrégularité.....	13
II.4.2 . variation de la consommation journalière.....	15
II.4.2.1 .Consommation maximale journalière($Q_{max,j}$).....	15
II.4.2.2 .Consommation minimal journalière($Q_{min,j}$).....	15
II.4.3. variation de la consommation horaire).....	16
II.5 . Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	17
II.6. Evaluation des besoins en eau potable en 2025 , 2035 et 2045.....	18
II.7. Bilan ressources besoins.....	24
II.8. Conclusion.....	24
Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant	
III.1.Introduction.....	25
III.2 - Diagnostic de la chaine de production.....	25
III.2.1- Le Forage Tiner F7.....	25
III.2.2- Forage Bon zerar.....	26
III.2.3- Forage A/R1.....	26
III. 2.4- Forage Bouras.....	27
III. 2.5. Recommandations.....	28
III.3 Le diagnostic des ouvrages de stockage.....	28

TABLE DES MATIERES

III.3 .1 Réservoir semi enterré de volume 500 m ³ (R2).....	28
III.3.2 Réservoir semi enterré de volume 300 m ³ (R3).....	29
III.3.3 Réservoir 2000 m ³ (R1).....	30
III.3.4 Recommandations.....	31
III.4 Diagnostic du réseau de distribution.....	32
III.4.1 Etat du réseau.....	32
III.4.2 Analyse du fonctionnement hydraulique du réseau d'AEP.....	33
III.4.2.1 Calcul des débits.....	33
III.4.2.2. Résultat de la simulation hydraulique de réseau actuel l'horizon 2016..	37
III.4.2.3. Interprétation des résultats de calcul de 2016.....	40
III.4.3 l'état physique des conduites.....	41
III.4.3 Recommandations concernant le réseau de distribution.....	43
III .5 Conclusion.....	44
 Chapitre IV : projection d'un réseau d'AEP a l'horizon 2045	
IV .1.Introduction.....	45
IV .2 les réservoirs.....	45
IV .2 .1Rôles des réservoirs existants.....	45
IV.2.2. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant.....	45
IV.3.Choix du type de réseau projeté.....	47
IV.4 -Choix du matériau des conduites du réseau.....	47
IV.5.Etudes et choix de variante.....	47
IV-6 .Calcul du diamètre de conduite d'adduction projetée	49
IV.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	51
IV.7.1.Détermination des débits.....	51
IV7.2.Détermination des diamètres du réseau.....	55
IV.8 Conclusion.....	64
 Chapitre V : pose de canalisation et accessoires	
V.1 Introduction.....	65
V.2 . Pose de canalisation.....	65
V.2.1. Principe de pose des canalisations.....	65
V.2.2 Conseils de pose de canalisation.....	66
V.2.3 Choix et type de pose de canalisation.....	68
V.3. Accessoires.....	71
V.3.1. Les robinets.....	71
V.3.2. Les clapets d'air.....	72
V.3.3 Ventouses.....	72
V.3.4 Pièces spéciales de raccord.....	72
V.3.5.les organes de mesures.....	73
V.4.Conclusion.....	73

TABLE DES MATIERES

Chapitre VI : Gestion et entretien du réseau

VI.1-Introduction.....	74
VI-2 – But de la gestion.....	74
VI-3- Gestion des forages.....	74
VI-4 Gestion des ouvrages de stockage.....	76
VI-5 Gestion du réseau de distribution.....	77
VI .6-Conclusion.....	77

Chapitre VII :Organisation de chantier

VII.1-Introduction.....	78
VII.2. Travaux concernant réseau de distribution.....	78
VII-3 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	78
VII.4- Calcul des volumes des travaux.....	79
VII-5 Devis estimatif.....	82
VII.6. Planification des travaux	83
VII.7. Planification par la méthode du réseau	83
VII.8- Conclusion.....	86

Chapitre VIII : Protection et sécurité au travail

VIII . 1- Introduction.....	87
VIII .2 Les Causes Des Accidents.....	87
VIII -3 Actions et conditions dangereuses.....	88
VIII -3.1 Actions dangereuses.....	88
VIII -3.2 conditions dangereuses.....	89
VIII -4 Organisation de la prévention des accidents du travail.....	89
VIII -5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	90
VIII -6 – Conclusion.....	91

Conclusion général.....	92
--------------------------------	-----------

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition du nombre de jours de pluie par an à Ouled Sabor.....	04
Tableau I-2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	04
Tableau I- 3: Température max minet moyennes mensuelles en ° C (1998-2008)	04
Tableau I- 4 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s) (1997-2008).....	05
Tableau I- 5 : Nombre de jours de siroco.....	05
Tableau I- 6 : Humidité relative dans la zone d'étude en pourcentage	05
Tableau I- 7 : Etat des forages.....	06
Tableau I- 8 : Ouvrages de stockage de l'agglomération.....	07
Tableau I- 9 : classement des conduites selon leur nature.....	07

CHAPITRE II : estimation des besoins en eau

Tableau II-1 : Population d'OuledSabor pour différent horizon.....	09
TableauII.2 :Besoins moyens journaliers domestiques.....	10
TableauII.3 :Evaluation des besoins administratifs.....	11
TableauII.4 : Evaluation des besoins scolaires.....	11
TableauII.5 :Evaluation des besoins sanitaires.....	11
TableauII.6 :Evaluation des besoins socioculturel et sportifs.....	12
TableauII.7: Evaluation des besoins commerciaux.....	12
Tableau II-8 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	13
TableauII.9: Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau II.9' : Coefficient d'irrégularité maximale horaire pour notre étude.....	14
TableauII.10: Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau II.10' : Coefficient d'irrégularité minimal horaire pour notre étude.....	15
Tableau II-11: Débit maximal journalière.....	15
Tableau II-12 : Débit minimal journalière.....	16
Tableau II-13 : Débit maximal et minimal horaire.....	16
Tableau II-14: Répartition des débits horaires de chef lieu de la ville d'OuledSabor...	17
Tableau II-15 : Les besoins en eau en 2025, 2035 et 2045	19
Tableau II-16 : Débit maximal et minimal horaire (en 2045)	19
Tableau II-17: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2025.....	19
Tableau II-18: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2035.....	21
Tableau II-19: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2045.....	23
TableauII_20 : Balance.Ressources/Besions.....	26

CHAPITRE III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III. 1 : des recommandations pour améliorer l'état des réservoirs.....	31
Tableau III. 2 : calcul des débits route et débits nodaux	34
Tableau III.3 :Charges et les pressions dans le réseau	38

LISTES DES TABLEAUX

Tableau III.4 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant.....	39
Tableau III.4 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant.....	45
Tableau III. 5 : l'état physique des conduites.....	41
Tableau III. 6 : Etat du réseau de distribution.....	43

CHAPITRE IV : projection d'un réseau d'AEP a l'horizon 2045

Tableau IV.1: détermination de la capacité du réservoir.....	45
Tableau IV.2: calcul des débits route et débits nodaux en cas de pointe	52
Tableau IV.3 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe.....	55
Tableau IV.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe.	57
Tableau IV5 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe plus incendie ...	60
Tableau IV.6 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie	62

CHAPITRE VI :Gestion et entretien du réseau

TableauVI. 1 : Equipements du réservoir.....	76
--	----

CHAPITRE VII :Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.	79
Tableau VII. 2: Calcul du volume du lit de sable.....	80
Tableau VII. 3 : Calcul du volume des conduites.....	80
Tableau VII. 4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.....	81
Tableau VII.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier...	84

CHAPITRE VIII : Protection et sécurité au travail

Tableau VIII . 1 : les actions dangereuses	88
Tableau VIII .2 : conditions dangereuses	89

Listes des figures

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Image Google Maps montrant la localisation de la commune d'Ouled Sabor.....	02
Figure I.2 : Pourcentage selon le diamètre des conduites.....	08

Chapitre II : estimation des besoins en eau

Figure II-1. Graphique de consommation (2016).....	18
Figure II-2 : Courbe intégrale(2016).....	18
Figure II-3. Graphique de consommation a l'horizon 2025.....	20
Figure II-4 : Courbe intégrale a l'horizon 2025.....	21
Figure II-5. Graphique de consommation a l'horizon 2035.....	22
Figure II-6: Courbe intégrale a l'horizon 2035.....	22
Figure II-7. Graphique de consommation.....	23
Figure II-8 : Courbe intégrale a l'horizon 2045.....	24

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Figure III.1 : Chambre de manœuvre.....	25
Figure III.2 : L'état de javellisateur automatique.....	26
Figure III.3 : la chambre du forage.....	27
Figure III.4 : Ventouse corrodé.....	28
Figure III.5 : la mauvaise état des conduites.....	28
Figure III.6 : l'état des conduite d'amenée.....	30
Figure III.7 : Différents conduites liées au réservoir R3 dans la chambre de manœuvre.....	30
Figure III.8 : Conduites liées au réservoir R1.....	31
Figure III.9: Regards (vanne de sectionnement).....	32
Figure III.10 : Bouche d'incendie.....	33

Chapitre IV : projection d'un réseau d'AEP a l'horizon 2045

Figure IV .2 : Schématisation de la 1ère variante.....	48
Figure IV .2 : Schématisation de la 2ème variante.....	48

Chapitre V : pose de canalisation et accessoires

Figure V.1 :Raccordement en fonction du diamètre.....	66
Figure V.2 :Coupe transversale du sol.....	67
Figure V.3:Essai sur des tronçons.....	68
Figure V.4 : Les différents lits de pose.....	70

Chapitre VII :Organisation de chantier

Figure VII.01: Schéma d'une tranchée.....	79
Figure VII.2 : Réseau a nœud.....	85

Chapitre VIII : Protection et sécurité au travail

Figure VIII.3 : Organigramme des services la prévention des accidents du travail.....	90
---	----

Listes des planches

1. Plan de masse et de réseau d'AEP existant de chef lieu de la ville d'Ouled Sabor W.Setif.
2. Plan de masse et de réseau d'AEP projeté de chef lieu de la ville d'Ouled Sabor W.Setif.
3. Profil en long de la une conduite d'adduction projeter du réseau d'AEP.
4. Accessoires dans un réseau d'AEP.
5. Détails des nœuds

Nomenclature

ADE : Algérienne des eaux.

APC : Assemblée populaire communale.

DRE : Direction des ressources en eau.

AEP : Alimentation en eau potable.

PDAU : Plan directeur d'aménagement et de l'urbanisme.

POS : Plan d'occupations des sols.

ONM : Office National de la Météorologie

PVC : Polyvinyle de chlorure.

PEHD : Polyéthylène haute densité.

ACL : Agglomération chef-lieu.

إن العمل الذي قمنا به يهدف إلى كيفية إعادة تهيئة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة أولاد صابر بولاية سطيف ، بتقديم أولا نظرة عامة على مختلف الينابيع المائية ، شبكة التوزيع و كذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة و هذا ما سمح لنا تحديد النقص الموجودة في هذه الشبكة و تقديم الحلول اللازمة لضمان السير الحسن لهاته الأخيرة .

هذه الدراسة مكنتنا من إعطاء بعض التعديلات و الاقتراحات لتلبية حاجيات المستهلكين في الحالة الراهنة و الحالة المستقبلية (أفاق الدراسة 2045)

Résumé

Le travail consiste à faire une étude de réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Sabor wilaya de Sétif ,on donnant en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage ce qui va nous permettre de déterminer les défaillances de ces derniers et proposer des solutions pour avoir un bon fonctionnement du réseau .

Cette vérification nous permettra de donner un certain nombre de modifications et recommandations qui ont pour but de satisfaire les consommateurs jusqu'à l'horizon d'étude 2045 .

Abstract

This work consists in studying the rehabilitation of the water supply system of drinking water of the town of Ouled Sabor (Setif) by, at first, in giving, first of all, a general survey about the current situation of the different hydraulic resources, mains and stocking works; later on, which allow us to to determinate the problems of the system and propose suitable solutions to have a good fonctionnement of the network . This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city.

Introduction générale

Les réseaux d'eau potable vieillissent avec le temps et commencent à présenter des signes de détérioration d'infrastructure, des fuites d'eaux et des interruptions de service. Ils perdent graduellement leur capacité de véhiculer les débits pour lesquels ils sont dimensionnés dû à l'accroissement des pertes de charge, alors que les demandes en eau augmentent généralement avec le temps. Les baisses de pression deviennent fréquentes et donnent lieu à des augmentations de frais d'énergie par excès de pompage. Le nombre de fuites et casses s'accroît engendrant non seulement des pertes d'eau et des augmentations des frais de réparation et d'exploitation mais aussi des risques de contamination. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération actuelle et à l'horizon future.

Le travail présenté consiste à analyser le système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation de la ville d'Ouled Sabor, l'estimation des besoins et des variations de la consommation dans le temps, l'étude du réseau de distribution et des ouvrages de stockage, nous essayons de trouver des solutions pour remédier aux problèmes que connaît le système d'eau potable de la ville

Chapitre I :
Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1.1- Introduction:

Dans ce chapitre nous allons décrire la situation de la zone d'étude et toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de ce projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de mener à bien notre travail.

I.2. Situation géographique

La commune d'Ouled Sabor se trouve dans la région des hauts plateaux Sétif. Elle est à vocation agricole, Située à 7 Km à l'est du chef-lieu de la Willaya de Sétif, elle dépend administrativement au Daïra de Guedjal. Notre zone d'étude a pour coordonnées géographiques :

- ✓ **Latitude:** 36° 7' 6" nord
- ✓ **Longitude:** 5° 31' 46" est.

Ouled sabor occupe une assiette foncière de l'ordre **11970** hectares, elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par la commune de Beni Fouada ;
- A l'Ouest par la commune de Setif ;
- A l'Est par la commune de El elema et El guelta Zarega ;
- Au sud les communes de Guedjal ;



Figure I.1 : Image Google Maps montrant la localisation de la commune d'Ouled Sabor

I.3. Situation topographique

Le chef-lieu de la commune d'Ouled Sabor se situe dans les hautes plaines Sétifiennes qui forme comme un monde clos avec une faible pente , l'altitude moyenne est de l'ordre de 1180 mètres .

1.4. Situation géologique

La commune d'Ouled Sabor présente un territoire inclus au plan géologique dans le grand ensemble structurel des hauts plateaux.

Il existe trois glaciais de quaternaire qui se résument comme suit :

- Alluvions récentes ou actuelles :

Il s'agit des limons et des graviers principalement développés le long des grands .Quelques galets gréseux de provenance méridionale ont probablement été empruntés au moi-pliocène.

- Terres arable , alluvions anciennes et quaternaire indéterminée :

Ce sont des plages limoneux qui ne sont qu'exceptionnellement inondable sur lesquels s'est installé un sol brun peu ou pas calcaire. Leur intérêt économique est grand car ce sont des formations qui portent leurs cultures .

- Nappe Telliennes :

au nord, la sous-province tellienne, de type base de marge continentale, comprenant les manifestations volcaniques au Tertiaire. Cette sous-province recèle environ 47% des gisements et 40% du potentiel Pb-Zn. Les gisements sont essentiellement filoniens, avec association minérale complexe : Pb, Zn, Cu, pyrite, F, Ba (As, Sb, Hg, Ni, Ag, In), dans des encaissements plutôt siliceux (gneiss, schistes, marnes, grès). Les filons, amas et disséminations se rencontrent aussi bien dans le socle métamorphique que dans les séries de couverture, jusque dans le Miocène post-nappes .

I.5. Sismicité :

La région d'étude est située dans la zone II. Elle a connue plusieurs séismes destructeurs (17/02/1949 à KH errata, 28/07/1974 et 11/07/1975 à Sétif). Le séisme le plus récent s'est produit le 15/07/1998 à Sétif et son intensité était de 5.46 dans l'échelle MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik est une échelle de mesure de l'intensité d'un tremblement de terre).

Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction dans la région d'étude , pour cela il est indispensable de respecter les normes parasismique pour la réalisation du projet .

I.6 Situation climatique

I.6.1 - Le climat :

Cette région est caractérisée par un climat continental semi-aride avec des étés chauds et des hivers rigoureux. La saison chaude est sèche, elle s'étale du mois d'avril au mois de septembre, suivi d'une saison froide de novembre à mars.

I.6.2 - La pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles sont exprimées sous forme de lame de pluies, cette dernière est estimée à 400 mm (Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par l'agence Nationale des Ressources Hydraulique ANRH) .

Tableau I-1 : Répartition du nombre de jours de pluie par an à Ouled Sabor (2006)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Nb des jours de pluie	12	10	10	9	8	6	3	4	7	8	11	12	100

Source : PDAU d'Ouled Sabor

Tableau I-2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1998-2006)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
P_{moy} (mm)	52.3	44.3	51.4	35.6	21.7	7.9	2.2	7.4	21.5	45.4	48.7	68.7
%	12,85	10,88	12,63	8,74	5,33	1,94	0,54	1,82	5,28	11,15	11,96	16,88

Source : PDAU d' Ouled Sabor

I.6.3 Température

La ville présente une température variable de 1° et 35°. la saison estivale se caractérise par des températures très élevées en particulier durant les mois de juillet et aout. En février la température peut descendre jusqu'au 1 ° .

Le tableau suivant présente la température maximale, minimale et moyenne mensuelles de la région

Tableau I- 3: Température maximals minimales et moyennes mensuelles en ° C (1998-2008)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
T_{max} °c	10,9	13	15,7	19	24,7	30,9	34,3	34,3	28,6	22,6	16,1	11,5	21,8
T_{min} °c	1,65	1,87	4,01	7,05	11,8	16,2	18,5	19	15,4	10,8	6,07	2,4	9,57
T_{moy} °c	6,28	7,44	9,86	13,03	18,25	23,55	26,40	26,65	22,00	16,70	11,09	6,95	15,69

Source : PDAU d' Ouled Sabor

I.6.4 Le vent

Les vents dominants dans la région sont les vents du Ouest et Nord-ouest pendant la période qui s'étale du mois de mai jusqu'à septembre .Le siroco est fréquent en été, il souffle en moyenne pendant 15.3 jours par an.

Tableau I- 4 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents (m/s) (1997-2008)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
V (m/s)	3,9	3,8	3,9	4,2	4,6	3,6	3,8	4	3,8	3,2	3,7	4,2	3,9

Source : PDAU d' Ouled Sabor

Le nombre de jours de siroco est donné par le tableau suivant

Tableau I- 5 : Nombre de jours de siroco (1997-2008)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Nbr de jrs	0	0	1	2	1	2	3	1	2	1	1	0	14

Source : PDAU d' Ouled Sabor

I.6.5 La neige

La neige tombe chaque hiver dans la région pendant des périodes atteignant les **15 à 20** Jours .

Ce phénomène a un rôle important, si on considère la superficie des crêtes qui bordent les différentes plaines, la fonte de la neige favorise au maximum l'infiltration des eaux au sous-sol par rapport au ruissellement de surface, ce qui représente un apport considérable en matière de recharge des nappes souterraines.

I. 6. 6 Le Gelées

Les gelées se manifestent dans la période octobre-Mai pendant **33.5** jours par an en moyenne

I.6.7 Les Grêles :

Les chutes de grêle sont rares, pendant en moyenne 3.5 jours par ans.

I.6.8 Humidité :

L'humidité relative est exprimée dans le tableaux ci-dessous, elle est donnée par deux valeurs la première représente la valeur moyenne obtenue par la variation journalière dans trois moments de la journée : 7 h 13 h et 19 h , la deuxième valeur correspondante aux moyennes d'après ONM (Office National de la Météorologie) .

Tableau I- 6 : Humidité relative dans la zone d'étude en pourcentage

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Moy(%)	75	71	63	54	55	47	38	38	51	62	72	77
Moy (ONM) (%)	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79

Source : PDAU d' Ouled Sabor

1.7 Démographie

La démographie est un paramètre déterminant dans toute étude de planification et d'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable, car l'exploitation ultérieure de ce dernier, pour assurer les besoins en eau de la population, dépend non seulement du nombre d'habitants de l'agglomération, de leur niveau de vie mais aussi de la diversité des activités locales et des extensions.

D'après le dernier recensement qui a été effectué par le service de l'APC d' Ouled Sabor (2008), la population de la commune était de 12489 habitants avec une densité de 122.41 hab/Km², avec un taux d'accroissement de 2.83 % (Source : APC d' Ouled Sabor).

Une extension de la zone est prévue dans le PDAU dans les deux sens, le premier au sud-ouest POS 2, le deuxième au nord -est POS 1

1.8 .Situation hydraulique actuelle

1.8.1 Ressource en eau :

a- Eaux superficielles : notre zone d'étude ne possède aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable .

b- Eaux souterraines : La mobilisation des ressources en eaux souterraines pour cette agglomération est assurée par quatre forages :

- Forage de Tiner
- Forage d'Ain Romaine
- Forage de Bon zerar
- Forage de Bouras

Tableau I- 7 : Etat des forages

Nom de forage	Lieu de forage	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)	Durée de pompage (h)	Volume total produit (m ³ /j)
Tiner F7	Tiner	08	05	20	360.0
A/R1	Ain Romaine	09	07	20	504.0
Bon zerar	Bon zerar	10	10	12	432.0
Bouras	Bouras	11	10	12	432.0

Source : DRE Setif

Un nouveau forage avec un débit d'exploitation 5 l/s est en cours de réalisation.

1.8.2 Ouvrages de stockage

L'agglomération chef-lieu dispose de 3 réservoirs de stockage qui sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I- 8 : Ouvrages de stockage de l'agglomération

Réservoir	R1	R2	R3
Type	enterré	Semi-enterré	
Capacité (m³)	2000	500	300
Année de réalisation	2012	2008	1984
Cote de radier (m)	1259	1218.7	1219
Cote de trop plein (m)	1265	1222.7	1223.5
Etat de maçonnerai	bonne	Moyenne	moyenne

I.8.3. Adductions

Dans cette zone d'étude cinq adductions qui alimente les réservoirs cités.

I.8.4. Réseau de distribution

La distribution d'eau potable est assurée par un réseau de type mixte maillé et ramifié compose d'environ 50 conduites qui représente un linéaire de 11142.5 ml. Les matériaux des conduites constituant le réseau sont : le PVC ,PEHD et la fonte (plus de détails seront citer dans les chapitres suivants)

le tableau ci-dessous représente le classement des conduites selon leurs nature

Tableau I- 9 : classement des conduites selon leur nature

N	nature de matériaux	DN (mm)	Longueur (ml)	Somme de L (ml)
1	fonte	100	708,5	2469,5
		125	1761	
2	pvc	110	1075	5900
		90	1661,5	
		80	960,5	
		75	1039	
		60	830	
		40	334	
3	PEHD	90	1843	2773
		110	930	
				11142,5

Pour mieux imaginer la structure de notre réseau nous avons bien voulu le structurer sous forme de camembert et cela en pourcentage selon le matériau.

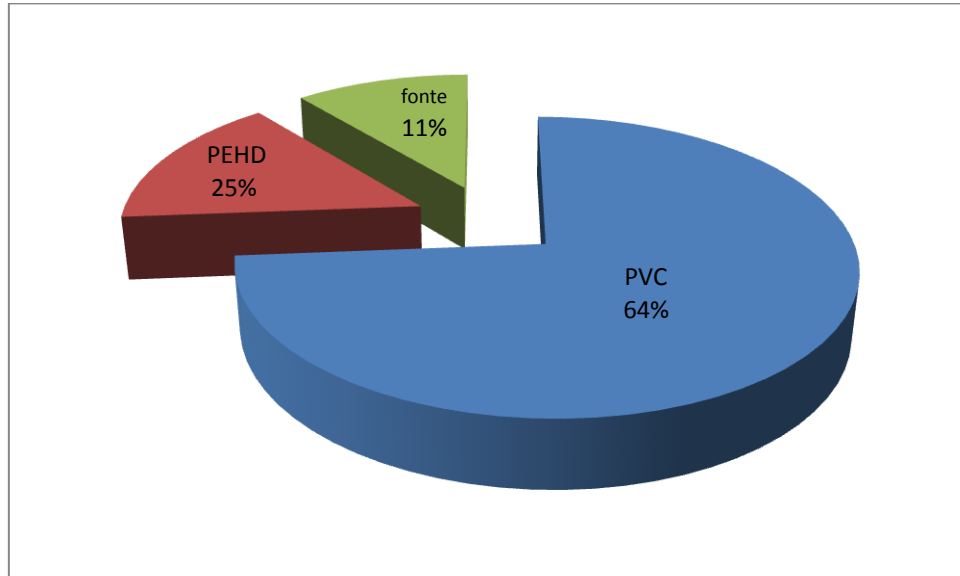


Figure I.2 : Pourcentage selon le diamètre des conduites

1.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre zone d'étude, connaître les différentes caractéristiques notamment sur le plan topographique, démographique et l'état actuel du réseau d'alimentation en eau potable, ces derniers vont nous servir de calculer et diagnostiquer le réseau.

Chapitre II :
Estimation des besoins en eaux

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

II.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui permet, non seulement de définir le régime de travail de tous les éléments du système, mais également leurs dimensionnements.

Le but de ce chapitre est de déterminer les débits de consommation d'eau potable de chef-lieu d'Ouled Sabor, dans la wilaya de Sétif .Les besoins en eau sont étroitement liés au développement démographique, au niveau de vie de la population et aux infrastructures existantes. Cette estimation de la demande en eau est faite pour différents horizons.

II.2. Evaluation de la population et perspective de développement

L'objectif de cette étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon 2045 , et pour cela on va estimer l'évolution de la population à différents échéances (court , moyen et long terme) avec un taux d'accroissement moyen annuel de 2.83 % (taux d'accroissement proposé par le PDAU)

Le nombre d'habitant de chef-lieu de la ville d'Ouled Sabor a été évalué à 5826 habitants d'après le dernier recensement de 2007/ 2008 .

L'évaluation démographique en Algérie suit la loi des accroissements géométrique donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 \times (1 + T)^m \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul. P_0

P_0 : Nombre d'habitant à l'horizon de référence.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon. On a pris 30 ans pour notre calcul .

Le tableau n° II .1 représente la variation de la population de la zone d'étude sur plusieurs années.

Tableau n° II-1 : Population d'Ouled Sabor pour différent horizon

Année	2008	2016	2025	2035	2045
Population (hab)	5826	7283	9363	12377	16361

II.3. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2016)

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude , chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres , dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une

agglomération à l'autre. Les besoins en eau dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération ainsi de catégorie du consommateur.

II.3.1. Consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est exprimé en mètre cube par jour et donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy}} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière [m^3/j] ;

N_i : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab] ;

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab.j] ;

II.3.1.1 Besoins domestiques

La consommation en eau dépend du confort des habitations, des habitudes de la population ainsi de l'accroissement démographique, la dotation moyenne par habitant et par jour est estimée comme suite :

- Villes de moins de 20 000 habitants : 150 à 200 litres / jour / habitant ;
- Villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres / jour / habitant ;
- Villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres / jour / habitant .

à partir de ces données, et des renseignements récoltés auprès des services de l'hydraulique de l'agglomération on opte pour les dotations représentées dans tableau II.2.

Tableau II.2 : Besoins moyens journaliers domestiques

Horizon	population	dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m^3/j)
2016	6033	150	904,98
2025	7756	150	1163,36
2035	10252	180	1845,42
2045	13553	180	2439,46

II.3.2 Besoins des équipements publics actuels (2016)

II.3.2.1. Besoins administratifs actuels (2016)

Les besoins en eau des équipements administratifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Evaluation des besoins administratifs

Equipements	Unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
APC	employé	50	15	0,75
PTT	employé	30	15	0,45
Gendarmerie	employé	50	50	2,5
police	Agent	40	50	2
Protection civile	Unité	1	5000	5
Total				10,7

II.3.2.2. Besoins scolaires actuels (2016)

Les besoins des établissements scolaires sont donnés dans le tableau II.4 :

Tableau II.4 : Evaluation des besoins scolaires

Equipements	N ^{bre}	Capacité	Dotation l/j/ élevé	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ecole primaire	3	1540	10	15,4
CEM	2	895	10	8,95
Lycée	1	600	10	6
CFPA	1	250	15	3,75
Total				34,1

II.3.2.3 Besoins sanitaires actuels (2016)

Les besoins de la catégorie sanitaire sont les suivants :

Tableau II.5 : Evaluation des besoins sanitaires

Equipement	quantité	unité	Capacité unitaire	Dotation (l/j/u)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Polyclinique	1	patient	250	30	7,5
Centre de soins	1	patient	150	30	4,5
Agence pharmaceutique	3	employé	6	20	0,12
				TOTAL	12,12

II.3.2.4 Besoins socioculturel et sportifs actuels (2016)

Les besoins socioculturel et sportifs sont présentés dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : Evaluation des besoins socioculturel et sportifs

nature d'établissement	unité	capacité	Dotation l/j/unité	Qmoy j (m ³ /j)
mosquée 1	fideles	750	15	11,25
mosquée 2	fideles	640	15	9,6
stade	m ²	850	20	17
salle polyvalente	m ²	350	10	3,5
aires de jeux	m ²	220	30	6,6
totale				36,7

II.3.3.5 Besoins commerciaux actuels (2016)

Le tableau II.7 donne les besoins des commerces :

Tableau II.7 : Evaluation des besoins commerciaux

Equipement	quantité	unité	Capacité	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m ³ /j)
Station de lavage	2	voiture	15	150	4,5
Café	5	client	75	10	3,75
Marché couvert	1	m ²	650	5	3,25
Locaux du président (commercial et artisanal)	1	m ²	29	60	1,74
Douche	3	douche	65	25	4,87
				TOTAL	18.115

II.3. 3.6 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

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

Tableau II-8 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne $Q_{moy\ j} [m^3/j]$
Domestiques	904.98
Sanitaires	12,12
Scolaires	34.1
Commerciaux	18.115
Socioculturels et sportifs	36,7
administratifs	10,70
Total	1016.71

II.4. variation de la consommation

La consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle et annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Les débits des consommations sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variation hebdomadaires qui dépend du jour de la semaine ;
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population. [1]

Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficient, dit coefficient d'irrégularité.

II.4. 1-Coefficient d'irrégularité :

II.4.1.1 Coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max.j}$)

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{max.j} = Q_{max.j} / Q_{moy.j} \quad (II.3)$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. , il varie entre 1,1 et 1,3.

II.4.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{min.j}$)

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimal journalière à la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min.j} = Q_{min.j} / Q_{moy.j} \quad (II-4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation.. K_{min} varie entre 0.7 et 0.9.

II.4.1.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. [1]

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ;

tel que
$$K_{max, h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II-5)$$

Avec :

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

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.9 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.9 : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on opte pour

Tableau II.9' : Coefficient d'irrégularité maximale horaire pour notre étude

Coefficient	β_{max}	α_{max}	$K_{max, h}$
Valeur	1.4	1.25	1.75

II.4.1.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)

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

$$K_{min, h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \quad (II-6)$$

Avec :

α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

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

Tableau II.10 : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Pour notre cas on prend

Tableau II.10' : Coefficient d'irrégularité minimal horaire pour notre étude

Coefficient	β_{\min}	α_{\min}	$K_{\min, h}$
Valeur	0.25	0.4	0.1

II.4.2 . Variation de la consommation journalière

II.4.2.1 .Consommation maximale journalière($Q_{\max,j}$)

Ce débit relatif à la journée de la plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction .Il nous permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage. [1] Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\max j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\max j}$: Débit maximal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier.

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière =1.2

Tableau II-11 : débit maximal journalière

Débit m^3/j	$K_{\max j}$	Débit (m^3/j)
1016.71	1.2	1220.05

II.4.2.2 .Consommation minimal journalière($Q_{\min,j}$)

C'est le débit d'une journée où la consommation est minimal pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \cdot K_{\min, j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\min j}$: Débit minimal journalier.

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier.

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimale des variations de la consommation journalière = 0.8

Tableau II-12: débit minimal journalière

Débit (m^3/j)	$K_{min j}$	Débit (m^3/j)
1016.71	0.8	813.37

II.4.3. variation de la consommation horaire :

II.4.3.1 . Consommation moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{max j}}{24} \quad (II-8)$$

Avec :

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m^3/h

$Q_{max j}$: Débit maximum journalière en m^3/j ..

$$Q_{moy h} = \frac{1443.78}{24} \quad Q_{moy h} = 50.84 \text{ m}^3/h$$

II.4.3.2 Consommation maximum horaire

C'est le débit de consommation pendant une heure la plus chargée, il joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max h} = Q_{moy h} \cdot K_{max h} \quad (II-9)$$

Avec :

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m^3/h

$K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire = 1.75

II.4.3.3. Consommation minimum horaire

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{min. h} = Q_{moy .h} \times K_{min h} \quad (II-10)$$

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m^3/h

$K_{min h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire = 0.1

Tableau II-13 : débit maximal et minimal horaire

	$Q_{moy h} (m^3/h)$	$K_{max h}$	$Q_{max.h}(m^3/h)$	$K_{min h}$	$Q_{min h}(m^3/h)$
valeurs	50.84	1.75	88.97	0.18	9.15

II.5 . Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau illustrer dans l'ANNEXE Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Tableau II-14: Répartition des débits horaires de chef-lieu de la ville d'Ouled Sabor

heurs	c(%)	Q(m ³ /h)	c(%)	Q (m ³ /h)
0-1	1	12,21	1	12,21
1_2	1	12,21	2	24,41
2_3	1	12,21	3	36,62
3_4	1	12,21	4	48,82
4_5	2	24,41	6	73,23
5_6	3	36,62	9	109,85
6_7	5	61,03	14	170,88
7_8	6,5	79,33	20,5	250,21
8_9	6,5	79,33	27	329,54
9_10	5,5	67,13	32,5	396,67
10_11	4,5	54,92	37	451,60
11_12	5,5	67,13	42,5	518,73
12_13	7	85,44	49,5	604,17
13_14	7	85,44	56,5	689,60
14_15	5,5	67,13	62	756,73
15_16	4,5	54,92	66,5	811,66
16_17	5	61,03	71,5	872,68
17_18	6,5	79,33	78	952,02
18_19	6,5	79,33	84,5	1031,35
19_20	5	61,03	89,5	1092,38
20_21	4,5	54,92	94	1147,30
21_22	3	36,62	97	1183,92
22_23	2	24,41	99	1208,33
23_24	1	12,21	100	1220,54

D'après le tableau on trouve : $Q_{\max.h} = 79.33 \text{ m}^3/h$

$$Q_{\min.h} = 12.21 \text{ m}^3/h$$

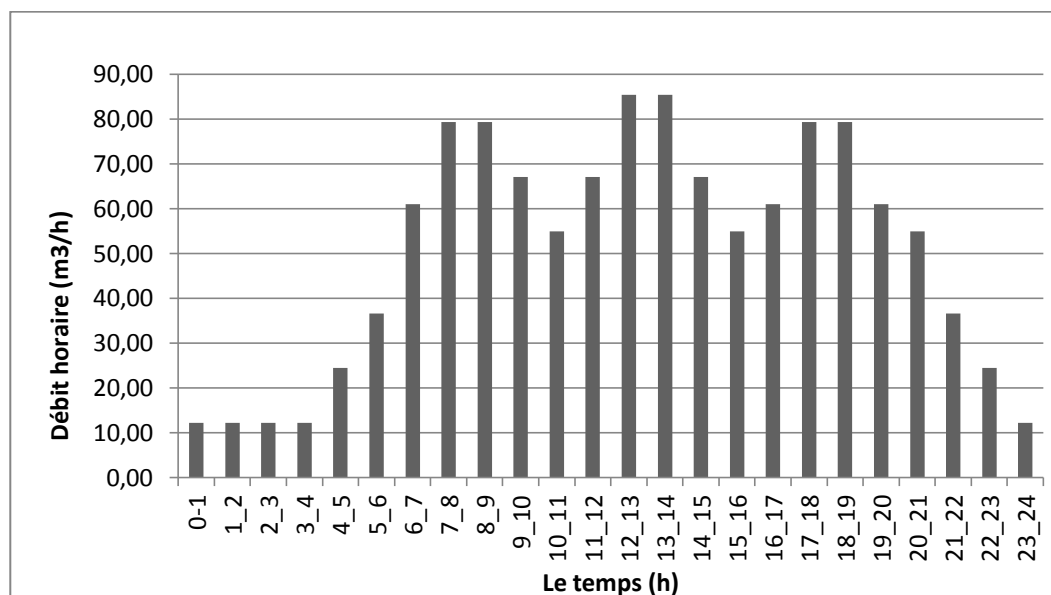


Figure II-1. Graphique de consommation (2016)

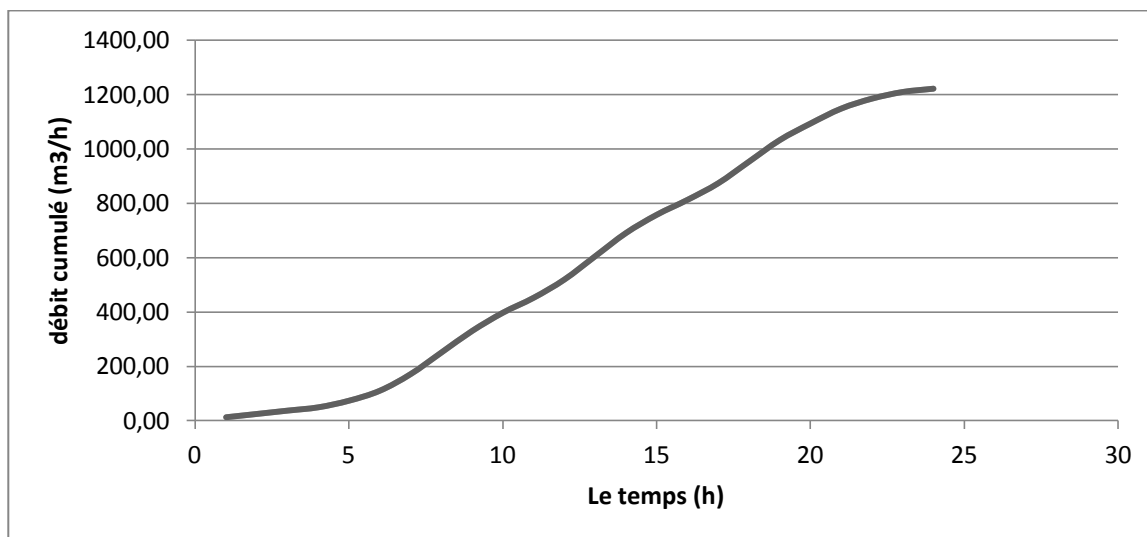


Figure II-2 Courbe intégrale(2016)

II.6. Evaluation des besoins en eau potable en 2025 , 2035 et 2045

Nous avons déjà calculés les besoins domestiques pour l'horizon 2025 , 2035 et 2045, et pour les besoins d'équipements publics nous allons admettre un taux d'accroissance globale de tous les secteurs d'équipements publics actuels (la zone d'étude de 10%, 20% et 35 % respectivement (d'après le programme d'équipement projeté à moyen et long terme) .

Le tableau ci-dessous résume les besoins en eau potable de l'agglomération.

Tableau II-15 : Les besoins en eau en 2025, 2035 et 2045

L'horizon	2025	2035	2045
Débit domestique (m^3/j)	1163,4	1845,4	2439,5
Pourcentage (%)	10	20	35
Débit équipement (m^3/j)	122,9	134,1	181,0
Débit total $Q_{moy j}$ (m^3/j)	1286,3	1979,5	2620,5
$k_{max j}$	1,2		
$Q_{max.j}$ (m^3/j)	1543,5	2375,4	3144,6

II.6.1 Détermination des débits de consommation

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules (II-8) , (II-9) et (II-10) présentés auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentées ci-dessous avec :

Tableau II-16 : débit maximal et minimal horaire (en 2045)

	$Q_{moy h}$ (m^3/h)	$K_{max h}$	$Q_{max h}$ (m^3/h)	$K_{min h}$	$Q_{min h}$ (m^3/h)
2025	64,31	1,69	108,69	0,18	11,58
2035	98,98		167,27		17,82
2045	131,02		221,43		23,58

II.6.2 l'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitations a l'horizon 2025,2035 et 2045

La répartition horaire des débits de consommation journalière pour la zone d'étude est indiquée dans les tableaux suivants :

Tableau II-17: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2025

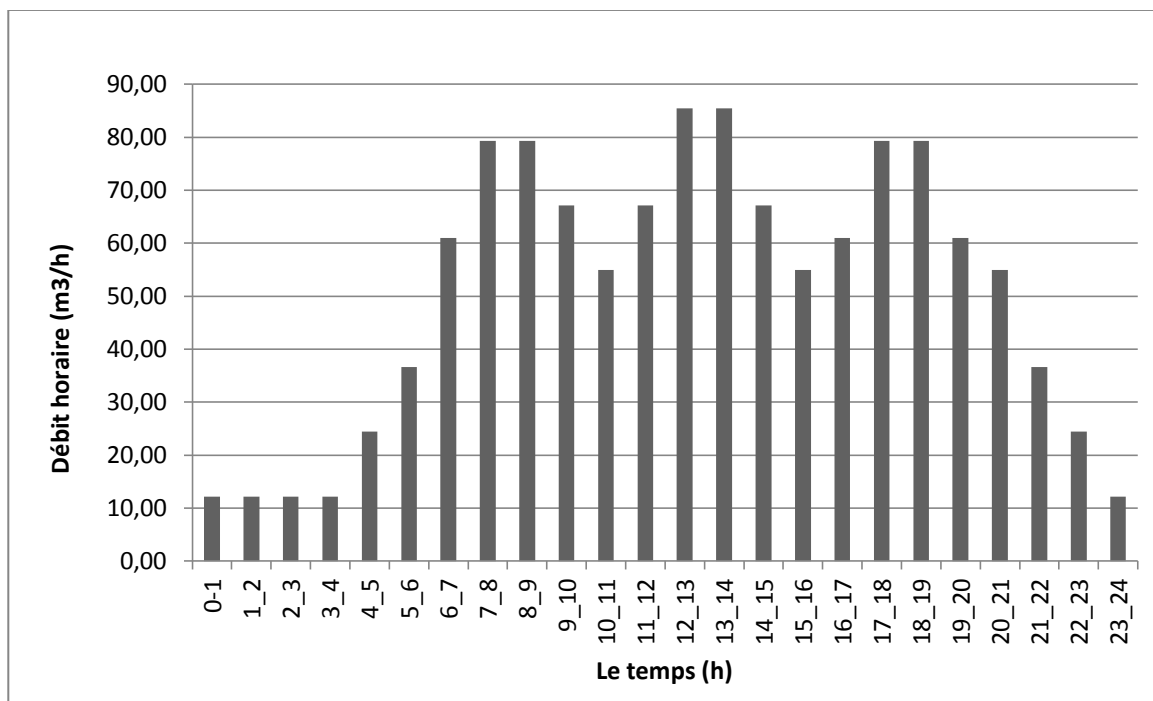
heurs	c(%)	$Q(m^3/h)$	c(%)	$Q(m^3/h)$
0-1	1	15,42	1	15,42
1_2	1	15,42	2	30,84
2_3	1	15,42	3	46,26
3_4	1	15,42	4	61,68
4_5	2	30,84	6	92,51
5_6	3	46,26	9	138,77
6_7	5	77,09	14	215,86
7_8	6,5	100,22	20,5	316,09
8_9	6,5	100,22	27	416,31
9_10	5,5	84,80	32,5	501,11
10_11	4,5	69,38	37	570,50
11_12	5,5	84,80	42,5	655,30
12_13	7	107,93	49,5	763,23
13_14	7	107,93	56,5	871,16

Tableau II-17: Répartition des débits horaires de la ville a l'horizon 2025

heurs	c(%)	Q(m ³ /h)	c(%)	Q(m ³ /h)
14_15	5,5	84,80	62	955,97
15_16	4,5	69,38	66,5	1025,35
16_17	5	77,09	71,5	1102,44
17_18	6,5	100,22	78	1202,67
18_19	6,5	100,22	84,5	1302,89
19_20	5	77,09	89,5	1379,98
20_21	4,5	69,38	94	1449,37
21_22	3	46,26	97	1495,62
22_23	2	30,84	99	1526,46
23_24	1	15,42	100	1541,88

D'après le tableau on trouve : $Q_{\max.h} = 107,93 \text{ m}^3/h$

$Q_{\min.h} = 15,42 \text{ m}^3/h$


Figure II-3. Graphique de consommation a l'horizon 2025

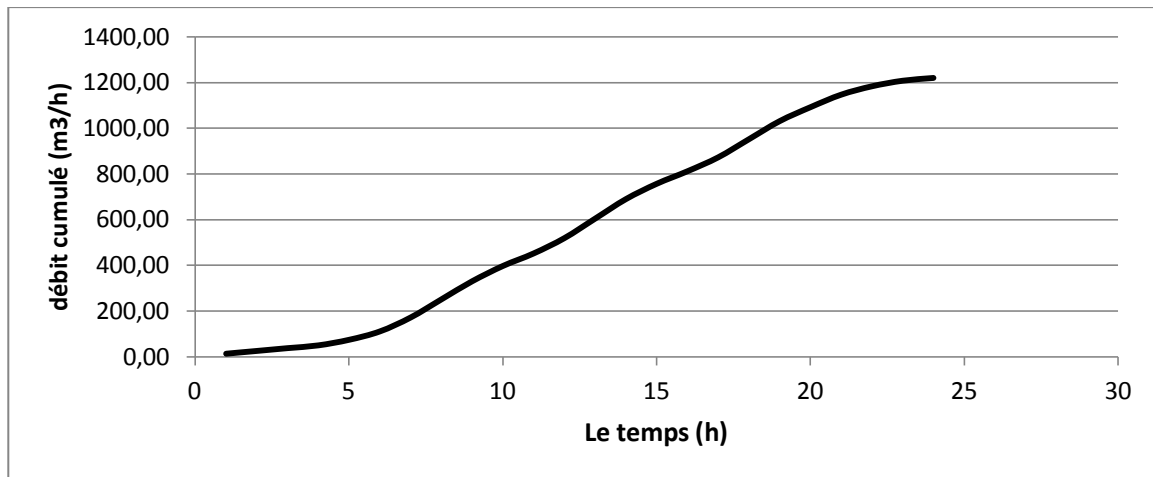


Figure II-4 : Courbe intégrale à l'horizon 2025

Tableau II-18: Répartition des débits horaires de la ville à l'horizon 2035

heurs	c(%)	Q(m ³ /h)	c(%)	Q(m ³ /h)
0-1	1,5	35,60	1,5	35,60
1_2	1,5	35,60	3,0	71,21
2_3	1,5	35,60	4,5	106,81
3_4	1,5	35,60	6,0	142,42
4_5	2,5	59,34	8,5	201,76
5_6	3,5	83,08	12,0	284,83
6_7	4,5	106,81	16,5	391,64
7_8	5,5	130,55	22,0	522,19
8_9	6,25	148,35	28,3	670,54
9_10	6,25	148,35	34,5	818,89
10_11	6,25	148,35	40,8	967,24
11_12	6,25	148,35	47,0	1115,59
12_13	5	118,68	52,0	1234,27
13_14	5	118,68	57,0	1352,95
14_15	5,5	130,55	62,5	1483,50
15_16	6	142,42	68,5	1625,92
16_17	6	142,42	74,5	1768,33
17_18	5,5	130,55	80,0	1898,88
18_19	5	118,68	85,0	2017,56
19_20	4,5	106,81	89,5	2124,37
20_21	4	94,94	93,5	2219,32
21_22	3	71,21	96,5	2290,52
22_23	2	47,47	98,5	2338,00
23_24	1,5	35,60	100,0	2373,60

D'après le tableau on trouve : $Q_{\max.h} = 148,35 \text{ m}^3/h$

$Q_{\min.h} = 35,60 \text{ m}^3/h$

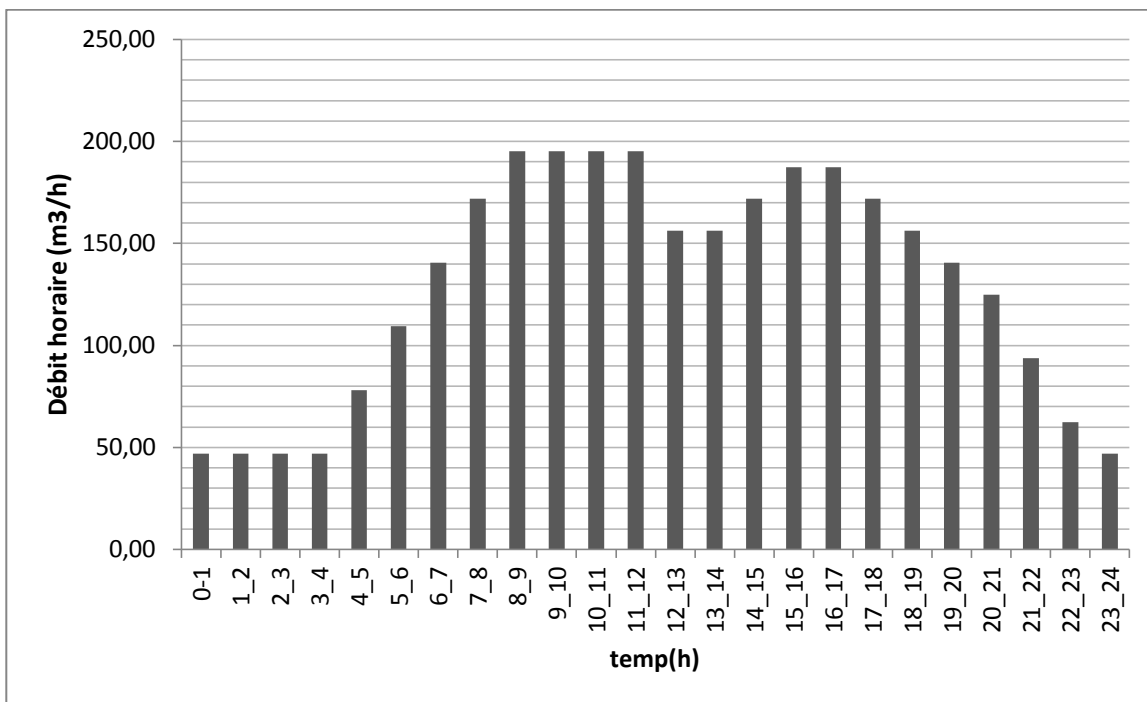


Figure II-5. Graphique de consommation a l'horizon 2035

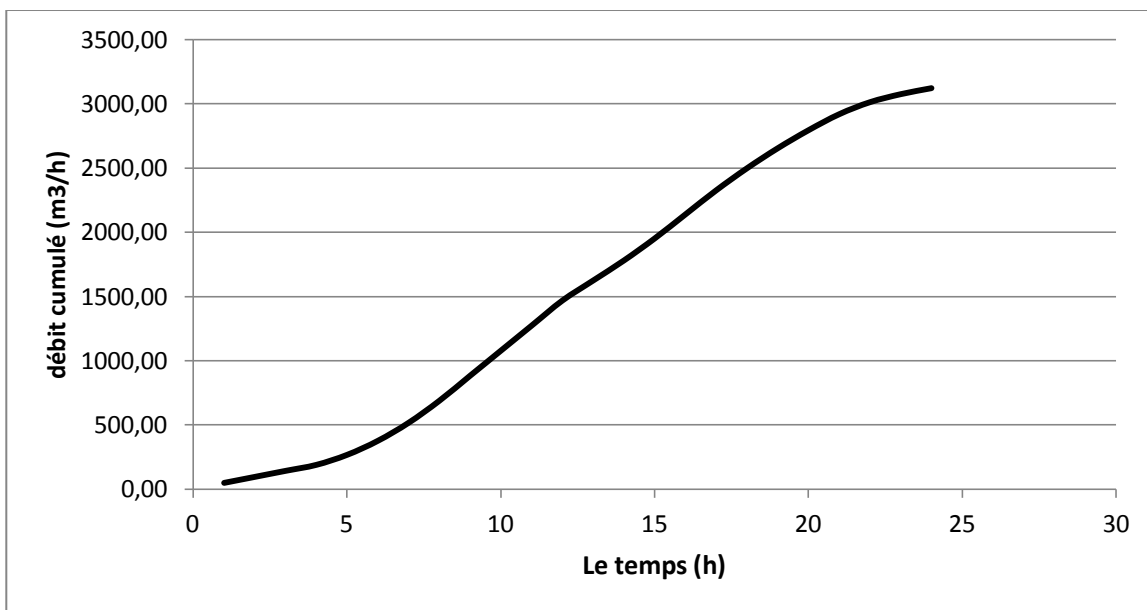


Figure II-6: Courbe intégrale a l'horizon 2035

Tableau II-19: Répartition des débits horaires de la ville à l’horizon 2045

heurs	c(%)	Q(m ³ /h)	c(%)	Q(m ³ /h)
0-1	1,5	47,13	1,5	47,13
1_2	1,5	47,13	3,0	94,26
2_3	1,5	47,13	4,5	141,40
3_4	1,5	47,13	6,0	188,53
4_5	2,5	78,55	8,5	267,08
5_6	3,5	109,97	12,0	377,06
6_7	4,5	141,40	16,5	518,45
7_8	5,5	172,82	22,0	691,27
8_9	6,25	196,38	28,2	887,65
9_10	6,25	196,38	34,5	1084,04
10_11	6,25	196,38	40,7	1280,42
11_12	6,25	196,38	47,0	1476,80
12_13	5	157,11	52,0	1633,91
13_14	5	157,11	57,0	1791,02
14_15	5,5	172,82	62,5	1963,83
15_16	6	188,53	68,5	2152,36
16_17	6	188,53	74,5	2340,89
17_18	5,5	172,82	80,0	2513,71
18_19	5	157,11	85,0	2670,81
19_20	4,5	141,40	89,5	2812,21
20_21	4	125,69	93,5	2937,90
21_22	3	94,26	96,5	3032,16
22_23	2	62,84	98,5	3095,00
23_24	1,5	47,13	100,0	3142,14

D’après le tableau on trouve : $Q_{max.h} = 196,38 \text{ m}^3/h$

$Q_{min.h} = 47,13 \text{ m}^3/h$

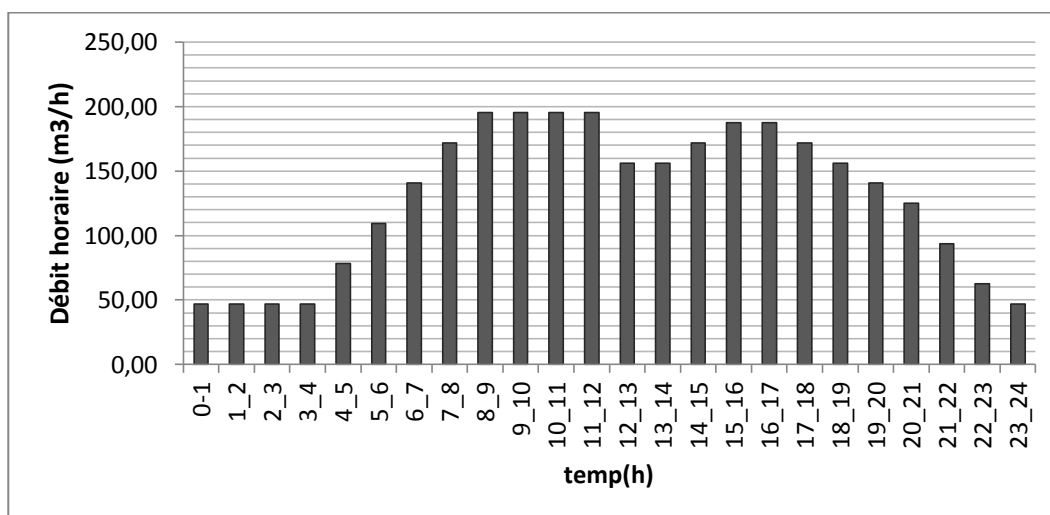


Figure II-7. Graphique de consommation

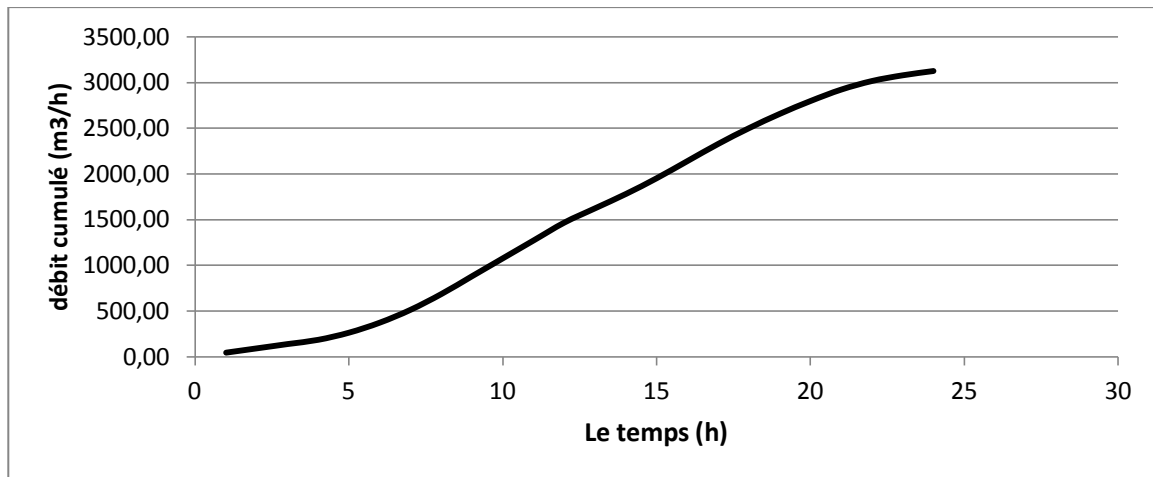


Figure II-8 : Courbe intégrale à l'horizon 2045

II.7. Bilan ressources / besoins

Le bilan des ressources hydriques disponible dans la région comparées aux besoins en eau de la ville d'Ouled Sabor est donné dans le tableau suivant sachant que le débit des forages est de $Q_f = 32$ l/s :

Tableau II.20 : Balance Ressources/Besoins

Horizon	2016	2025	2035	2045
Q_{max j} (l/s)	14,1	17,9	27,5	36,4
Q_f (l/s)	32			
Déficit (l/s)	/	/	/	4,4
Surplus (l/s)	17,9	14,1	4,5	/

D'après le tableau ci-dessus on remarque que notre zone d'étude souffre d'un manque d'eau , dans les chapitres suivants on vas essai de combler ce problème on serviront de nouveau forage qui a un débit d'exploitation de 5 l/s pour couvrir ce manque d'eau et assurer l'alimentation en eau potable a tous les habitants .

II.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué la population future, estimé les besoins en eau dans les différent horizons, déterminé les débits de consommation et nous avons aussi réalisé un bilan entre les ressources hydriques et les besoins en eau de chef-lieu de la ville d'Ouled Sabor .

Dans le chapitre suivant, nous allons faire un diagnostic global du réseau d'alimentation en eau potable de l'ACL de la commune d'Ouled Sabor.

Chapitre III :
Diagnostic du système d'AEP existant

Chapitre III :

Diagnostic du système d'AEP existant

III.1.Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'établir un acte sur l'état du réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d'Ouled Saber ainsi sur les conditions de son fonctionnement, en considérant le captage, l'adduction, l'accumulation, et enfin la distribution, Autrement dit le but de cette étude est de concevoir des améliorations de la situation actuelle.

III.2 - Diagnostic de la chaine de production :

Comme nous l'avons indiqué dans le précédent chapitre, la chaîne de production de la ville d'Ouled Sabor est caractérisée par quatre forages : Tiner , Ain Romaine , Bon zerar et Bouras dont les caractéristiques sont comme suit:

III.2.1- Le Forage Tiner F7

Ce forage existe au Nord-est de notre zone d'étude a une distance d'environ 4Km de chef lieu de l'agglomération . Il refoule vers le réservoir de 2000 m³par une conduite en PEHD Φ 125 PN16 sur une longueur de 2400 ml . Notons que cette conduite intercepte le débit du forage Bon Zerar .

On a noté quelques remarques concernant ce forage qui sont :

- Fuites au niveau des vannes (joints détériorés) ;
- Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse de l'eau ;
- Le manque de l'éclairage ;
- L'inexistence des appareils de mesure tels que le débit mètre et le manomètre ;
- Le câble d'électricité n'est pas protégé ;
- Manque des sondes qui donnent le niveau d'eau dans le forage ;



Propre photo

Figure III.1 : Chambre de manœuvre

III.2.2- Forage Bon zerar

Ce forage est situé à 6 km de chef-lieu, à une côte de 1147 m . L'eau est captée par un groupe électropompe immergé dont le débit est de 10 l/s . Ce forage alimente le réservoir de 2000 m³ par une conduite en fonte Φ 100 branché à la conduite PEHD Φ 125

D'après le diagnostic il existe quelques défaillances qui sont :

- Le manque de l'éclairage ;
- Le javellisateur automatique ne fonctionne pas ;
- L'inexistence des appareils de mesure tels que le débit mètre et le manomètre ;
- Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse d'eau ;
- Manque des sondes qui donnent le niveau d'eau dans le forage.
- Début de corrosion des équipements de ce forage ;
- L'état de génie civil de forage est moyen ;
- L'état de génie civil de l'abri de forage est en bon état ;
- Absence de pompe de secours ;
- L'armoire électrique n'as pas de couvercle.



Propre photo

Figure III.2 : L'état de javellisateur automatique

III.2.3- Forage A/R1

Il est situé dans la localité Ain Romaine . Ce forage alimente le réservoir de 500 m^3 par une conduite en PVC de 110 mm de diamètre.

On note quelques autres défaillances qui sont :

- Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse de l'eau
- Absence d'électricité.
- Le vanteux est en panne
- Le manque de l'éclairage.
- La conduite intérieur est corrodée.



Propre photo

Figure III. 3 : la chambre du forage

III. 2.4- Forage Bouras

Le forage de Bouras est le forage le plus ancien. Il alimente le réservoir de 500 m^3 par une conduite en PEHD de 125 mm de diamètre et le réservoir de 300 m^3 par une conduite de 100 mm de diamètre en fonte.

D'après le diagnostic il existe quelques défaillances qui sont :

- L'abri du forage est en état moyen ;
- Le manque de l'éclairage ;
- Le robinet vanne est corrodée ;
- Absence d'une prise d'échantillon pour l'analyse d'eau ;
- La vanteuse est en panne ;
- Manque des sondes qui donnent le niveau d'eau dans le forage ;
- L'état de génie civil de forage est moyen ;

- Manque de javellisation pour le traitement.



Source (DRE Setif)

Figure III.4 : Robinets corrodé



Source (DRE Setif)

Figure III.5 : la mauvaise état des conduites

III. 2.5. Recommandations

Afin d'améliorer le rendement des forages cités, il est nécessaire de prévoir les opérations suivantes :

- Equiper les forages existants par les appareils nécessaires aux contrôles périodiques à savoir débitmètre – manomètre –vanne – détecteur de niveau ;
- entretenir les appareils nécessaires à la protection telle que réservoir anti béliet, clapet anti-retour, ventouse ;
- Entretien périodiquement le forage pour garder le bon rendement initial ;
- Charger un personnel qualifié de la gestion quotidienne du forage.

III.3 Le diagnostic des ouvrages de stockage :

Notre zone d'étude compte trois réservoirs semi enterrés de capacité de 300 m^3 , 500 m^3 et 2000 m^3 en service actuellement.

III.3 .1 Réservoir semi enterré de volume 500 m^3 (R2) :

C'est un réservoir circulaire semi enterré à parois latérales en béton armé, capacité de 500 m^3 . Le remplissage de ce réservoir se fait à partir de deux forages Bouras et A/R1 par refoulement. Ce réservoir est mise en service en 2008 .

Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite de refoulement de DN125 en PEHD PN 10 (à partir du forage Bouras).
- Conduite de refoulement de DN110 en PVC (à partir du forage A/R1).
- Conduite de vidange de DN150 en acier.

- Conduite de trop plein de DN150 en acier.
- Conduite de distribution DN100 en PEHD PN 10 vers le réseau de la distribution.

Au niveau de ce réservoir on a constaté les anomalies suivantes :

- L'état de génie civil est bon état.
- Manque de capteur de niveau.
- Manque d'entretien des installations.
- Manque de javellisation pour le traitement.
- Les accessoires de la chambre de vannes est en bon état.
- L'étanchéité est bonne.
- La chambre de manœuvre n'est pas nettoyée
- Absence du débitmètre à la sortie du réservoir

III.3.2 Réservoir semi enterré de volume $300 m^3$ (R3)

C'est un réservoir circulaire semi enterré à parois latérales en béton armé, capacité de $300 m^3$ réaliser en 1985 . L'arrivée d'eau à ce réservoir se fait à partir de forage Bouras par refoulement. Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite de refoulement DN100 en fonte.
- Conduite de vidange de DN100 en acier.
- Conduite de trop plein de DN100 en acier.
- Conduite de distribution DN90 en PVC vers le réseau de la distribution de la ville

Les anomalies constatées sont les suivantes :

- Manque d'entretien des installations.
- Manque de capteur de niveau.
- la conduite de vidange est en état de corrosion
- L'état de génie civil est dégradé.
- Chambre de manœuvre mal entretenue.
- Tous les accessoires sont corrodés et en mauvais état.
- Absence du débitmètre, capteur et javellisateur automatique.
- Absence d'électricité.
- Etanchéité des accessoires en mauvais états



Propre photo

Figure III.6 : l'état des conduites d'amenée



Propre photo

Figure III.7 : Différentes conduites liées au réservoir R3 dans la chambre de manœuvre

III.3.3 Réservoir 2000 m³ (R1)

C'est un réservoir circulaire semi enterré à parois latérales en béton armé réalisé en 2012.

L'arrivée d'eau à ce réservoir se fait à partir de deux quotas, le premier du forage Tiner F7 avec une conduite en PEHD Φ 125 PN16 et le deuxième à partir du forage Bon zerar avec une conduite en fonte Φ 100 branché à la conduite PEHD Φ 125 précédente.

Au niveau de ce réservoir on a constaté :

- La chambre de manœuvre est en bon état ;
- Etanchéité de la cuve et de la coupole en bon état ;
- Robinet de prise d'échantillon existant ;
- La clôture du château d'eau est en bon état ;
- Manque de capteur de niveau ;
- L'état des différentes conduites est bon état ;
- Les accessoires de la chambre de vannes est en bon état.



Source (DRE) Sétif

Figure III.8 : Conduites liées au réservoir R1

III.3.4 Recommandations

Tableau III. 1 : des recommandations pour améliorer l'état des réservoirs

Réservoirs	Année de réalisation	Alimenté par	Recommandations
Réservoir R1 (2000 m ³)	2012	forage Tiner F7 forage Bon zerar	-Installer un capteur de niveau - Nettoyage du sol de la chambre de manœuvre
Réservoir R1 (500 m ³)	2008	forage Bouras forage A/R1	- Installer un javellisateur automatique. -Installer un capteur de niveau. - Installer un débitmètre -Vérifier l'éclairage de la chambre de manœuvre. -Nettoyage du sol de la chambre de manœuvre
Réservoir R1 (300m ³)	1984	forage Bouras	-Rénovation et entretien la chambre de manœuvre. -Changement des conduites et des accessoires. -Installer les équipements suivants : Débitmètre, capteur et javellisateur automatique. robinet de prise d'échantillons -Raccordement électrique de la chambre de manœuvre avec l'éclairage. -Rénover la clôture le réservoir. -Rénover les cheminées d'aération pour les deux cuves.

III.4 Diagnostic du réseau de distribution :

D'après le premier chapitre le chef-lieu d'Ouled Sabor dispose d'un réseau de type mixte (maillé et ramifié), et de différents matériaux (PEHD ,Fonte et PVC), les diamètres varient entre $\Phi 40\text{mm}$ et $\Phi 150\text{mm}$, environ 70 % du réseau a été réalisé au années 90.

III.4.1 Etat du réseau

Le réseau de distribution présente plusieurs anomalies et problèmes :

- Sous-dimensionnement suite à l'extension, les piquages et les réparations non qualifiées ;
- Intervention directe sur le réseau pour la réalisation de tronçons de conduites sans étudier l'influence de cette intervention sur la globalité du réseau ;
- Manque des regards des vannes au niveau de réseau ;
- Fuite au niveau dans la plupart de vannes trouvées.



Propre photo



Source(DRE) Sétif

Figure III.9 : Regards (vanne de sectionnement)



Source(DRE) Sétif

Figure III.10 : Bouche d'incendie

III.4.2 Analyse du fonctionnement hydraulique du réseau d'AEP

III.4.2.1 Calcul des débits

Afin d'évaluer le fonctionnement hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable de la ville et de vérifier que ce dernier garantit des pressions et des vitesses dans les normes, on va exécuter une simulation de l'état du réseau actuel (2016).

a. Débit spécifique

$$Q_{sp} = Q_{ri} / \sum L_i \quad (l/s/ml) \quad (III.1)$$

Avec: $\sum L_i$: somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route (m) = 7978.5ml

Q_{ri} : débit en route (l/s).

$$Q_{ri} = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (III.2)$$

Avec Q_{cons} : débit maximal horaire consommé (l/s) ;

$\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés (l/s),

Pour notre cas on a :

$$Q_r = 85.3 \text{ m}^3/h = 23.73 \text{ l/s} \quad \text{et } Q_{conc} = 0$$

Donc: $q_{sp} = 0.00297424 \text{ l/s/ml}$

b. Débit en route

Il est défini comme étant le débit de consommation reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau,

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \quad (III.3)$$

Avec :

Q_{ri} : débit route de tronçon 'i' (l/s)

L_i : longueur du tronçon (i) en mètre (m)

Q_{sp} : débit spécifique en (l/s/ml)

c. Débits aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_{conc} \quad (III.4)$$

Avec: Q_{ni} : débit en nœud (l/s)

$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons aboutissant au nœud 'i'.

Tableau III. 2 : calcul des débits route et débits nodaux

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q_r (l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
1	1-29	48,5	0,146	1,196	0,60
	1-2	350	1,051		
2	1-2	350	1,051	1,645	0,82
	2-3	45	0,135		
	2-8	153	0,459		
3	2-3	45	0,135	0,961	0,48
	3-5	60	0,180		
	3-4	215	0,645		

Tableau III. 2 : calcul des débits route et débits nodaux

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q_r (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Q_n (l/s)
4	3-4	215	0,645	0,645	0,32
5	.5-6	194,5	0,584	1,461	0,73
	5-7	232	0,697		
	3-5	60	0,180		
6	5-6	194,5	0,584	0,584	0,29
7	5-7	232	0,697	0,697	0,35
8	p8-9	341,5	1,025	1,708	0,85
	8-10	74,5	0,224		
	2-8	153	0,459		
9	p8-9	341,5	1,025	1,025	0,51
10	.8-10	74,5	0,224	2,109	1,05
	10-11	261	0,784		
	10-12	367	1,102		
11	10-11	261	0,784	0,784	0,39
12	10-12	367	1,102	1,968	0,98
	12-13	288,5	0,866		
13	12-13	288,5	0,866	0,866	0,43
14	17-14	383,5	1,151	1,151	0,58
15	15-16	200,5	0,602	0,602	0,30
16	17-16	119	0,357	0,959	0,48
	15-16	200,5	0,602		
17	17-20	184,5	0,554	2,420	1,21
	17-18	119	0,357		
	17-14	383,5	1,151		
	17-16	119	0,357		
18	17-18	119	0,357	0,808	0,40
	18-19	150	0,450		
19	18-19	150	0,450	0,450	0,23
20	20-21	204,5	0,614	1,168	0,58

Tableau III. 2 : calcul des débits route et débits nodaux

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q_r (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Q_n (l/s)
	17-20	184,5	0,554		
21	21-22	339	1,018	1,632	0,82
	20-21	204,5	0,614		
22	22-23	398	1,195	3,624	1,81
	21-22	339	1,018		
	26-22	470	1,411		
23	24-25	239	0,718	1,912	0,96
	22-23	398	1,195		
24	23-24	356	1,069	1,786	0,89
	24-25	239	0,718		
25	24-25	239	0,718	0,718	0,36
26	26-27	106	0,318	1,729	0,86
	26-22	470	1,411		
27	27-38	119	0,357	1,414	0,71
	26-27	106	0,318		
	27-28	246	0,739		
28	27-28	246	0,739	1,579	0,79
	28-32	48	0,144		
	28-29	232	0,697		
29	p1-29	48,5	0,146	1,031	0,52
	29-30	63	0,189		
	28-29	232	0,697		
30	29-30	63	0,189	1,114	0,56
	30-31	50,5	0,152		
	30-32	257,5	0,773		
31	31-32	252,5	0,758	0,910	0,45
	30-31	50,5	0,152		
32	31-32	252,5	0,758	3,795	1,90
	30-32	257,5	0,773		

Tableau III. 2 : calcul des débits route et débits nodaux

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q_r (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Q_n (l/s)
	22-23	398	1,195		
	23-24	356	1,069		
33	33-34	246	0,739	0,739	0,37
34	34-35	105	0,315	1,278	0,64
	34-39	74,5	0,222		
	32-34	55	0,003		
	33-34	246	0,739		
35	34-35	105	0,315	0,790	0,39
	35-36	91,5	0,275		
36	35-38	66,5	0,200	0,491	0,25
	35-36	91,5	0,275		
37	36-37	72	0,216	0,516	0,26
	37-38	100	0,300		
38	36-37	72	0,216	0,857	0,43
	27-38	119	0,357		
	37-38	100	0,300		
	35-38	66,5	0,200		
39	34-39	74,5	0,222	0,222	0,11

III.4.2.2. Résultat de la simulation hydraulique de réseau actuel l'horizon 2016

a. Les charges et les pressions

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculé en utilisant l'EPANET sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Charges et les pressions dans le réseau

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
1	1135,5	0,6	1184,01	48,51
2	1136,42	0,82	1181,97	45,55
3	1134,2	0,48	1181,87	47,67
4	1133,4	0,32	1181,86	48,46
5	1134,35	0,73	1181,84	47,49
6	1132,3	0,35	1181,83	49,53
7	1134,2	0,85	1181,77	47,57
8	1133,42	0,85	1181,68	48,26
9	1131,8	0,51	1181,66	49,86
10	1123,23	1,05	1181,61	58,38
11	1122,16	0,39	1181,6	59,44
12	1113,5	0,98	1183,44	69,94
13	1121,2	0,43	1181,42	60,22
14	1131,4	0,58	1165,66	34,26
15	1121,8	0,3	1165,66	43,86
16	1126,6	0,48	1165,73	39,13
17	1140,9	1,21	1165,76	24,86
18	1147,9	0,4	1165,73	17,83
19	1134,6	0,23	1165,7	31,1
20	1145	0,58	1165,98	20,98
21	1125,4	0,82	1166,3	40,9
22	1158	1,81	1168,33	10,33
23	1138,67	0,96	1167,69	29,02
24	1135,4	0,89	1167,35	31,95
25	1135	0,36	1167,33	32,33
26	1140,71	0,86	1182,28	41,57
27	1141,85	0,71	1182,28	40,43
28	1136,37	0,79	1182,82	46,45
29	1135,34	0,52	1183,75	48,41
30	1133,55	0,56	1183,17	49,62
31	1133,45	0,45	1183,05	49,6
32	1133,88	1,9	1182,69	48,81
33	1132,87	0,37	1182,41	49,54
34	1133,92	0,64	1182,45	48,53
35	1133,81	0,39	1182,34	48,53
36	1139,84	0,25	1182,14	42,3
37	1139,14	0,26	1182,14	43
38	1135,96	0,43	1182,28	46,32
39	1134,4	0,11	1182,42	48,02

b. Les vitesses et les pertes de charges

Le tableau ci-dessous représente les valeurs des vitesses et les pertes de charge pour chaque tronçons après la simulation par logiciel EPANET ainsi que les diamètres et les longueur de chaque tronçon dans le réseau de distribution.

Tableau III.4 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert deCharge (m/km)
1-29	48,5	110	7,46	0,79	5,43
27-38	119	60	0,09	0,03	0,03
34-35	105	80	1,24	0,25	1,02
32-34	55	75	2,36	0,53	4,35
29-30	63	80	4,26	0,85	9,2
8-9	341,5	100	0,39	0,05	0,05
35-36	91,5	40	0,29	0,23	2,18
37-38	100	40	0,22	0,18	1,37
1-2	350	110	7,76	0,82	5,82
8-10	74,5	110	2,85	0,3	0,97
5-6	194,5	90	0,35	0,06	0,07
10-11	261	125	3,81	0,31	0,02
10-12	367	100	3,78	0,48	0,44
33-34	246	75	1,68	0,38	0,17
35-38	66,5	60	0,56	0,2	1,01
36-37	72	40	0,04	0,03	0,07
31-32	252,5	80	1,51	0,3	1,44
30-31	50,5	80	1,96	0,39	2,29
30-32	257,5	80	1,75	0,35	1,86
22-23	398	90	2,21	0,35	1,61
23-24	356	90	2,74	0,52	0,93
R1-0	1500	125	25,88	2,11	28,25
0-1	919,5	110	10,92	1,48	39,82
26-27	106	90	0,08	0,02	0,01
R3-26	738	75	9,4	2,13	53,15
21-22	339	90	4,6	0,72	5,97
5-7	232	90	0,85	0,13	0,3
2-3	45	90	2,73	0,43	2,35
3-5	60	110	1,93	0,2	0,49
3-4	215	90	0,32	0,05	0,06
2-8	153	110	4,21	0,44	1,94

Tableau III.4 : Vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert deCharge (m/km)
27-28	246	60	-0,88	0,31	2,21
26-22	470	90	8,62	1,64	29,68
28-32	48	60	1,01	0,36	2,79
28-29	232	80	2,68	0,53	3,99
24-25	239	90	1,95	0,37	0,11
20-21	204,5	110	3,78	0,4	1,6
17-20	184,5	110	3,2	0,34	1,19
17-18	119	90	0,63	0,1	0,18
17-14	383,5	90	0,58	0,11	0,24
17-16	119	90	0,78	0,12	0,26
0-R2	10,5	110	10,05	1,19	12,33
12-13	288,5	90	2,36	0,37	0,09
15-16	200,5	60	1,45	0,51	0,34
18-19	150	60	0,23	0,08	0,22
34-39	70,5	40	0,62	0,49	0,37

III.4.2.3. Interprétation des résultats de calcul de 2016 :

Le réseau de distribution d'ACL présente des anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

D'après nos calculs, on constate que :

1- Les résultats des pressions obtenues sont défavorables par ce qu'elles dépassent la norme au niveau de plusieurs nœuds ou elle a dépecer le 50 mce . Ces pressions élevées peuvent facilement fatiguer les conduites surtout aux heures creuses la ou la consommation est très faible, ce qui provoque par conséquence apparition des fuites et le disfonctionnement des appareils.

2- Les vitesses dans quelques tronçons de ce de réseau sont faibles entre 0.1m/s et0.3 m/s , voir même une vitesse de 0.02 m/s se qui veut dire que l'écoulement n'existe pas ou très faible, sachant que la vitesse admissible dans un tronçon est entre 0.3m/s à 1.5m/s, d'autre part ce genre de vitesses faibles favorise la formation du tartre ce qui vas réduire la section réelle de l'écoulement d'une manière considérable, ceci provoque une augmentation des pertes de charge . Et dans d'autres, la vitesse dépasse les 2 m/s , cette vitesse est très grande pour un réseau de distribution .

III.4.3 l'état physique des conduites.

Notre réseau se compose de canalisations de différents matériaux (PEHD, Fonte, PVC) avec des diamètres et longueurs distinctes, ces derniers sont détaillés dans tableau ci-dessous en citant aussi la date de réalisation de chaque tronçon et son état physique.

Tableau III. 5 : l'état physique des conduites

tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Matériaux	Date de réalisation	Etat
1-29	48,5	110	PVC	1994-1993	Bon
27-38	119	60	PVC		Bon
34-35	105	80	PVC		vétuste
32-34	55	75	PVC		vétuste
29-30	63	80	PVC		vétuste
8-9	341,5	100	FONTE	1988	Bon
35-36	91,5	40	PVC	1994-1993	vétuste
37-38	100	40	PVC		vétuste
1-2	350	110	PVC		Bon
8-10	74,5	110	PVC		vétuste
5-6	194,5	90	PVC		Bon
10-11	261	125	FONTE	1988	vétuste
10-12	367	100	FONTE	1987	Bon
33-34	246	75	PVC	1994-1993	Bon
35-38	66,5	60	PVC		vétuste
36-37	72	40	PVC		Bon
31-32	252,5	80	PVC		Bon
30-31	50,5	80	PVC		Bon
30-32	257,5	80	PVC		Bon
22-23	398	90	PVC		Bon
23-24	356	90	PEHD		2011
R1-0	1500	125	FONTE	1987	vétuste

Tableau III. 5 : l'état physique des conduites

tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Matériaux	Date de réalisation	Etat	
0-1	919,5	110	PEHD	2011	Bon	
26-27	106	90	PEHD	2008	Bon	
R3-26	738	75	PVC	1994-1993	vétuste	
21-22	339	90	PVC		Bon	
5-7	232	90	PVC		vétuste	
2-3	45	90	PVC		Bon	
3-5	60	110	PVC		Bon	
3-4	215	90	PVC		vétuste	
2-8	153	110	PVC		Bon	
27-28	246	60	PVC		Bon	
26-22	470	90	PEHD		2008	Bon
28-32	48	60	PVC		1994-1993	Bon
28-29	232	80	PVC	vétuste		
24-25	239	90	PEHD	2010	Bon	
20-21	204,5	110	PVC	1994-1993	Bon	
17-20	184,5	110	PVC		Bon	
17-18	119	90	PVC		vétuste	
17-14	383,5	90	PEHD	2010	Bon	
17-16	119	90	PVC	1994-1993	vétuste	
0-R2	10,5	110	PEHD	2011	Bon	
12-13	288,5	90	PEHD	2008	Bon	
15-16	200,5	60	PVC	1994-1993	vétuste	
18-19	150	60	PVC		vétuste	
34-39	70,5	40	PVC		vétuste	

III.4.3 Recommandations concernant le réseau de distribution :

Propositions et recommandations

On a remarqué que les paramètres hydrauliques dans certaines parties du réseau ne sont pas dans les normes, et on tenant compte de l'état physique du réseau qui est ancien et presque complètement délabré, notre proposition consiste à

- Remplacement des tronçons et les conduites en fonte par un autre matériau tel que le PEHD ;
 - Changement des conduites qui sont en état dégradé ;
 - Nettoyer et réparer les regards et les vannes. au niveau du réseau. Installer plus des regards et vannes ;
 - Détection et réparation des fuites.
- En basant sur l'état physique et hydraulique de réseau de distribution, on va garder quelque tronçons ou les vitesses sont admissibles et même l'état de la canalisation est favorable. le tableau suivant résume les différentes canalisations et ses états.

Tableau III. 6 : Etat du réseau de distribution

tronçons	Matériaux	Observation	tronçons	Matériaux	Observation
1-29	PVC	A réhabiliter	26-27	PEHD	A réhabiliter
27-38	PVC	A réhabiliter	R3-26	PVC	A réhabiliter
34-35	PVC	A réhabiliter	21-22	PVC	A garder
32-34	PVC	A réhabiliter	5-7	PVC	A réhabiliter
29-30	PVC	A réhabiliter	2-3	PVC	A réhabiliter
8-9	FONTE	A réhabiliter	3-5	PVC	A réhabiliter
35-36	PVC	A réhabiliter	3-4	PVC	A réhabiliter
37-38	PVC	A réhabiliter	2-8	PVC	A garder
1-2	PVC	A garder	27-28	PVC	A garder
8-10	PVC	A réhabiliter	26-22	PEHD	A réhabiliter
5-6	PVC	A réhabiliter	28-32	PVC	A garder
10-11	FONTE	A réhabiliter	28-29	PVC	A réhabiliter

Tableau III. 6 : Etat du réseau de distribution

tronçons	Matériaux	Observation	tronçons	Matériaux	Observation
10-12	FONTE	A réhabiliter	24-25	PEHD	A garder
33-34	PVC	A garder	20-21	PVC	A garder
35-38	PVC	A réhabiliter	17-20	PVC	A garder
36-37	PVC	A réhabiliter	17-18	PVC	A réhabiliter
31-32	PVC	A garder	17-14	PEHD	A réhabiliter
30-31	PVC	A garder	17-16	PVC	A réhabiliter
30-32	PVC	A garder	0-R2	PEHD	A garder
22-23	PVC	A garder	12-13	PEHD	A garder
23-24	PEHD	A garder	15-16	PVC	A réhabiliter
R1-0	FONTE	A réhabiliter	18-19	PVC	A réhabiliter
0-1	PEHD	A garder	34-39	PVC	A réhabiliter

III .5 Conclusion

La situation hydraulique de notre zone d'étude rencontre plusieurs problèmes au niveau de fonctionnement des forages, réservoirs et le réseau de distribution qui ne peut pas assurer sa fonction convenablement.

Pour cela et a fin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'AEP et la bonne distribution d'eau aux consommateurs il faut éliminer toutes les anomalies citées au paravent on respectant les recommandations et les propositions données et renouveler le réseau de distribution on modifie les diamètres et réhabilitons des tronçons qui ne s'adaptent pas aux conditions hydrauliques et exigées qui fera l'objective de chapitre suivant.

Chapitre IV :
projection d'un réseau d'AEP a
l'horizon 2045

Chapitre IV

Projection d'un réseau d'AEP à l'horizon 2045

IV .1.Introduction

Le but de ce chapitre est de projeter un nouveau réseau de distribution pour la région étudiée et procéder à une simulation hydraulique en servant de logiciel Epanet, afin de déterminer les caractéristiques hydraulique de réseau. Ainsi vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2045.

IV .2 les réservoirs

Les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production. La demande est variable, alors que, pour être économique et efficace, la production doit être constante. Lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans les réservoirs. En période de pointe, on ajoute au débit de production celui donné par le réservoir. Les réservoirs contiennent aussi les réserves d'incendie.[2.]

IV .2 .1Rôles des réservoirs existants :

Dans notre cas nous avons trois réservoirs de capacité de $2000 m^3$, $500 m^3$ et $300 m^3$ qui ont pour rôle de :

- L'emmagasinement de l'eau en cas de faibles consommations.
- Ils constituent des organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et de consommation.
- conserver la réserve d'incendie. [3]

IV.2.2. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant

L'alimentation de l'agglomération par les trois réservoirs se fait gravitaire ment durant 22heures de la journée . A la base du graphique de consommation qu'on a fait dans le chapitre II de ce projet on peut définir la capacité du réservoir.

Tableau IV.1: détermination de la capacité du réservoir

Heure (h)	Consommation horaire(%)	Apport d'eau (%)	Stockage (%)	distribution (%)	Résidus (%)
0-1	1.5	-		1.5	0
1-2	1.5	-		1.5	-1.5
2-3	1.5	4.545	3.045		1.54
3-4	1.5	4.54	3.045		4.59
4-5	2.5	4.54	2.045		6.63
5-6	3.5	4.545	1.045		7.68
6-7	4.5	4.545	0.045		7.72
7-8	5.5	4.545		0.95	6.77
8-9	6.25	4.545		1.70	5.06
9-10	6.25	4.545		1.70	3.36
10-11	6.25	4.545		1.70	1.65
11-12	6.25	4.545		1.70	-0.04
12-13	5	4.545		0.45	-0.5
13-14	5	4.545		0.45	-0.95
14-15	5.5	4.545		0.95	-1.9
15-16	6	4.545		1.45	-3.36
16-17	6	4.545		1.45	-4.81
17-18	5.5	4.545		0.95	-5.77
18-19	5	4.545		0.45	-6.22
19-20	4.5	4.545	0.045		-6.18
20-21	4	4.545	0.545		-5.63
21-22	3	4.545	1.545		-4.09
22-23	2	4.545	2.545		-1.54
23-24	1.5	4.545	3.045		1.5

Le volume utile du réservoir est donné par l'expression suivante :

$$V_u = \frac{a\% \times Q_{\max,j}}{100} \quad (IV - 1)$$

- ✓ V_U : volume utile du réservoir
- ✓ $Q_{\max,j}$: débit maximal journalier m^3/j
- ✓ $a\%$: pourcentage du volume maximal qui doit être stocké = 7.72 % + 6.22 %

La capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule (IV-1)

$$v_u = \frac{(7.72 + 6.22) \times 3144,6}{100} = 438.36 m^3$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre 60m³/h pendant deux heures à raison de 16.67l/s. Par conséquent, la capacité totale de nos quatre réservoirs :

$$V_T = 438.36 + (3 \times 120) = 798.36 \text{ m}^3$$

$$V_T = 798,36 \text{ m}^3$$

$$V_T = 1000 \text{ m}^3$$

La capacité totale des réservoirs existants est de 2800m³, alors que le volume calculé est estimé à 1000 m³.

La capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération sur le long terme. À savoir s'ils permettent de vérifier la pression dans notre réseau.

IV.3.Choix du type de réseau projeté

Le réseau de distribution projeté pour notre zone centre sera de type maillé, compte tenu de la répartition spatiale des constructions existantes et aussi pour contenir les extensions prévues dans le plan d'aménagement à long terme (2045).

IV.4 -Choix du matériau des conduites du réseau:

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importants de construction du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Pression interne supportée par la canalisation.
- La résistance au de l'agressivité du sol.
- la jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.)
- Facilité de la mise en œuvre.
- Facilité d'entretien et d'exploitation.
- Disponibilité du produit sur le marché national.
- Du prix unitaire.
- Durée de vie. [4]

Dans notre cas, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène à haute densité PN10, vu les nombreux avantages qu'ils procurent

IV.5. Etudes et choix de variante

- ✓ **1ere variante** : le réseau a une configuration suivante :

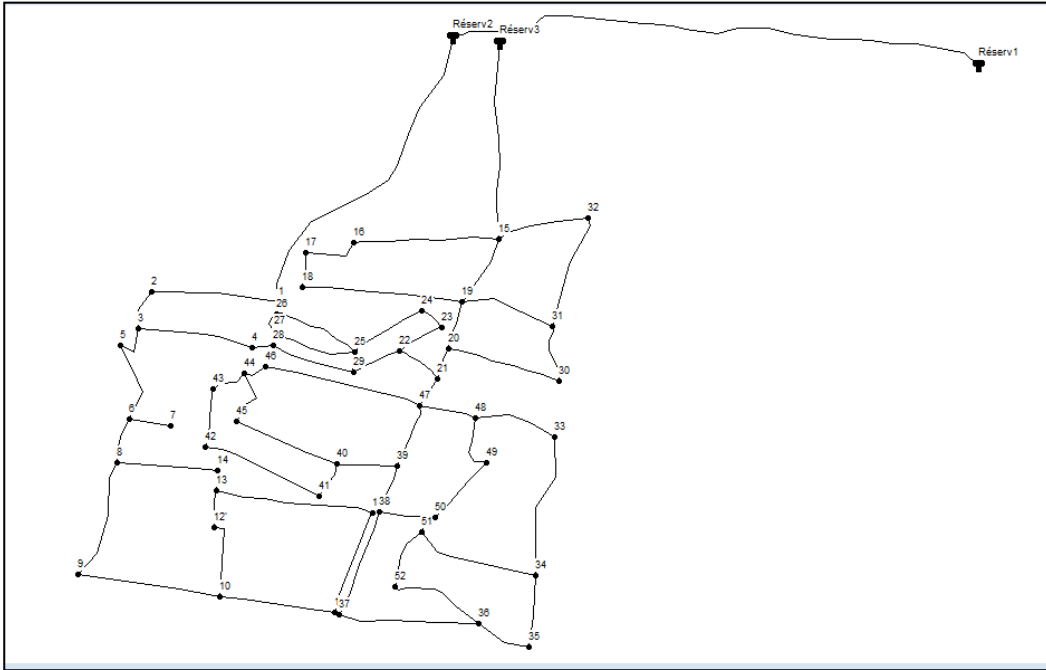


Figure IV .1 : Schématisation de la 1ère variante

- ✓ **2eme variante** : le réseau sera renforcer directement avec une autre conduite projeté à partir du réservoir R1 (2000m³) au nœud 33.

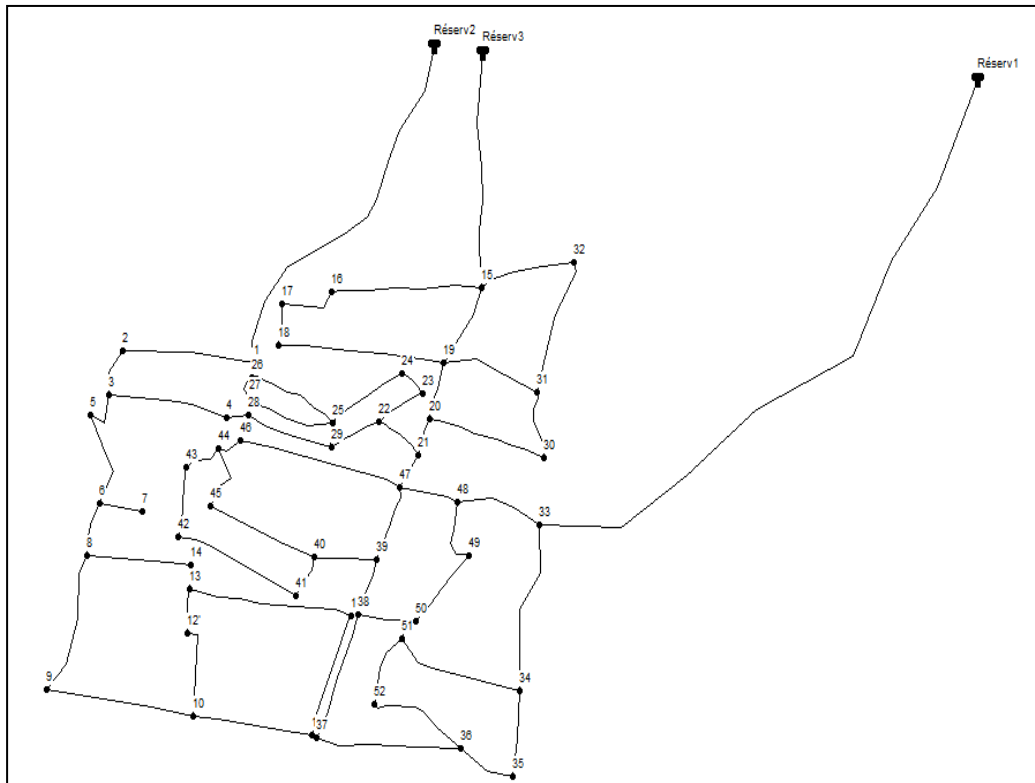


Figure IV .2 : Schématisation de la 2ème variante

La variante choisie

Après avoir effectué les différents calculs des deux variantes on a opté pour la deuxième variante pour les raisons suivants :

- La stabilité du réseau du point de vu pression.
- Diminution du temps de séjour des eaux dans les ouvrages.
- Voir les résultats de la simulation de la première variante sur l'annexe 5.

IV-6 .Calcul du diamètre de conduite d'adduction projetée

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad (IV-2)$$

On déduit alors le diamètre calculé par la formule de Darcy-Weisbach : [4]

$$D = \sqrt[5]{\frac{16 * \lambda * L_{eq} * Q^2}{2 * \pi^2 * g * \Delta H_T}} \quad (IV.3)$$

Avec $\Delta H_T = \Delta H_d$

ΔH_T : Perte de charge totale (m);

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, il est calculé selon deux équations :

- Formule de Nikuradzé :(A. Lancastre, 1999)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (IV.4)$$

Formule Colebrook:(A. Lancastre, 1999)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (IV.5)$$

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;

$$\text{Re : nombre de Reynolds} \quad R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.6})$$

V: viscosité cinématique m³/s ;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \quad (\text{IV.7})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{IV.8})$$

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

g: Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

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

➤ Donc pour cela et pour notre cas on a la longueur d'adduction est égale a **1600 m**

$$\Delta h_d = C_{tp} - C_p = 1265 - 1161 = 104 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta h_d = \mathbf{104 \text{ m}}$$

$$\Leftrightarrow L_g = 1600 \text{ m} \quad \Rightarrow L_{eq} = 1.15 \times 1600 = \mathbf{1840 \text{ m}}$$

$$D = \sqrt[5]{\frac{16 * 0.022 * 1840 * 0.003214^2}{2 * 3.14^2 * 9.81 * 104}}$$

$$D_{calculé} = 0.111 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad D_{normalisé} = \mathbf{125 \text{ mm}}$$

Le diamètre de cette conduite est égale à **125 mm**

IV.7.Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- ✓ cas de pointe.
- ✓ cas de pointe plus incendie.

IV.7.1.Détermination des débits

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route qui va nous permettre de calculer les débits nodaux

Pour la détermination de ces débit on va utiliser les formules (III.1) , (III.2) , (III.3) et (III.4) citées dans le chapitre précédent

a. Cas de pointe

D'après le tableau II-9 (chapitre II) de la consommation horaire de notre agglomération on constate que l'heure de pointe est égalé à :

$$Q_{pte} = Q_{max.h} = 196,38 \text{ m}^3/h$$

Q_{pte} : débit de pointe de consommation.

➤ Débit spécifique

$$Q_{rte} = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec Q_{cons} : débit maximal horaire consommé (l/s) ;

$\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés (l/s),

Pour notre cas on a :

$$Q_{rte} = 196,38 \text{ m}^3/h \quad \text{Car } Q_{conc} = 0$$

En utilisons la formule (III.1) et pour $\sum Li = 14139,39 \text{ m}$, on trouve

$$qsp = 0,00385802 \text{ l/s/ml}$$

pour le calcul de débit route et le débit nodaux en utilisant les formules (III.3) et (III.4), les resultants sont presenter dans le tableau suivant .

Tableau IV.2: calcul des débits route et débits nodaux en cas de pointe

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q _r (l/s)	ΣQ _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	1-2	387,5	1,495	1,495	0,75
2	1-2	387,5	1,495	1,983	0,99
	2-3	126,5	0,488		
3	2-3	126,5	0,488	2,133	1,07
	3-4	336,4	1,298		
	3-5	90	0,347		
4	3-4	336,4	1,298	1,298	0,65
5	3-5	90	0,347	1,196	0,60
	5-6	220	0,849		
6	5-6	220	0,849	1,875	0,94
	6-7	121,5	0,469		
	6-8	144,5	0,557		
7	6-7	121,5	0,469	0,469	0,23
8	6-8	144,5	0,557	3,059	1,53
	8-14	288,5	1,113		
	8-9	360	1,389		
9	8-9	360	1,389	3,108	1,55
	9-10	445,5	1,719		
10	9-10	445,5	1,719	3,935	1,97
	10-12'	244,5	0,943		
	10-11	330	1,273		
11	10-11	330	1,273	2,456	1,23
	11-12	306,5	1,182		
12	11-12	306,5	1,182	2,963	1,48
	12-13	461,5	1,780		
12'	10-12'	244,5	0,943	1,356	0,68
	12'-13	107	0,413		
13	12'-13	107	0,413	2,448	1,22
	12-13	461,5	1,780		
	13-14	66	0,255		
14	8-14	288,5	1,113	1,368	0,68
	13-14	66	0,255		
15	15-16	412,5	1,591	3,503	1,75
	15-32	271	1,046		
	15-19	224,5	0,866		
16	15-16	412,5	1,591	2,249	1,12
	16-17	170,5	0,658		
17	16-17	170,5	0,658	1,063	0,53
	17-18	105	0,405		

Tableau IV.2: calcul des débits route et débits nodaux en cas de pointe

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q _r (l/s)	∑Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
18	17-18	105	0,405	2,213	1,11
	18-19	468,5	1,807		
19	18-19	468,5	1,807	4,302	2,15
	19-20	148,5	0,573		
	15-19	224,5	0,866		
	19-31	273,5	1,055		
20	19-20	148,5	0,573	2,203	1,10
	20-21	95,59	0,369		
	20-30	327	1,262		
21	20-21	95,59	0,369	0,901	0,45
	21-22	137,9	0,532		
22	21-22	137,9	0,532	1,477	0,74
	22-29	115	0,444		
	22-23	130	0,502		
23	23-24	78	0,301	0,802	0,40
	22-23	130	0,502		
24	23-24	78	0,301	1,181	0,59
	24-25	228	0,880		
25	24-25	228	0,880	3,059	1,53
	25-26	257,5	0,993		
	25-27	252,5	0,974		
	25-29	55	0,212		
26	25-26	257,5	0,993	1,188	0,59
	26-27	50,5	0,195		
27	26-27	50,5	0,195	1,169	0,58
	25-27	252,5	0,974		
28	28-29	246	0,949	0,949	0,47
29	25-29	55	0,212	1,605	0,80
	28-29	246	0,949		
	22-29	115	0,444		
30	20-30	327	1,262	1,995	1,00
	30-31	190	0,733		
31	30-31	190	0,733	3,029	1,51
	31-32	321,5	1,240		
	19-31	273,5	1,055		
32	31-32	321,5	1,240	2,286	1,14
	15-32	271	1,046		
33	33-34	398	1,535	2,469	1,23
	33-48	242	0,934		

Tableau IV.2: calcul des débits route et débits nodaux en cas de pointe

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q_r (l/s)	∑Q_r (l/s)	Q_n (l/s)
34	33-34	398	1,535	3,671	1,84
	34-35	197,5	0,762		
	34-51	356	1,373		
35	34-35	197,5	0,762	1,321	0,66
	35-36	145	0,559		
36	35-36	145	0,559	3,293	1,65
	36-37	423,5	1,634		
	36-52	285	1,100		
37	36-37	423,5	1,634	2,822	1,41
	37-38	308	1,188		
38	37-38	308	1,188	2,363	1,18
	38-50	171	0,660		
	38-39	133,5	0,515		
39	38-39	133,5	0,515	1,960	0,98
	39-47	190	0,733		
	39-40	184,5	0,712		
40	39-40	184,5	0,712	2,324	1,16
	40-41	113,5	0,438		
	45-40	304,5	1,175		
41	40-41	113,5	0,438	1,858	0,93
	41-42	368	1,420		
42	41-42	368	1,420	2,149	1,07
	42-43	189	0,729		
43	42-43	189	0,729	1,013	0,51
	43-44	73,5	0,284		
44	43-44	73,5	0,284	1,209	0,60
	44-46	85,5	0,330		
	44-45	154,5	0,596		
45	44-45	154,5	0,596	1,771	0,89
	45-40	304,5	1,175		
46	44-46	85,5	0,330	2,110	1,06
	46-47	461,5	1,780		
47	39-47	190	0,733	3,158	1,58
	46-47	461,5	1,780		
	47-48	167	0,644		
48	47-48	167	0,644	2,195	1,10
	33-48	242	0,934		
49	48-49	160	0,617	1,372	0,69
	48-49	160	0,617		

Tableau IV.2: calcul des débits route et débits nodaux en cas de pointe

Numéro de nœud	Tronçons	longueur (ml)	Q_r (l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
	49-50	195,5	0,754		
50	38-50	171	0,660	1,655	0,83
	50-51	62,5	0,241		
	49-50	195,5	0,754		
51	50-51	62,5	0,241	2,294	1,15
	34-51	356	1,373		
	51-52	176	0,679		
52	36-52	285	1,100	1,779	0,89
	51-52	176	0,679		

b. Cas de pointe plus incendie

Dans ce cas le calcul se procède de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s).

Nous supposons que le point le plus défavorable est le nœud qui est un peu plus élevé, donc nous ajoutons un débit de 17l/s au nœud 31.

IV.7.2.Détermination des diamètres du réseau

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux Correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse (0,3 ÷ 1,5) m/s jusqu'à 2m/s en cas de pointe plus incendie.

IV.7.2.1. Résultat de la simulation hydraulique de réseau l'horizon 2045

a. cas de pointe

- Les charges et les pressions dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.3 :

Tableau IV.3 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	1135,5	0,75	1183,2	47,7
Noeud 2	1135	0,99	1175,5	40,5
Noeud 5	1127	0,6	1172,11	45,11
Noeud 6	1117,47	0,94	1167,23	49,76
Noeud 8	1113,5	1,53	1163,47	49,97
Noeud 9	1120	1,55	1160,66	40,66
Noeud 11	1135	1,23	1159,76	24,76

Tableau IV.3 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe

Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 12	1128,3	1,48	1160,45	32,15
Noeud 13	1126,4	1,22	1160,94	34,54
Noeud 12'	1119	0,68	1160,72	41,72
Noeud 10	1127	1,97	1160,35	33,35
Noeud 3	1131,42	1,07	1173,28	41,86
Noeud 4	1131,5	0,65	1173,22	41,72
Noeud 14	1125,15	0,68	1162,01	36,86
Noeud 15	1160	1,75	1182,82	22,82
Noeud 16	1152	1,12	1182,14	30,14
Noeud 17	1148	0,53	1180	32
Noeud 18	1138	1,11	1179,59	41,59
Noeud 19	1143,15	2,15	1178,42	35,27
Noeud 21	1139	0,45	1174,54	35,54
Noeud 20	1143,8	1,1	1174,95	31,15
Noeud 31	1160	1,51	1181,33	21,33
Noeud 32	1155	1,14	1182,43	27,43
Noeud 22	1135,96	0,74	1173,79	37,83
Noeud 23	1141,85	0,4	1173,2	31,35
Noeud 24	1139	0,59	1173,01	34,01
Noeud 25	1133,88	1,53	1172,92	39,04
Noeud 26	1133,55	0,59	1172,85	39,3
Noeud 27	1135,04	0,58	1172,85	37,81
Noeud 29	1133,92	0,8	1173,16	39,24
Noeud 28	1132,87	0,47	1173,15	40,28
Noeud 30	1154	1	1179,01	25,01
Noeud 33	1161	1,23	1183,65	22,65
Noeud 34	1138,67	1,84	1176,78	38,11
Noeud 51	1132	1,15	1175,71	43,71
Noeud 50	1140	0,83	1175,65	35,65
Noeud 52	1128	0,89	1175,6	47,6

Tableau IV.3 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 36	1128,8	1,65	1176,11	47,31
Noeud 35	1134	0,66	1176,35	42,35
Noeud 48	1155,5	1,1	1176,5	21
Noeud 47	1145	1,58	1174,18	29,18
Noeud 49	1140,7	0,69	1176,26	35,56
Noeud 46	1124	1,06	1173,54	49,54
Noeud 44	1125	0,6	1173,42	48,42
Noeud 45	1137	0,89	1173,2	36,2
Noeud 40	1140	1,16	1173,48	33,48
Noeud 39	1143	0,98	1173,78	30,78
Noeud 41	1127	0,93	1172,79	45,79
Noeud 42	1126	1,07	1172,65	46,65
Noeud 43	1123,87	0,51	1173,3	49,43
Noeud 37	1135,3	1,41	1174,01	38,71
Noeud 7	1120	0,23	1167,23	47,23
Noeud 38	1129	1,18	1173,9	44,9

- Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.4 :

Tableau IV.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge (m/km)
R2-1	919,5	110	6,6	20,61	2,17	40,56
. 1-2	387,5	110	4,2	13,30	1,4	19,88
. 2-3	126,5	110	4,2	14,25	1,5	17,58
. 3-4	336,4	110	4,2	2,94	0,31	0,17
. 3-5	90	125	7,4	15,95	1,3	12,96
. 6-7	121,5	110	6,6	2,18	0,23	0,02
. 8-14	288,5	100	4,2	5,57	0,71	5,06

Tableau IV.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert deCharge (m/km)
. 8-9	360	90	5,4	4,71	0,74	7,8
. 9-10	445,5	110	6,6	3,13	0,33	0,72
. 10-12'	244,5	75	5,6	1,15	0,26	1,54
. 12'-13	107	90	5,4	2,23	0,35	2,03
. 10-11	330	63	4,7	0,78	0,25	1,79
. 11-12	306,5	63	4,7	0,90	0,29	2,25
. 12-13	461,5	110	6,6	2,75	0,29	1,07
. 13-14	66	90	5,4	7,06	1,11	16,27
. R3-15	536	90	5,4	17,99	2,83	72,16
. 15-16	412,5	125	7,4	5,03	0,41	1,66
. 16-17	170,5	75	5,6	3,80	0,86	12,51
. 17-18	105	90	5,4	3,24	0,51	3,97
. 18-19	468,5	75	5,6	1,55	0,35	2,5
. 19-20	148,5	90	5,4	8,65	1,36	23,35
. 20-21	95,59	125	7,4	8,46	0,69	4,28
. 21-22	137,9	110	6,6	6,84	0,72	5,41
. 22-23	130	60	3	1,33	0,47	4,56
. 23-24	78	60	3	0,93	0,33	2,42
. 24-25	228	60	3	0,90	0,32	0,42
. 25-26	257,5	80	4,1	1,61	0,32	0,27
. 26-27	50,5	80	4,1	0,75	0,15	0,25
. 25-27	252,5	80	4,1	0,60	0,12	0,28
. 25-29	55	75	3,6	2,34	0,53	4,35

Tableau IV.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge (m/km)
. 20-30	327	63	4,7	2,37	0,76	12,42
. 30-31	190	75	5,6	3,75	0,85	12,21
. 31-32	321,5	125	7,4	7,48	0,61	3,42
. 15-32	271	160	9,5	8,84	0,44	1,44
. 15-19	224,5	90	5,4	7,82	1,23	19,62
. 19-31	273,5	63	63	2,18	0,7	10,65
. R1-33	1600	125	7,4	28,33	2,31	49,6
. 33-34	398	90	4,3	8,27	1,3	17,26
. 34-35	197,5	125	7,4	5,76	0,47	2,19
. 35-36	145	125	7,4	5,03	0,41	1,65
. 36-37	423,5	75	5,6	2,25	0,51	4,95
. 37-38	308	63	5,4	0,65	0,21	0,37
. 38-50	171	63	5,4	2,12	0,68	10,25
. 50-51	62,5	63	5,4	0,90	0,29	1,08
. 34-51	356	90	5,4	2,73	0,43	2,99
. 38-39	133,5	75	5,6	1,72	0,39	0,83
. 39-47	190	110	6,6	3,99	0,42	2,07
. 39-40	184,5	110	6,6	3,51	0,37	1,64
. 40-41	113,5	63	4,7	1,59	0,51	6,09
. 41-42	368	63	4,7	0,65	0,21	0,38
. 42-43	189	63	4,7	1,15	0,37	3,45
. 43-44	73,5	90	5,4	1,97	0,31	1,62
. 44-46	85,5	110	6,6	3,13	0,33	1,36

Tableau IV.4 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge (m/km)
. 48-49	160	110	6,6	3,42	0,36	1,55
. 49-50	195,5	90	5,4	2,80	0,44	3,12
. 36-52	285	63	4,7	1,09	0,35	1,77
. 51-52	176	63	4,7	0,75	0,24	0,64
. 44-45	154,5	63	4,7	1,00	0,32	1,4
. 45-40	304,5	63	4,7	1,15	0,37	0,91
5-6	220	110	6,6	13,87	1,46	22,19
. 21-47	105	63	4,7	1,15	0,37	3,45
4-28	65	63	4,7	1,18	0,38	1,5

✓ **Remarque**

- il existe au niveau de réseau des tronçons où la vitesse est importante qui dépasse le 2m/s , et quelques tronçons avec une vitesse inférieure à 0.3 m/s .

- La pression maximale est de l'ordre de 49.97mce. Cette pression est un peu grande pour un réseau de distribution la réduire on propose d'installer une vanne régulatrice de pression au niveau de la conduite aussi au niveau des nœuds où la pression dépasse 40mce

b. cas de pointe plus incendie

Les pressions au niveau des nœuds ont diminué dans le cas de pointe plus incendie. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV5 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe plus incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	1135,5	0,75	1178,01	42,51
Noeud 2	1135	0,99	1169,18	34,18
Noeud 5	1127	0,6	1165,44	38,44
Noeud 6	1117,47	0,94	1160,56	43,09
Noeud 8	1113,5	1,53	1156,81	43,31

Tableau IV5 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe plus incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 9	1120	1,55	1154	34
Noeud 11	1135	1,23	1153,09	18,09
Noeud 12	1128,3	1,48	1153,78	25,48
Noeud 13	1126,4	1,22	1154,27	27,87
Noeud 12'	1119	0,68	1154,06	35,06
Noeud 10	1127	1,97	1153,68	26,68
Noeud 3	1131,42	1,07	1166,61	35,19
Noeud 4	1131,5	0,65	1166,4	34,9
Noeud 14	1125,15	0,68	1155,35	30,2
Noeud 15	1160	1,75	1177,61	17,61
Noeud 16	1152	1,12	1176,66	24,66
Noeud 17	1148	0,53	1173,32	25,32
Noeud 18	1138	1,11	1172,61	34,61
Noeud 19	1143,15	2,15	1169,62	26,47
Noeud 21	1139	0,45	1166,23	27,23
Noeud 20	1143,8	1,1	1166,44	22,64
Noeud 31	1160	18,51	1166,74	6,74
Noeud 32	1155	1,14	1175,2	20,2
Noeud 22	1135,96	0,74	1165,76	29,8
Noeud 23	1141,85	0,4	1165,3	23,45
Noeud 24	1139	0,59	1165,17	26,17
Noeud 25	1133,88	1,53	1165,15	31,27
Noeud 26	1133,55	0,59	1165,08	31,53
Noeud 27	1135,04	0,58	1165,08	30,04
Noeud 29	1133,92	0,8	1165,42	31,5
Noeud 28	1132,87	0,47	1165,7	32,83
Noeud 30	1154	1	1166,42	12,42
Noeud 33	1161	1,23	1176,85	15,85
Noeud 34	1138,67	1,84	1169,48	30,81
Noeud 51	1132	1,15	1168,27	36,27
Noeud 50	1140	0,83	1168,14	28,14
Noeud 52	1128	0,89	1168,18	40,18
Noeud 36	1128,8	1,65	1168,76	39,96
Noeud 35	1134	0,66	1169,02	35,02
Noeud 48	1155,5	1,1	1168,96	13,46
Noeud 47	1145	1,58	1166,24	21,24
Noeud 49	1140,7	0,69	1168,72	28,02

Tableau IV5 : Charges et les pressions dans le réseau en cas de pointe plus incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 46	1124	1,06	1165,61	41,61
Noeud 44	1125	0,6	1165,49	40,49
Noeud 45	1137	0,89	1165,29	28,29
Noeud 40	1140	1,16	1165,59	25,59
Noeud 39	1143	0,98	1165,9	22,9
Noeud 41	1127	0,93	1164,89	37,89
Noeud 42	1126	1,07	1164,74	38,74
Noeud 43	1123,87	0,51	1165,37	41,5
Noeud 37	1135,3	1,41	1166,35	31,05
Noeud 7	1120	0,23	1160,56	40,56
Noeud 38	1129	1,18	1166,11	37,11

Les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données par le tableau IV.6 :

Tableau IV.6 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.C (m/km)
. R2-1	919,5	110	6,6	22,13	2,33	46,21
. 1-2	387,5	110	4,2	16,43	1,73	22,78
. 2-3	126,5	110	4,2	15,39	1,62	20,32
. 3-4	336,4	110	4,2	2,18	0,23	0,63
. 3-5	90	125	7,4	15,58	1,27	12,95
. 6-7	121,5	110	6,6	0,28	0,03	0,02
. 6-8	144,5	90	4,3	10,36	1,63	26
. 8-14	288,5	100	4,2	5,57	0,71	5,06
. 8-9	360	90	5,4	4,71	0,74	7,8
. 9-10	445,5	110	6,6	2,18	0,23	0,72
. 10-12'	244,5	75	5,6	1,15	0,26	1,54
. 12'-13	107	90	5,4	2,23	0,35	2,03
. 10-11	330	63	4,7	0,78	0,25	1,79
. 11-12	306,5	63	4,7	0,93	0,3	2,25
. 12-13	461,5	110	6,6	2,75	0,29	1,07
. 13-14	66	90	5,4	7,06	1,11	16,27
. R3-15	536	90	5,4	21,94	3,45	81,88
. 15-16	412,5	125	7,4	6,01	0,49	2,3
. 16-17	170,5	75	5,6	4,90	1,11	19,59
. 17-18	105	90	5,4	4,32	0,68	6,78

Tableau IV.6 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.C (m/km)
. 18-19	468,5	75	5,6	2,61	0,59	6,39
. 19-20	148,5	90	5,4	8,20	1,29	21,42
. 20-21	95,59	125	7,4	5,76	0,47	2,14
. 21-22	137,9	110	6,6	5,32	0,56	3,45
. 22-23	130	60	3	1,16	0,41	3,51
. 23-24	78	60	3	0,73	0,26	1,65
. 24-25	228	60	3	0,17	0,06	0,09
. 25-26	257,5	80	4,1	1,61	0,32	0,27
. 26-27	50,5	80	4,1	0,45	0,09	0,84
. 25-27	252,5	80	4,1	0,60	0,12	0,28
. 25-29	55	75	3,6	2,56	0,58	4,97
. 28-29	246	75	3,6	1,10	0,25	1,14
. 22-29	115	80	4,1	2,21	0,44	2,89
. 20-30	327	63	4,7	0,28	0,09	0,06
. 30-31	190	75	5,6	1,24	0,28	1,69
. 31-32	321,5	125	7,4	22,94	1,87	26,34
. 15-32	271	160	9,5	24,52	1,22	8,88
. 15-19	224,5	90	5,4	10,87	1,71	35,61
. 19-31	273,5	63	6,3	2,15	0,69	10,53
. R1-33	1600	125	7,4	32,14	2,62	53,85
. 33-34	398	90	4,3	8,58	1,35	18,5
. 34-35	197,5	125	7,4	6,01	0,49	2,34
. 35-36	145	125	7,4	5,15	0,42	1,79
. 36-37	423,5	75	5,6	2,47	0,56	5,68
. 37-38	308	63	5,4	0,81	0,26	0,8
. 38-50	171	63	5,4	2,31	0,74	11,91
. 50-51	62,5	63	5,4	1,15	0,37	2,04
. 34-51	356	90	5,4	2,92	0,46	3,4
. 38-39	133,5	75	5,6	1,19	0,27	1,59
. 39-47	190	110	6,6	3,70	0,39	1,8
. 39-40	184,5	110	6,6	3,51	0,37	1,67
. 40-41	113,5	63	4,7	1,62	0,52	6,18
. 41-42	368	63	4,7	0,97	0,31	0,41
. 42-43	189	63	4,7	1,15	0,37	3,38
. 43-44	73,5	90	5,4	1,91	0,3	1,6
. 44-46	85,5	110	6,6	3,13	0,33	1,33
. 46-47	461,5	125	7,4	4,42	0,36	1,37
. 47-48	167	90	4,3	8,01	1,26	16,32
. 33-48	242	90	4,3	11,70	1,84	32,58

Tableau IV.6 : Vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Épaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	P.d.C (m/km)
. 48-49	160	110	6,6	3,32	0,35	1,5
. 49-50	195,5	90	5,4	2,73	0,43	2,96
. 36-52	285	63	4,7	1,15	0,37	2,02
. 51-52	176	63	4,7	1,00	0,32	0,49
. 44-45	154,5	63	4,7	0,65	0,21	1,32
. 45-40	304,5	63	4,7	0,87	0,28	0,99
5-6	220	110	6,6	14,82	1,56	22,19
. 21-47	105	63	4,7	0,28	0,09	0,05
4-28	65	63	4,7	2,18	0,7	10,68

- Dans ce cas on remarque que les pressions de réseau diminuent tandis que les vitesses augmentent ou elle peut atteindre le 3 m/s

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage des réservoirs existant, on a déduire que leurs capacité sera suffisante pour l'horizon d'étude 2045 ce qui ne nécessitera pas l'implantation d'autres réservoir. D'autre part après la projection d'un réseau d'alimentation en eau potable pour la ville et réalisation d'une simulation permettent l'analyse de son comportement hydraulique, Les résultats montrent que le réseau de distribution projeté et qui est à un fonctionnement satisfaisant.

Chapitre V :
pose de canalisation et accessoires

CHAPITRE V

Pose de canalisations et accessoires

V.1 Introduction :

Une canalisation a pour but de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant sols aux toutes les contraintes agissent sur elle.

La pose des conduites est d'une importance majeure mais il est variable d'un terrain a un autre pour temps le principe de les posées est pratiquement le même

D'autre part les accessoires d'un réseau d'AEP ont des plusieurs rôles pour assurer le bon fonctionnement hydraulique de ce dernier.

V.2 . Pose de canalisation

V.2.1. Principe de pose des canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

Les tuyaux sont souvent posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable des chemins de roulement.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'accès aux ouvriers pour effectuer le travail. Au niveau des joints, la tranchée devra présenter un élargissement plus important.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10cm, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec nouvelle vérification.

Au moment de leurs mise e place, les tuyaux de toute espèce sont examinés (présence de fissures) et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits .

Les conduites en acier sont soudées sur le bord de la tranchée et ensuite basculées dans la tranchée grâce à leur flexibilité. Les autres matériaux sont installés de bout à bout à l'intérieur

de la tranchée

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux en cours de pose sont obturées à l'aide d'un tampon pour éviter l'introduction de corps étrangers ou animaux.

V.2.2 Conseils de pose de canalisation

- Choix du matériel adéquat.
- Respect du produit pendant sa manutention et sa pose.
- Formation des opérateurs.
- La qualité de la mise en œuvre fera la performance du réseau.
- Tube bien traité, assurance de longévité et de pérennité du réseau. [3]

V.2.2 .1 Conditionnement et stockage

a. Stockage

- Eviter 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. [3]

b. Manutention

- utiliser des sangles en nylon.

V.2.2 .2 Mise en œuvre

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) [3].

V.2.2.3 Raccordement

- Utiliser le matériel adapté est indispensable.
- Choisir la technique selon le diamètre du tube :

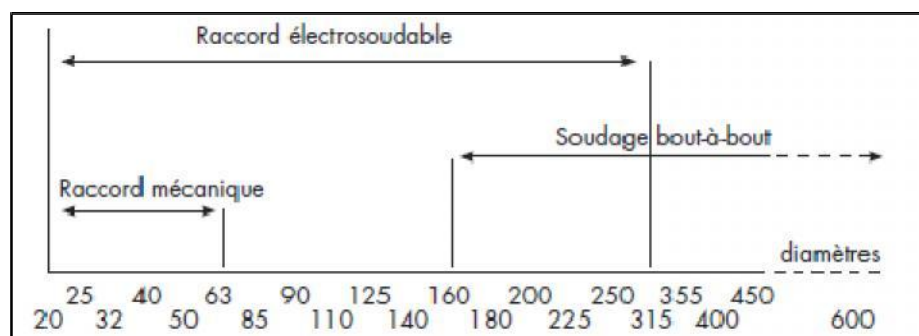


Figure V.1. Raccordement en fonction du diamètre.

- S'assurer de la disponibilité des outils et outillages préconisés par le fabricant de raccord.

V.2.2 .4 Remblaiement

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au-dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. [3]

La figure suivante illustre le remblaiement après pose de la canalisation :

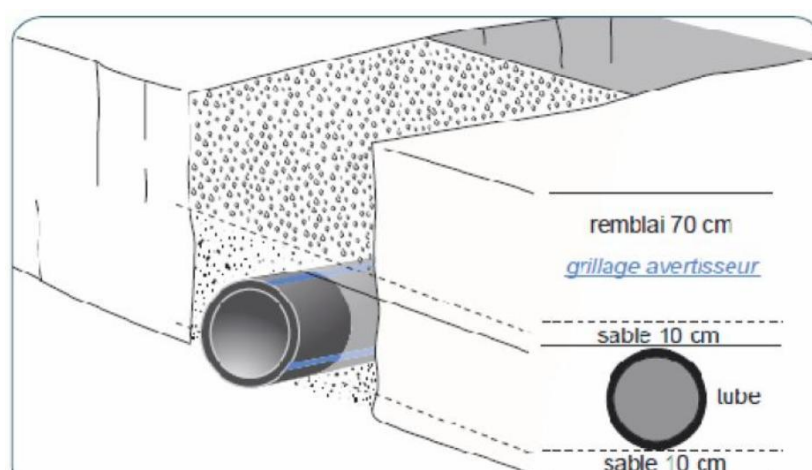


Figure V.2 : Coupe transversale du sol

V.2.2 .5 Nettoyage et essais

a. Nettoyage

- Nettoyage et désinfection du réseau : respecter scrupuleusement les consignes du maître d'œuvre.

b. Essais

Le polyéthylène flue sous contrainte : il se déforme, puis se stabilise. Lors de l'essai, le fluage entraîne une chute de la pression qu'il convient de compenser.

La procédure est la suivante :

- Tester des tronçons de longueur inférieure à 500m ;

- Appliquer une pression d'épreuve égale à la pression maximale de service de la conduite, et au moins égale à 600 kPa (6 bars), et la maintenir 30 minutes en pompant pour l'ajuster .

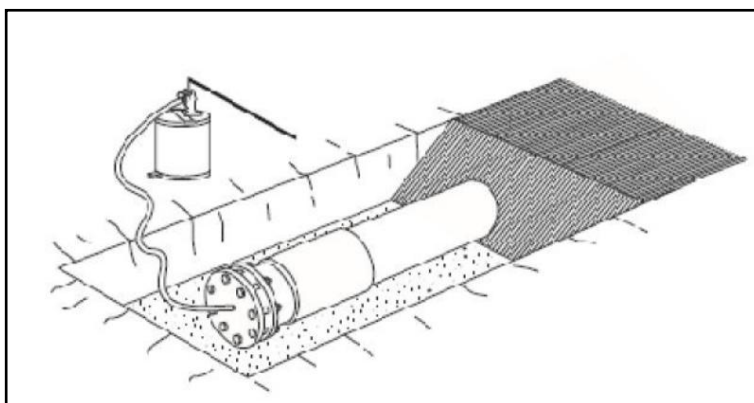


Figure V.3: Essai sur des tronçons

- Ramener la pression à 300 kPa (3 bars) à l'aide de la vanne de purge. Fermer la vanne pour isoler le tronçon à essayer.
- Enregistrer ou noter les valeurs de la pression aux temps suivants :
 - entre 0 et 10 minutes : 1 lecture toutes les 2 minutes ;
 - entre 10 et 30 minutes : 1 lecture toutes les 5 minutes ;
 - entre 30 et 90 minutes : 1 lecture toutes les 10 minutes .

Les valeurs successives doivent être croissantes puis éventuellement stables, par suite de la réponse viscoélastique du polyéthylène. On obtient normalement une bonne indication en 90 minutes. [3]

Remarque

Le fluage dépend de la température. En tranchée ouverte, sur réseau fermé, la pression peut varier lorsque la température du tube est modifiée par l'ensoleillement.

V.2.2 .6. Réparation

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

- Par manchons coulissants électro soudables.
- Par raccords mécanique

V.2.3 Choix et type de pose de canalisation

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

- la Pose en terre ordinaire ;
- la Pose en mauvais terrains ;

- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées ;
- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- la Passage de ponts ;
- la Pose sans tranchée ouverte. [1]

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

V.2.3.1 Pose en terre ordinaire

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent. La largeur de la tranchée est en fonction du diamètre de la conduite, elle varie aussi selon la nature du sol, les matériaux constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose.

Une canalisation enterrée supporte sa masse propre et se trouve soumise à des efforts importants dus à :

- La masse d'eau ;
- La masse du remblai ;
- Des charges roulantes quand elles existent.

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins les matériels les mieux adoptés, de manière à obtenir leur meilleurs rendements et la plus grande rentabilité.

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur la côté de la tranchée, de façon à éviter leur chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée
- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne, de manière que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Plus le tuyau est d'un diamètre important plus la surface d'appui doit être soignée et

aménagée pour épouser la forme du tuyau. L'idéal est un lit présentant un angle d'appui de 90°.

- En sol rocheux, on approfondit la tranchée de 15 à 20 cm en dessous de la cote définitive. On rétablit en suite le niveau en confectionnant un lit de pose bien damé avec de la terre meuble, du sable, du gravier ou de pierres carrées en petits éléments (passant dans un anneau de 5 cm de diamètre).

- Dans les pentes et dans les terrains argileux, où l'eau ruisselle ou s'accumule, on confectionne un lit de pose avec gravier ou des pierres cassées (passant à l'anneau de 5 cm) pour assurer un drainage correct.

- Lorsque la canalisation traverse des terrains dont l'assise du sol n'est pas dure, il est recommandé de prévoir un lit de béton maigre reposant au besoin sur des pieux battus.

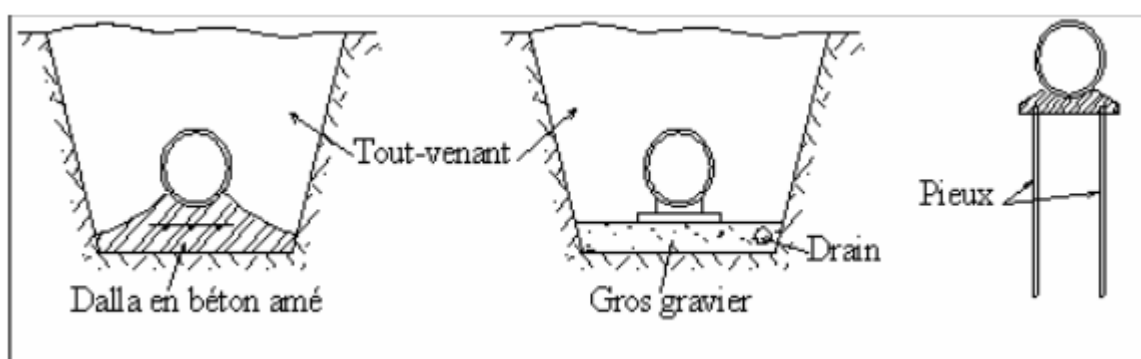


Figure V.4 : Les différents lits de pose

➤ **Pose de la conduite:**

Les éléments d'une canalisation forment une chaîne. Si un seul élément mal posé ou un joint défectueux, constituent un point faible préjudiciable à la qualité de la conduite entière.

Lorsque les tuyaux en sont dotés, on vérifie le bon état des revêtements intérieurs et extérieurs, en cas de détérioration, on met à côté le tuyau défectueux pour réparation du revêtement ou coupe de la partie abîmée.

On utilise un engin de levage, de puissance et de dimensions suffisantes pour la pose des conduites.

Au cours de la pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux. S'il est nécessaire de coller les tuyaux pour les aligner.

➤ Remblayage:

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans lequel repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution est confiée à des ouvriers expérimentés.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20cm au-dessous de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

En terrain agressif, on emploie comme remblai, une terre chimiquement neutre, ou mieux, une terre dont on aura rendu la réaction alcaline par addition de chaux. [1]

V.3. Accessoires

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement.
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- ✓ Protéger les canalisations.
- ✓ Soutirer les débits
- ✓ Purger les canalisations.
- ✓ Vidanger les canalisations.
- ✓ Isoler les canalisations.
- ✓ Changer les sens d'écoulement. [1]

V.3.1. Les robinets

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. Ce sont des appareils placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. [1]

V.3.1.1. Fonctions

Les fonctions à assurer par le robinet sont :

- a. 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, on recherche la perte de charge minimale).
- b. réglage** : dans ce cas l'intérêt se porte essentiellement sur les positions intermédiaires

de l'obturateur (entre position fermée et position ouverte). [5]

V.3.1.2. Classement des robinets

On distingue plusieurs types des robinets :

a. les robinets-vannes

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

b. les vannes papillons

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), ce type des vannes se ferment sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

c. les vannes d'isolement

Ce type des vannes est utiliser pour isoler certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir .

d. les vannes à clapet de non-retour

l'écoulement à travers ces vannes se fait dans un seul sens, On les utilise à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites ou sont installés les capture d'eau [5]

e. les vannes de réduction de pression

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou réduire la pression d'une valeur prédéterminée. [6]

V.3.2. Les clapets d'air

Il existe deux types de clapets :

- **Clapets à simple effet** : entrée d'air uniquement ;ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. il montée dérivation sur une tubulure en col de cygne
- **Clapet à double effets** : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur venant obturer un orifice.

V.3.3. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

A : Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

B : 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 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. [1]

V.3.4. Pièces spéciales de raccord

- **Les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.
- **Les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.
- **Les joints** : Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée. Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride.

V.3.5.les organes de mesures

V.3.6.1 mesure 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.

On distingue des appareils traditionnels tel que le diaphragme, le venturi et la tuyère, et d'autres modernes qui sont les plus utilisés comme les débits mètre et les compteurs.

Remarque : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications. [1]

V.3.6.2 mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- les manomètres à soufflet.

V.4.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les moyens de mise en place des canalisations d'eau potable, ces canalisations doivent être équipées d'accessoires devant être installés avec soin, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes pour assurer un bon fonctionnement du réseau.

Chapitre VI :
Gestion et entretien du réseau

CHAPITRE VI

Gestion et entretien du réseau

VI.1-Introduction

La gestion d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec exactitude un ensemble de tâches. L'objectif est d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir à chaque usager une desserte en continue et en toute circonstance, dans les bonnes conditions de qualité, de pression.

Dans cette optique d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'alimentation en eau potable, la notion de gestion, maintenance, et exploitation, et les opérations d'entretiens et de contrôles à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'alimentation en eau potable seront élaborés dans ce qui suit.

VI.2-But de la gestion

La gestion du réseau d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages hydrauliques.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des Interventions nettoyages, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, Traitement, stockage et distribution.

VI.3-Gestion des forages

Trois conditions sont essentielles pour gérer et exploiter correctement les forages :

VI.3.1-Adaptation de la pompe au captage :

La pompe est un élément essentiel du captage elle doit être dimensionnée en fonction de nombreux critères :

- La hauteur d'élévation totale ;
- Le débit refoule ;
- La vitesse de rotation de la pompe .[7]

VI.3.2-Les équipements nécessaires dans la station de pompage:

Il faut avoir les équipements suivants ;

- Un compteur d'eau ;
- Un compteur horaire par pompe ;.
- Un ampère mètre par pompe ;
- Un voltmètre ;
- Un manomètre ;
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage ;
- Une prise d'échantillon pour analyse [7]

VI.3.3-Gestion technique et suivi général des forrages :

La gestion d'un forage où d'un champ captant nécessite un suivi général des installations et des équipements, il y a :

➔ Contrôle hebdomadaire :

- Étanchéité de la fermeture des trappes.
- Étanchéité de la fermeture de la tête de puit.
- Mesure des niveaux statiques et dynamiques.

➔ Contrôle semestriel :

- Affaissement de terrains contournant les forages.
- Comparaison du niveau de forage et du niveau d'eau et du piézomètre de contrôle.
- Mesure des prélèvements et niveau.
- État de fonctionnement de l'installation. [3]

VI.4- Gestion des ouvrages de stockage

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte, le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers. Généralement, les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de Stockage sont:

- Contrôle hebdomadaire.
- Contrôle semestriel.

VI.4.1- Nettoyage des ouvrages de stockage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VI.4.1- Équipements du réservoir:

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements dans un réservoir :

TableauVI.01 : Equipements du réservoir.

Fonction	équipements
hydraulique	<ul style="list-style-type: none">➤ Clapet➤ Equipements de trop plein➤ Vidange➤ Siphon pour réserve d'incendie➤ Canalisations de liaison➤ Compteur➤ Clapet à rentre d'air➤ Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none">➤ Niveau➤ Poste de liaison électrique➤ Débit➤ Télécommande➤ Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none">➤ Trappes de visite pour les personnels et le matériel➤ Equipements spéciaux pour le nettoyage➤ Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none">➤ Appareils de manutention➤ Joints de montage➤ Eclairage

VI.5- Gestion du réseau de distribution

Pour assurer la gestion d'un réseau de distribution il est nécessaire de

- Détecter les fuites et les réparer ;
- Entretien et réparation de tout le réseau y compris les robinets vannes et les regards ;
- Contrôle de pression au niveau des conduites.

VI.5.1- Méthodes et techniques de détection des fuites dans les réseaux d'eau potable:

Parmi les méthodes de détection nous avons:

- Ecoute des bruits de fuite :

L'écoute des bruits de fuite a toujours été une méthode importante de localisation.

Mais le bruit d'une fuite peut être difficile à discerner par exemple pour les raisons suivantes :

- le matériau dont est faite la canalisation atténue le bruit de fuite, ce qui est particulièrement valable pour les tuyaux en amiante-ciment.
- les bruits de la circulation couvrant le bruit de fuite.
- Des appareils électroniques. [3]

VI .6-Conclusion :

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires, en adaptant les matériaux appropriés qui faciliteront sa gestion et son entretien.

Chapitre VII :
Organisation de chantier

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

VII.1-Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais, ainsi permettre d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, ensuite on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

VII.2. Travaux concernant réseau de distribution

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

- **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 coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards** Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.
- **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 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Remblayage des tranchées** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VII.3- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

➤ **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.

➤ **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 un nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

VII.4- Calcul des volumes des travaux :

VII.4.1- Calcul du volume du déblai de 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 '

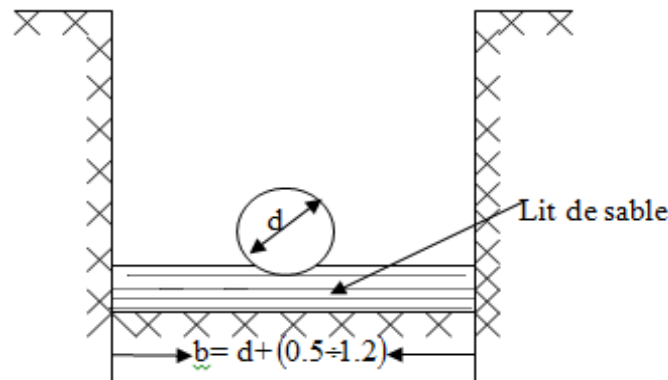


Figure VII.1: Schéma d'une tranchée.

VII.4.2- la profondeur (H_{tr}) :

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

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VII.-1)$$

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 $h_1 = 0,10$ m.

$$D'ou\grave{e} : H_{tr} = 1,10 + D \text{ (m)} \quad (VII.-2)$$

VII.4.3- Largeur de la tranchée :

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

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VII.1 : Calcul du volume du déblai du réseau.

D (mm)	L (m)	b (m)	H tr (m)	SD (m2)	V D (m3)
63	3539	0,663	1,163	0,771	2728,813
75	1630,5	0,675	1,175	0,793	1293,190
90	2172	1,663	1,19	1,979	4298,323
110	2006,4	0,71	1,21	0,859	1723,698
125	3323,59	2,663	1,225	3,262	10842,132
160	271	0,76	1,26	0,958	259,510
Volume_{totale}					21145,666

VII.4.4- Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L \quad (VII.-4)$$

V_s : volume du lit de sable (m³).

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.-2

Tableau VII.02: Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m³)
63	2026,49	0,663	0,15	201,534
75	1313	0,675	0,15	132,941
90	1951	1,663	0,15	486,677
110	1203,5	0,71	0,15	128,173
125	1781,5	2,663	0,15	711,620
160	62,5	0,76	0,15	7,125
Volume total				1668,071

VII.4.5- 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.
$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (VII-5)$$

S_c : section de la conduite (m²).

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (VII.-6)$$

V_c : volume de la conduite (m³).

Tableau VII.03 : Calcul du volume des conduites.

D (mm)	L (m)	S_c (m²)	V_c (m³)
63	1575	0,0031	4,9072
75	2507	0,0044	11,0700
90	2062	0,0064	13,1112
110	652,5	0,0095	6,1978
125	1402,4	0,0123	17,2013
160	85,5	0,0201	1,7182
Volume_{totale}			54,2057

VII.4.6- 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 :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \quad (VII.-7)$$

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.

A.N : $V_r = 21145,666 - 1668,071 - 54,2057 = 19423,3902 \text{ m}^3$

VII.5- Devis estimatif

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet,

Tableau VII.04 : Devis estimatif et quantitatif du projet.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	déblai	m ³	21145,666	500	10572833,2
	lit de sable	m ³	1668,071	1500	2502105,833
	remblaiement	m ³	19423,3902	400	7769356,069
Fourniture transport et pose des conduites	63	ml	3539	203,83	721 349,08
	75	ml	1630,5	289,41	471 880,12
	90	ml	2172	381,88	829 446,19
	110	ml	2006,4	568,93	1 141 491,54
	125	ml	3323,59	721,36	2 397 505,15
	160	ml	271	1 181,58	320 208,90
				Somme	26726176,06
				T.V.A 17%	4543449,931
				Coût Total	31269625,99

Remarque : les prix unitaires sont fournis par CHIALI .(2015)

VII.6. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.7. Planification par la méthode du réseau

Les principales opérations pour la rénovation des collecteurs d'un projet d'assainissement premièrement il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, les travaux s'effritent par l'ordre suivant.

A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation ;

B. Piquetage ;

C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;

D. Retirer les conduites à rénover ;

E. Aménagement du lit de pose ;

F. La mise en place des canalisations en tranchée ;

I. Construction des regards et les vannes ;

G. Assemblage des tuyaux ;

H. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;

J. Remblai des tranchées ;

K. Travaux de finition.

Tableau VII.5 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

OPERATION	TR	Précède	succède
A	30	B	-
B	4	C	A
C	80	D, E, F, G	B
D	10	H	C
E	20	H	C
F	30	H	C
G	20	H	C
H	15	I	D, E, F, G
I	34	J	H
J	26	K	I
K	15	-	J

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VIII.2 où :

<u>DCP</u>	<u>TR</u>
<u>DFP</u>	<u>DCPP</u>
<u>DFPP</u>	<u>MT</u>

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finissement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finissement au plus tard ;

MT : marge total.

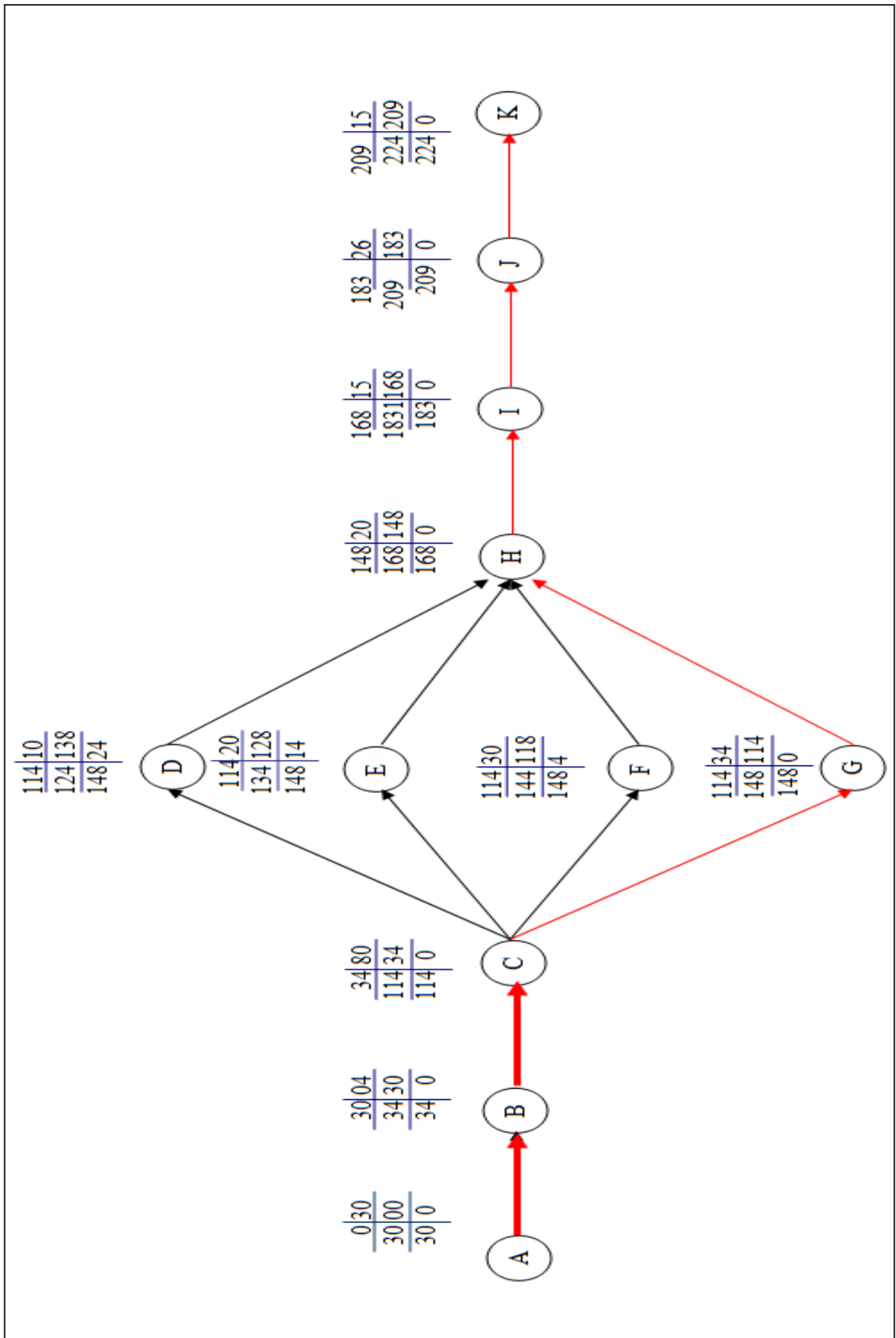


Figure VII.2 : Réseau a nœud.

- Le chemin critique : A-B-C-G-H-I-J-K , $\sum TR = 224$ jours , donc la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines .

VII.8.Conclusion

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permettent d'établir une estimation du coût total du projet. La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

Chapitre VIII :
Protection et sécurité au travail

CHAPITRE VIII

Protection et sécurité au travail

VIII . 1- Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine. 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 Ce chapitre a pour objectif est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

VIII .2 Les Causes Des Accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Généralement, les accidents de travail sont imputables à des conditions dangereuses et à des actions dangereuses, ces deux dernières sont causées par deux facteurs principaux :

VIII -2- 1 Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.2. 2 Facteurs matériels

- 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. [8]

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque d'accident est éventuellement ouvert, 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 pressions ou soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.).

Pour mieux éviter ses risques, on établira des listes d'actions et de conditions dangereuses. Ainsi on pourra mieux cerner le problème d'accident du travail.

VIII -3 Actions et conditions dangereuses

VIII -3.1 Actions dangereuses

L'accomplissement d'une tâche ou d'une activité qui est menée d'une manière qui pourrait mettre en danger la santé ou la Sécurité des travailleurs. Le tableau ci-dessous résume les actions dangereuses qu'on peut rencontrer avec quelque prévision pour les éviter. [8]

Tableau VIII . 1 : les actions dangereuses.

Actions dangereuses	Possibilité d'élimination
Ad n°1 : intervenir sur des machines en mouvement : Réparation d'une pompe en fonctionnement	Avant la réparation de la pompe il faut assurer que la pompe ne fonctionne pas.
Ad n°2 : intervenir sur des installations sous tension : pose de canalisation dans un terrain comportant des câbles d'électricité	utilisation de plan de masse bien détaillé avant d'entamer un projet de pose de canalisation
Ad n°3 : agir sans prévenir : Pénétrer dans un réservoir sans avertir	Avertir avant de faire quoi que ce soit
Ad n°4 : neutraliser les dispositifs : Réparation des fuites au niveau du réseau d'AEP sans fermeture des vannes	fermer les vannes avant d'entamer les travaux de réparation des conduites
Ad n°5 : ne pas utiliser les équipements de protection : Pose de la conduite profonde sans casque	Utiliser des casques lorsque la pose des conduites d'AEP
Ad n°6 : mauvaise utilisation d'un outillage : Compacter le sol après pose de canalisation avec des camions	Utiliser le compacteur pour les opérations de compactage
Ad n°7 : imprudence durant le stockage : Passer sous une charge suspendue	Faire attention aux objets maintenus
Ad n°8 : adopter une position peu sûre : Travailleur qui prend son déjeuner sur les échafaudages lors de la construction d'un château d'eau	Faire attention aux positions prises, travailler sur les échafaudages et faire des pauses et mangé sur le sol
Ad n°9 : attitude inapproprié : Utiliser une chaise pour lire la graduation des pipettes dans les laboratoires d'analyse des eaux	Utiliser les matériels adéquats
Ad n°10 : rythme de travail inadapté Cadence de travail trop rapide	Planifier de façon adéquate les tâches et leurs horaires
Ad n°11 : plaisanter ou se quereller : Projeter son collègue avec les lasers à infrarouge lors du piquage	Faut être sérieux et discipliner pendant le travail

VIII -3.2 conditions dangereuses

Une condition sur le lieu de travail qui est Susceptible de causer des dommages matériels ou des blessures. [8]

Tableau VIII .2 : conditions dangereuses

conditions dangereuses	Possibilité d'élimination
Cd n°1 : installation non protégée : Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin au bas du talus.	définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin.
Cd n°2 : installation mal protégée : Ancien clapets antipollution non contrôlable dans un réseau d'AEP	Le nettoyage de clapets antipollution non contrôlable
Cd n°3 : protection individuelle inexistante : absence de gang et lunette de protection dans le laboratoire d'analyse (station de traitement)	mettre des gangs et des lunettes a la disposition des travailleurs et leur imposé un port permanent de ses dispositifs
Cd n°4 : outillage en mauvaise état : Echelle en mauvais état établi lors de l'entretien d'un château d'eau	Vérification et renouvellement de l'échelle
Cd n°5 : défaut dans la conception : Pose d'une station de pompage sur une conduite de gaz enterrés	Vérification minutieuse des plans VRD avant d'entamer le projet
Cd n°6 : matière défectueuse : Ciment de mauvaise qualité pour la construction du réservoir	Vérification de la qualité du ciment utilisé
Cd n°7 : stockage irrationnel : Mauvaise disposition de matériels dans un magasin	Formation de magasinier qualifier et rangé minutieusement le matériels
Cd n°8 : mauvaise disposition des lieux : Escalier en charpente très penté dans un château d'eau	Affaiblir la pente des escaliers et la confectionner de façon circulaire
Cd n°9 : éclairage défectueux : Station de dessalement sans éclairage	Etablissement de l'éclairage
Cd n°10 : facteurs d'ambiance impropre : apeure dans le laboratoire d'analyse de traitement des eaux	Etablir des dispositifs anti bué
Cd n°11: conditions climatique défavorable : Traitement des fissures et ragréage dans le château d'eau pendant la pluie	Attendre que le mauvais temps passe

VIII -4 Organisation de la prévention des accidents du travail

- L'organisation de la prévention se présente à travers s les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figuré s dans l'organigramme ci- après :

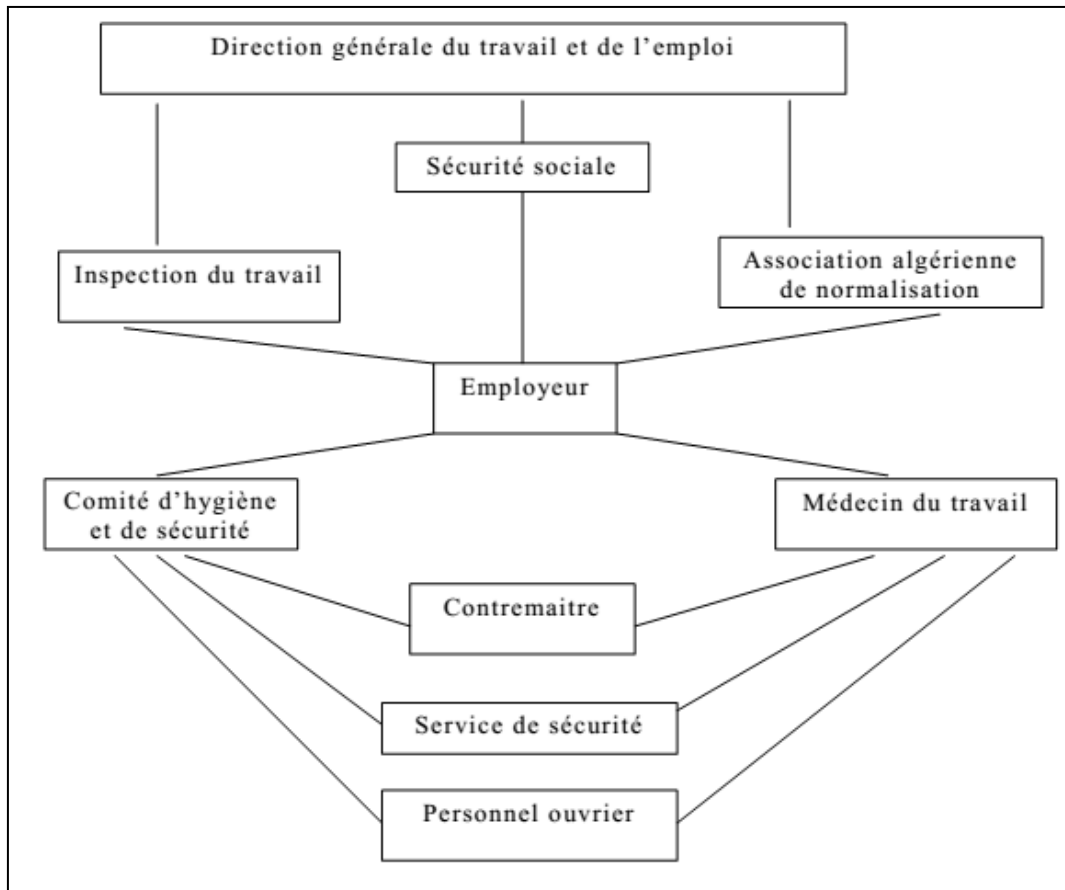


Figure VIII.1 : Organigramme des services la prévention des accidents du travail

VIII -5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VIII-5- 1 Protection individuelle :

Pour mieux protéger les travailleurs contre les dangers pendant l'exercice de leurs activités, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

Remarque : 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'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus de laisser une distance suffisante entre eux. [8]

VIII -5- 2 Protection collective :

1) Equipement 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.

2) Engin de levage :

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

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

3) Appareillage électrique :

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

VIII -6 - Conclusion

A la fin Ce chapitre nous on a expliqué comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement ce qui va influencer le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine on donnant quelques recommandations pour préserver de danger .

Conclusion général

La dégradation des réseaux d'eau potable est un phénomène continu dans le temps qui nécessite une réhabilitation programmée sur une longue période et implantée annuellement. Par sa conception et son contenu, la réhabilitation des systèmes d'AEP constitue une action structurante réalisable par étapes, en vue d'améliorer durablement la qualité de service public de l'eau.

Arrivé au terme de notre travail, à partir d'un diagnostic du service d'alimentation en eau potable de la ville d'ACL d'Ouled sabor et de son mode de fonctionnement, on a pu identifier les dysfonctionnements et de proposer des solutions techniques en prenant en compte les besoins à moyen et long terme.

Notre travail consistait à déterminer par secteur géographique le type d'action à entreprendre. Il comprend les phases suivantes :

1. Mise à jour et vérification des plans du réseau d'eau potable
2. Analyse de la production
3. Analyse de la consommation-distribution
4. Etablissement du bilan besoin-ressource
5. Calcul hydraulique de toute la chaîne de distribution.

A la lumière de cette étude, nous nous permettant de conclure qu'après avoir estimé les besoins en eau actuelle et futur, ces besoins ne peuvent suffire avec l'apport existant au futur. Comme solution à ce déficit, on suggérera l'utilisation de nouveau forage et l'exploiter avec un débit minimum de 5L/s à l'horizon 2045.

Nous avons aussi cité quelques anomalies existantes au niveau du forage, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution. Les remèdes contre ces insuffisances nécessitent quelques recommandations comme faire un entretien périodique des ouvrages de stockage existants et rénover le réseau de distribution de l'agglomération avec des nouveaux diamètres de conduites en PEHD.

Nous avons donné une très grande importance au côté technique, tel que le dimensionnement du réseau, après avoir estimé tous les besoins de l'agglomération à l'horizon de calcul en fonction de la ressource existante et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Bibliographie

- [1] **SALAH Boualem** , polycopie Alimentation en eau potable , ENSH, Septembre 2014, pages : 21,23,35,53,54,83,58,87,89,90,102.
- [2] **JEAN-LOUP Robert, Ph.D**, Hydraulique urbaine.2004,pages : 45,78,186,187
- [3] **CHATELAIN E**,Le Comité de Rédaction du STR PE, Guide-conseil-de-pose. 2004, pages 89,94 ,108.
- [4] **HATEM Haidar** Réhabilitation des réseaux d'eau potable : présentée devant l'Institut National des sciences Appliquées de Lyon, 2006.pages :52,57,97
- [5] **MARIA-JULIA DINIS-K/ourio** ; Les appareils de robinetterie 2005.pages :12,17,63
- [6] **RAMAROJAONA B**, Régulation de pression sur le Réseau d'eau potable de la communauté d'agglomération d'Evry centre Essonne. Mastère Spécialisé Eau Potable et Assainissement France, Octobre 2009.pages : 24,38,39
- [7] **BOUTEBBA. K., BOUZIANE. M.T, BOUAMRANE** Aide à la décision pour l'optimisation de la Gestion des réseaux d'alimentation En eau potable A. Laboratoire de Recherche en Hydraulique Souterraine et de Surface, Faculté des Sciences et Technologie, Université de Biskra, Algérie,Décembre 2014,. Disponible : sur www.strpe.org. Consulté le : 04/08/2016.
- [8] **Mr BENHAFIDHE** , polycopie protection et sécurité au travail , ENSH 1992 , pages : 8,12,13,19

Mémoires de fin d'études :

- **GUILSOUS**, modélisation sur le logiciel *EPANET* du réseau d'eau potable de la commune D'urrugne (064), Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de L'Environnement de Strasbourg, 2007.
- **MEBSOUT Adel** , réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi ladjel (w.Djelfa) ENSH 2015
- **MEKHTOUB Nassim** ,étude du diagnostic du réseau d'alimentation En eau potable de Djebabra et ses différents Quartiers (Blida). Septembre 2012.
- **DJAMA Hadjer** , réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Tiberguent(w.Mila). ENSH 2015

ANNEXES

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

Heures	Nombre d'habitants				
	(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Annexe N°2 : Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

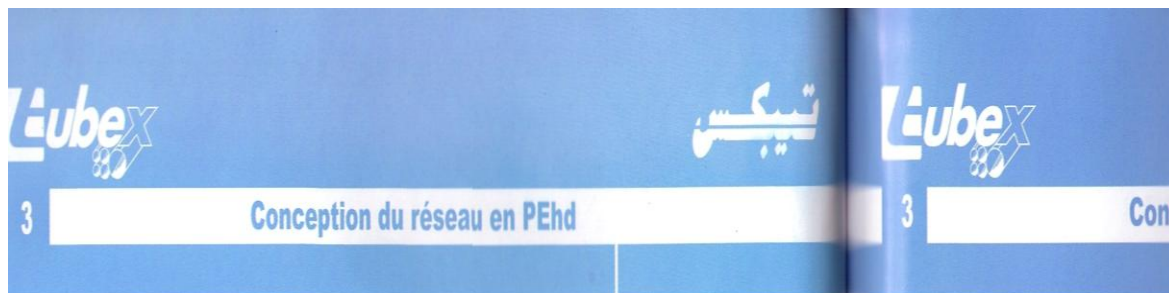


Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.

D = 75 mm s = 4,5 mm. Di = 66 mm			D = 90 mm s = 5,4 mm. Di = 79,2 mm			D = 110 mm s = 6,6 mm. Di = 96,8 mm			D = 125 mm s = 7,4 mm. Di = 110,2 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ^{1000m})	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ^{1000m})	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ^{1000m})	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ^{1000m})
0,20	0,68	0,92	0,20	0,98	0,73	0,20	1,47	0,58	0,20	1,91	0,47
0,30	1,03	1,75	0,30	1,48	1,5	0,30	2,21	1,13	0,30	2,86	0,93
0,40	1,37	3,19	0,40	1,97	2,51	0,40	2,94	1,97	0,40	3,81	1,61
0,50	1,71	4,51	0,50	2,46	3,47	0,50	3,68	2,87	0,50	4,77	2,45
0,60	2,05	6,03	0,60	2,95	4,87	0,60	4,41	3,92	0,60	5,72	3,34
0,70	2,39	8,37	0,70	3,45	6,49	0,70	5,15	5,30	0,70	6,67	4,35
0,80	2,74	10,35	0,80	3,94	8,32	0,80	5,88	6,66	0,80	7,63	5,62
0,90	3,08	13,28	0,90	4,43	10,35	0,90	6,62	8,39	0,90	8,58	7,04
1,00	3,42	15,71	1,00	4,92	12,80	1,00	7,36	10,05	1,00	9,53	8,44
1,10	3,76	18,32	1,10	5,42	15,02	1,10	8,09	11,85	1,10	10,49	10,13
1,20	4,10	22,08	1,20	5,91	17,65	1,20	8,83	14,08	1,20	11,44	11,77
1,30	4,45	25,12	1,30	6,40	20,48	1,30	9,56	16,17	1,30	12,39	13,53
1,40	4,79	29,46	1,40	6,89	23,51	1,40	10,30	18,73	1,40	13,35	15,62
1,50	5,13	32,92	1,50	7,39	26,07	1,50	11,03	21,11	1,50	14,30	17,62
1,60	5,47	36,56	1,60	7,88	29,45	1,60	11,77	23,62	1,60	15,25	19,97
1,70	5,81	41,69	1,70	8,37	33,02	1,70	12,50	26,62	1,70	16,21	22,20
1,80	6,16	45,75	1,80	8,86	36,78	1,80	13,24	29,46	1,80	17,16	24,82
1,90	6,50	51,44	1,90	9,36	40,73	1,90	13,98	32,82	1,90	18,11	27,29
2,00	6,84	55,91	2,00	9,85	44,87	2,00	14,71	35,91	2,00	19,07	30,17
2,10	7,18	60,56	2,10	10,34	49,20	2,10	15,45	39,12	2,10	20,02	32,87
2,20	7,52	67,03	2,20	10,83	53,00	2,20	16,18	42,95	2,20	20,97	36,00
2,30	7,86	72,09	2,30	11,33	57,20	2,30	16,92	46,44	2,30	21,93	38,94
2,40	8,21	79,10	2,40	11,82	58,43	2,40	17,65	50,59	2,40	22,88	42,33
2,50	8,55	84,56	2,50	12,31	63,32	2,50	18,39	54,36	2,50	23,83	45,85
2,60	8,89	90,20	2,60	12,80	67,37	2,60	19,12	58,25	2,60	24,79	49,14
2,70	9,23	97,98	2,70	13,29	72,60	2,70	19,86	62,86	2,70	25,74	52,92
2,80	9,57	104,03	2,80	13,79	78,02	2,80	20,60	67,04	2,80	26,69	56,44
2,90	9,92	112,36	2,90	14,28	83,63	2,90	21,33	71,96	2,90	27,65	60,06
3,00	10,26	118,78	3,00	14,77	89,42	3,00	22,07	76,41	3,00	28,60	64,21

Tableau de pertes de charge K=0,015

D = 160 mm s = 9,5 mm. Di = 141 mm			D = 180 mm s = 11,4 mm. Di = 158,4 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ^{1000m})	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ^{1000m})
0,20	3,12	0,34	0,20	4,24	0,25
0,30	4,68	0,72	0,30	5,76	0,50
0,40	6,24	1,18	0,40	7,68	0,75
0,50	7,80	1,79	0,50	9,36	1,12
0,60	9,36	2,51	0,60	11,04	1,60
0,70	10,92	3,28	0,70	12,72	2,17
0,80	12,48	4,20	0,80	14,40	2,83
0,90	14,04	5,16	0,90	16,08	3,58
1,00	15,60	6,29	1,00	17,76	4,42
1,10	17,16	7,52	1,10	19,44	5,35
1,20	18,72	8,77	1,20	21,12	6,37
1,30	20,28	10,19	1,30	22,80	7,48
1,40	21,84	11,62	1,40	24,48	8,68
1,50	23,40	13,24	1,50	26,16	9,97
1,60	24,96	14,96	1,60	27,84	11,35
1,70	26,52	16,66	1,70	29,52	12,82
1,80	28,08	18,57	1,80	31,20	14,38
1,90	29,64	20,45	1,90	32,88	16,03
2,00	31,20	22,55	2,00	34,56	17,77
2,10	32,76	24,74	2,10	36,24	19,60
2,20	34,32	26,89	2,20	37,92	21,52
2,30	35,88	29,27	2,30	39,60	23,53
2,40	37,44	31,59	2,40	41,28	25,63
2,50	39,00	34,16	2,50	42,96	27,82
2,60	40,56	36,82	2,60	44,64	30,10
2,70	42,12	39,40	2,70	46,32	32,47
2,80	43,68	42,25	2,80	48,00	34,93
2,90	45,24	45,01	2,90	49,68	37,48
3,00	46,80	48,04	3,00	51,36	40,12

Suite l'annexe N°2 : Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.



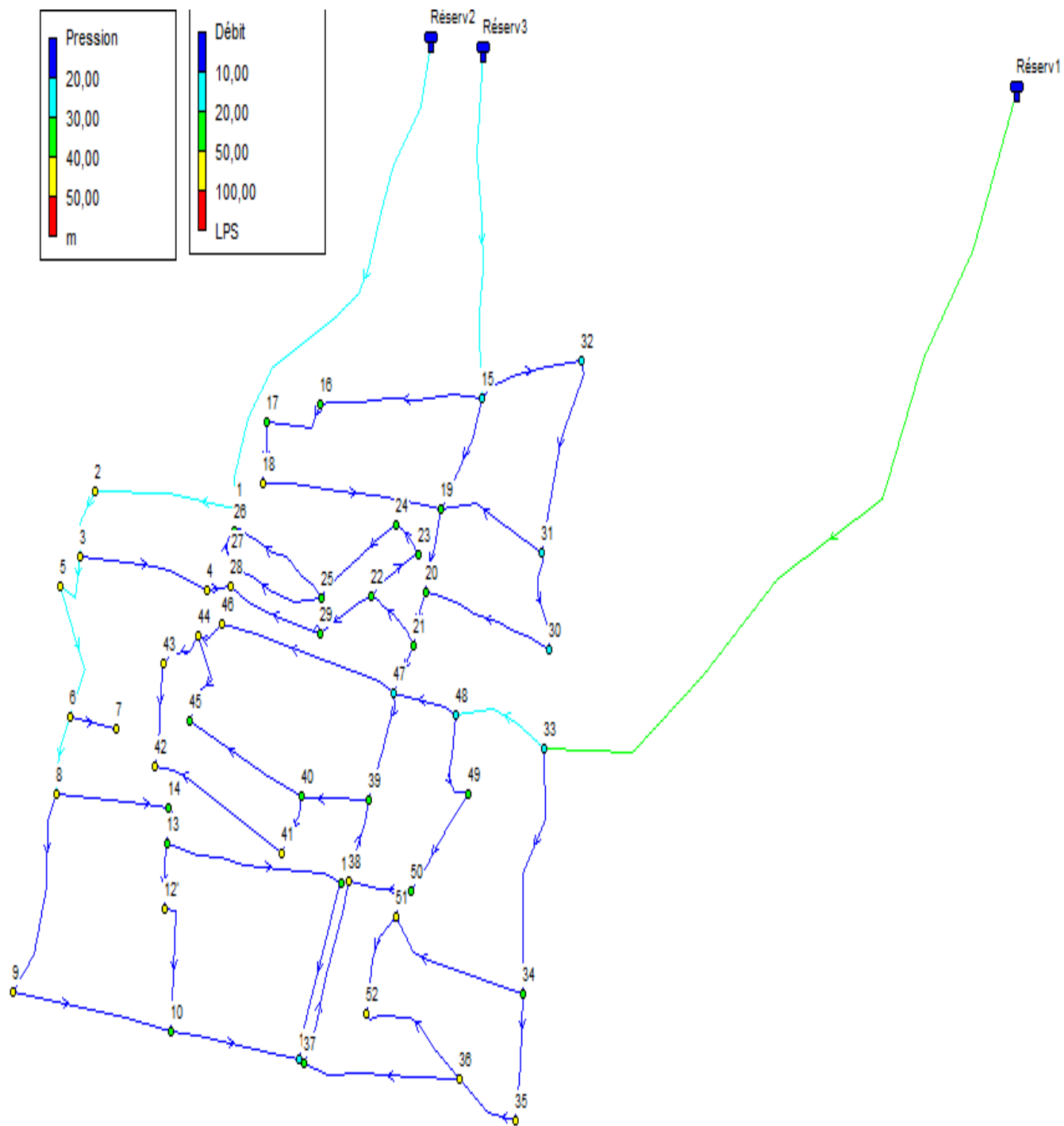
Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.

D = 75 mm s = 4,5 mm. Di = 66 mm			D = 90 mm s = 5,4 mm. Di = 79,2 mm			D = 110 mm s = 6,6 mm. Di = 96,8 mm			D = 125 mm s = 7,4 mm. Di = 110,2 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ³ /1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ³ /1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ³ /1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ³ /1000m)
0,20	0,68	0,92	0,20	0,98	0,73	0,20	1,47	0,58	0,20	1,91	0,47
0,30	1,03	1,75	0,30	1,48	1,5	0,30	2,21	1,13	0,30	2,86	0,93
0,40	1,37	3,19	0,40	1,97	2,51	0,40	2,94	1,97	0,40	3,81	1,61
0,50	1,71	4,51	0,50	2,46	3,47	0,50	3,68	2,87	0,50	4,77	2,45
0,60	2,05	6,03	0,60	2,95	4,87	0,60	4,41	3,92	0,60	5,72	3,34
0,70	2,39	8,37	0,70	3,45	6,49	0,70	5,15	5,30	0,70	6,67	4,35
0,80	2,74	10,35	0,80	3,94	8,32	0,80	5,88	6,66	0,80	7,63	5,62
0,90	3,08	13,28	0,90	4,43	10,35	0,90	6,62	8,39	0,90	8,58	7,04
1,00	3,42	15,71	1,00	4,92	12,80	1,00	7,36	10,05	1,00	9,53	8,44
1,10	3,76	18,32	1,10	5,42	15,02	1,10	8,09	11,85	1,10	10,49	10,13
1,20	4,10	22,08	1,20	5,91	17,65	1,20	8,83	14,08	1,20	11,44	11,77
1,30	4,45	25,12	1,30	6,40	20,48	1,30	9,56	16,17	1,30	12,39	13,53
1,40	4,79	29,46	1,40	6,89	23,51	1,40	10,30	18,73	1,40	13,35	15,62
1,50	5,13	32,92	1,50	7,39	26,07	1,50	11,03	21,11	1,50	14,30	17,62
1,60	5,47	36,56	1,60	7,88	29,45	1,60	11,77	23,62	1,60	15,25	19,97
1,70	5,81	41,69	1,70	8,37	33,02	1,70	12,50	26,62	1,70	16,21	22,20
1,80	6,16	45,75	1,80	8,86	36,78	1,80	13,24	29,46	1,80	17,16	24,82
1,90	6,50	51,44	1,90	9,36	40,73	1,90	13,98	32,82	1,90	18,11	27,29
2,00	6,84	55,91	2,00	9,85	44,87	2,00	14,71	35,91	2,00	19,07	30,17
2,10	7,18	60,56	2,10	10,34	49,20	2,10	15,45	39,12	2,10	20,02	32,87
2,20	7,52	67,03	2,20	10,83	53,00	2,20	16,18	42,95	2,20	20,97	36,00
2,30	7,86	72,09	2,30	11,33	57,20	2,30	16,92	46,44	2,30	21,93	38,94
2,40	8,21	79,10	2,40	11,82	58,43	2,40	17,65	50,59	2,40	22,88	42,33
2,50	8,55	84,56	2,50	12,31	63,32	2,50	18,39	54,36	2,50	23,83	45,85
2,60	8,89	90,20	2,60	12,80	67,37	2,60	19,12	58,25	2,60	24,79	49,14
2,70	9,23	97,98	2,70	13,29	72,60	2,70	19,86	62,86	2,70	25,74	52,92
2,80	9,57	104,03	2,80	13,79	78,02	2,80	20,60	67,04	2,80	26,69	56,44
2,90	9,92	112,36	2,90	14,28	83,63	2,90	21,33	71,96	2,90	27,65	60,06
3,00	10,26	118,78	3,00	14,77	89,42	3,00	22,07	76,41	3,00	28,60	64,21

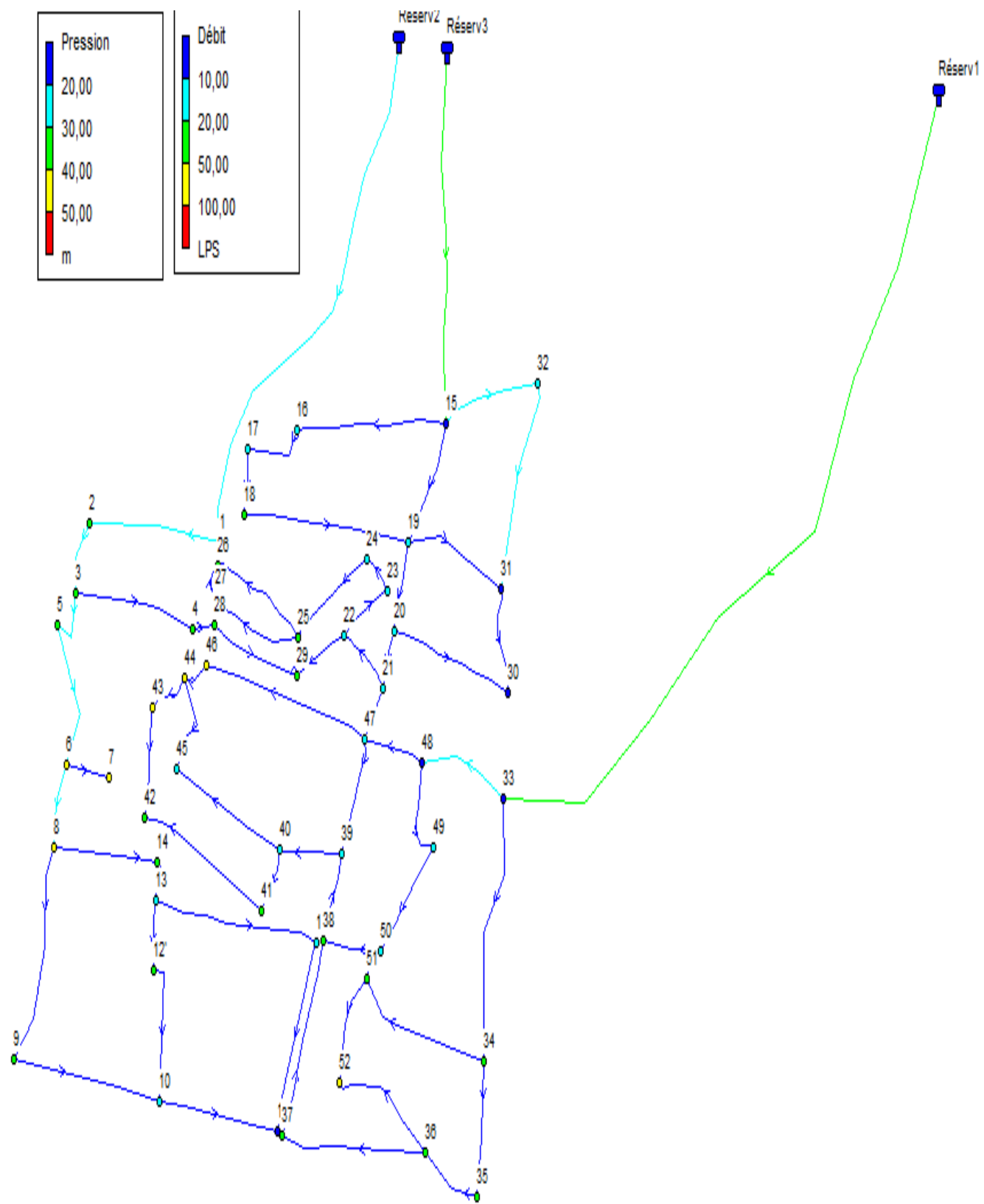
Tableau de pertes de charge K=0,015

D = 160 mm s = 9,5 mm. Di = 141 mm			D = 180 mm s = 10,8 mm. Di = 156,6 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ³ /1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J/(m ³ /1000m)
0,20	3,12	0,34	0,20	4,35	0,47
0,30	4,68	0,72	0,30	6,12	1,03
0,40	6,24	1,18	0,40	8,16	1,61
0,50	7,80	1,79	0,50	10,35	2,45
0,60	9,36	2,51	0,60	12,60	3,34
0,70	10,92	3,28	0,70	14,94	4,35
0,80	12,49	4,20	0,80	17,36	5,62
0,90	14,05	5,16	0,90	19,83	7,04
1,00	15,61	6,29	1,00	22,34	8,44
1,10	17,17	7,52	1,10	24,89	10,13
1,20	18,73	8,77	1,20	27,48	11,77
1,30	20,29	10,19	1,30	30,11	13,53
1,40	21,85	11,62	1,40	32,77	15,62
1,50	23,41	13,24	1,50	35,46	17,62
1,60	24,97	14,96	1,60	38,19	19,97
1,70	26,53	16,66	1,70	40,95	22,20
1,80	28,09	18,57	1,80	43,74	24,82
1,90	29,65	20,45	1,90	46,56	27,29
2,00	31,21	22,55	2,00	49,41	30,17
2,10	32,77	24,74	2,10	52,29	32,87
2,20	34,33	26,89	2,20	55,20	36,00
2,30	35,90	29,27	2,30	58,14	38,94
2,40	37,46	31,59	2,40	61,11	42,33
2,50	39,02	34,16	2,50	64,11	45,85
2,60	40,58	26,82	2,60	67,14	49,14
2,70	42,14	39,40	2,70	70,20	52,92
2,80	43,70	42,25	2,80	73,29	56,44
2,90	45,26	45,01	2,90	76,41	60,06
3,00	46,82	48,04	3,00	79,56	64,21

Annexe N°3 : les schémas de simulation Epanet de cas de pointe :



Annexe N°4 : le schéma de simulation Epanet de cas de pointe + incendie :



Annexe N 5

Résultats de la simulation hydraulique de la première variante du réseau à l'horizon 2045:

a) Charges et les pressions dans le réseau (variante 1)

- Cas de pointe

Tableau 1 : Charges et les pressions dans le réseau (variante 1)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	1135,5	0,75	1153,2	17,7
Noeud 2	1135	0,99	1145,5	10,5
Noeud 5	1127	0,6	1142,11	15,11
Noeud 6	1117,47	0,94	1137,23	19,76
Noeud 8	1113,5	1,53	1133,47	19,97
Noeud 9	1120	1,55	1130,66	10,66
Noeud 11	1135	1,23	1129,76	-5,24
Noeud 12	1128,3	1,48	1130,45	2,15
Noeud 13	1126,4	1,22	1130,94	4,54
Noeud 12'	1119	0,68	1130,72	11,72
Noeud 10	1127	1,97	1130,35	3,35
Noeud 3	1131,42	1,07	1143,28	11,86
Noeud 4	1131,5	0,65	1143,22	11,72
Noeud 14	1125,15	0,68	1132,01	6,86
Noeud 15	1160	1,75	1152,82	-7,18
Noeud 16	1152	1,12	1152,14	0,14
Noeud 17	1148	0,53	1150	2
Noeud 18	1138	1,11	1149,59	11,59
Noeud 19	1143,15	2,15	1148,42	5,27
Noeud 21	1139	0,45	1144,54	5,54
Noeud 20	1143,8	1,1	1144,95	1,15
Noeud 31	1160	1,51	1151,33	-8,67
Noeud 32	1155	1,14	1152,43	-2,57
Noeud 22	1135,96	0,74	1143,79	7,83
Noeud 23	1141,85	0,4	1143,2	1,35

Tableau 1 : Charges et les pressions dans le réseau (variante1)

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 25	1133,88	1,53	1142,92	9,04
Noeud 26	1133,55	0,59	1142,85	9,3
Noeud 27	1135,04	0,58	1142,85	7,81
Noeud 29	1133,92	0,8	1143,16	9,24
Noeud 28	1132,87	0,47	1143,15	10,28
Noeud 30	1154	1	1149,01	-4,99
Noeud 33	1161	1,23	1153,65	-7,35
Noeud 34	1138,67	1,84	1146,78	8,11
Noeud 51	1132	1,15	1145,71	13,71
Noeud 50	1140	0,83	1145,65	5,65
Noeud 52	1128	0,89	1145,6	17,6
Noeud 36	1128,8	1,65	1146,11	17,31
Noeud 35	1134	0,66	1146,35	12,35
Noeud 48	1155,5	1,1	1146,5	-9
Noeud 47	1145	1,58	1144,18	-0,82
Noeud 49	1140,7	0,69	1146,26	5,56
Noeud 46	1124	1,06	1143,54	19,54
Noeud 44	1125	0,6	1143,42	18,42
Noeud 45	1137	0,89	1143,2	6,2
Noeud 40	1140	1,16	1143,48	3,48
Noeud 39	1143	0,98	1143,78	0,78
Noeud 41	1127	0,93	1142,79	15,79
Noeud 42	1126	1,07	1142,65	16,65
Noeud 43	1123,87	0,51	1143,3	19,43
Noeud 37	1135,3	1,41	1144,01	8,71
Noeud 7	1120	0,23	1137,23	17,23
Noeud 38	1129	1,18	1143,9	14,9

Tableau 2: vitesse et pertes de charge (variante1)

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert deCharge (m/km)
R2-1	919,5	110	6,6	25,15	3,42	94,09
. 1-2	387,5	110	4,2	24,4	2,57	47,41
. 2-3	126,5	110	4,2	23,41	2,46	43,91
. 3-4	336,4	110	4,2	10,23	1,08	9,61
. 3-5	90	125	7,4	12,11	1,27	12,95
. 6-7	121,5	110	6,6	0,23	0,03	0,02
. 8-14	288,5	100	4,2	10,34	1,63	26
. 8-9	360	90	5,4	5,56	0,71	5,06
. 9-10	445,5	110	6,6	3,25	0,74	7,8
. 10-12'	244,5	75	5,6	1,7	0,23	0,72
. 12'-13	107	90	5,4	-0,85	0,26	1,54
. 10-11	330	63	4,7	-1,53	0,35	2,03
. 11-12	306,5	63	4,7	0,57	0,25	1,79
. 12-13	461,5	110	6,6	-0,66	0,29	2,25
. 13-14	66	90	5,4	-2,14	0,29	1,07
. R3-15	536	90	5,4	-4,88	1,11	16,27
. 15-16	412,5	125	7,4	29,39	4,62	180,6
. 16-17	170,5	75	5,6	5,77	0,61	3,39
. 17-18	105	90	5,4	4,65	1,46	32,28
. 18-19	468,5	75	5,6	4,12	0,94	11,98
. 19-20	148,5	90	5,4	3,01	0,94	14,68
. 20-21	95,59	125	7,4	14,75	3,36	124,09
. 21-22	137,9	110	6,6	17,98	1,89	26,74
. 22-23	130	60	3	-3,88	0,53	3,1
. 23-24	78	60	3	-0,01	0	0
. 24-25	228	60	3	-0,41	0,15	0,59
. 25-26	257,5	80	4,1	-1	0,35	2,78
. 26-27	50,5	80	4,1	0,58	0,12	0,27
. 25-27	252,5	80	4,1	-0,01	0	0

Tableau 2: vitesse et pertes de charge (variante1)

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert deCharge (m/km)
. 25-29	55	75	3,6	-0,59	0,12	0,28
. 22-29	115	80	4,1	-3,7	0,84	9,75
. 20-30	327	63	4,7	-9,11	2,06	50,18
. 30-31	190	75	5,6	4,61	0,92	10,57
. 31-32	321,5	125	7,4	-4,33	1,92	66,19
. 15-32	271	160	9,5	-5,33	1,67	41,38
. 15-19	224,5	90	5,4	-10,15	1,06	9,39
. 19-31	273,5	63	63	-11,29	0,72	3,46
. R1-0	1500	125	7,4	10,58	2,41	66,97
. 33-34	398	90	4,3	-3,31	1,47	40,51
. 34-35	197,5	125	7,4	3,6	0,57	3,84
. 35-36	145	125	7,4	2,47	0,26	0,75
. 36-37	423,5	75	5,6	1,81	0,19	0,43
. 37-38	308	63	5,4	-0,01	0	0
. 38-50	171	63	5,4	-1,42	0,63	8,71
. 50-51	62,5	63	5,4	0,9	0,4	3,95
. 34-51	356	90	5,4	2,58	1,14	25,75
. 38-39	133,5	75	5,6	0,71	0,16	0,53
. 39-47	190	110	6,6	-3,51	1,1	19,3
. 39-40	184,5	110	6,6	-6,55	0,89	7,95
. 40-41	113,5	63	4,7	2,06	0,28	1,01
. 41-42	368	63	4,7	0,95	0,42	4,23
. 42-43	189	63	4,7	0,02	0,01	0,01
. 43-44	73,5	90	5,4	-1,05	0,47	5,19
. 44-46	85,5	110	6,6	-1,56	0,36	2,12
. 46-47	461,5	125	7,4	-3,1	0,42	2,07

Tableau 2: vitesse et pertes de charge (variante1)

Tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert deCharge (m/km)
. 48-49	160	110	6,6	-4,16	0,44	1,88
. 49-50	195,5	90	5,4	9,12	1,43	20,68
. 36-52	285	63	4,7	4,83	0,76	6,52
. 51-52	176	63	4,7	3,2	0,43	2,19
. 44-45	154,5	63	4,7	-2,51	0,57	4,9
. 45-40	304,5	63	4,7	0,17	0,08	0,23
5-6	220	110	6,6	0,72	0,32	2,64
. 21-47	105	63	4,7	0,93	0,41	4,18
4-28	65	63	4,7	0,04	0,02	0,02